



**Ministère de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique**
Université Mohamed Boudiaf - M'sila
Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL



MEMOIRE Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

FILIERE : Génie Civil SPECIALITE : Géotechnique

Par :

MESSAADI Ferial & GHADRI Hadjer

THEME

***ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UNE DIGUE EN
TERRE SUR SOL MEUBLE***

(Application à la digue d'Ouled Abdelouahab dans la commune de Sidi Aissa -wilaya de Msila)

Soutenu devant le jury composé de Messieurs :

MAHAMEDI Abdelkrim, M.C.A, Université Med Boudiaf - M'sila, Président

MEKKI Lakhdar, M.C.A, Université Med Boudiaf - M'sila, Examineur

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

KHEMISSA Mohamed, Professeur, Université Med Boudiaf - M'sila, Encadreur

Promotion : 2022/2023

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier, mon directeur de mémoire **M. KHEMISSA Mohamed**, professeur à l'université Mohamed Boudiaf de Msila, pour ses conseils avisés, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je tiens à témoigner toute ma reconnaissance aux personnes suivantes, pour leur aide dans la réalisation de ce mémoire :

- Mon co-encadrant, M. SEDDIKI Ahmed, maitre de conférence à l'université de Msila, qui m'a beaucoup appris sur les défis auxquels sont confrontés le domaine des digues et de la simulation numérique. Il a partagé ses connaissances et son expérience dans le domaine tout en me donnant confiance et une grande indépendance dans la réalisation de tâches valorisantes.
- Toute l'équipe pédagogique de l'Université de Msila, responsable de ma formation.
- Mes amis et collègues qui m'ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de ma démarche.
- Au président et aux membres du jury, qui ont accepté d'examiner mon travail, me corriger et m'orienter

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Ferial MESSAADI & Hadjer GHADRI

الاهداء

الى من رباني وكافح من أجلي الى المصباح الذي انار دربي الى فخري
وعزتي ابي الغالي عبد الرزاق ارجو الله ان يمد في عمره

الى بسمه الحياة الى قره عيني اللهم احفظها وارزقها الصحة
والعفو والعافية امي الغالية فاطمة

الى من هم سندي وفرحتي في الحياة اخوتي فؤاد امين أحلام
خولة حبيبة رانيا

والى الورود المتفتحة والرياحين العطرة أبناء اخوتي حفظهم
الله

الى رفيقاتي سعادتي راضية هاجر مسعودة هالة ايناس سمية
الى كل احبائي اسعد الله قلوبهم

الى مشرف رسالتي دكتور محمد خميسة والمشرف المشارك
دكتور احمد صديقي دعمونا وشاركوا معرفتهم وخبرتهم في
المجال كل الشكر والتقدير لهم

الى كل من ساهم ولو بحرف في مسيرتي الدراسية

الى كل من دعا لي بالخير والنجاح

مساعدي فريال

الاهداء

اهدي تخرجي هذا الى من علمني العطاء الى من احمل اسمه
بكل افتخار وارجو الله ان يعد في عمرك لتري ثمارا قد حان
قطافها بعد طول انتظار ابي الغالي رابع

الى ملاكي في الحياة الى معنى الحب والحنان والتفاني الى
بسمة الحياة وسر الوجود الى من كان دعائها سر نجاحي امي
الغالية نعيمة

الى من هم سندي وفرحتي وسر سعادتي في الحياة اخوتي عبد
النور سيف الدين محمد ايمن معتز مراد نورة

الى رفيقاتي سعادتي هالة فريال راضية مسعودة أحلام حياة
ونام حليلة فيروز مروة ايمان رانية انفال

ولا يمكن ان انسى اساتذتي الكرام الذين كان لهم الفضل الكبير
والدور الأول في مساندي وتوضيح لي العديد من المعلومات
الهامة والقيمة بالنسبة لي أستاذ المشرف محمد خميسة وأستاذ
مساعد المشرف احمد صديقي

الى كل من ساهم في انجاز هذه المذكرة من قريب او بعيد

غادري هاجر

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire vise à analyser la **stabilité** des remblais en terre en considérant l'interaction du remblai avec le **sol de fondation**. Après avoir présenté des informations générales sur les différents types de barrages en terre, leur dimensionnement et les effets des **infiltrations** sur leur stabilité, les méthodes d'analyse de la stabilité hydraulique et mécanique et les différentes méthodes de **drainage** sont présentées. L'application pratique de l'étude de la stabilité de la **digue** en terre du barrage d'Ouled Abdelouahab situé dans la commune de Sidi Aissa dans la wilaya de M'sila a été réalisée à l'aide de l'outil numérique logiciel GEOSTUDIO, tout en utilisant le module SEEP/W, la stabilité hydraulique a été analysée en déterminant la saturation ligne, le débit de fuite au sein du massif et le dimensionnement du drain horizontal, et à l'aide du module SLOPE/W, différents cas de chargement ont été examinés pour analyser la stabilité mécanique des talus **amont** et **aval** de la digue enterrée.

Mots clés : stabilité - sol de fondation – infiltrations - drainage – digue – amont – aval

Abstract

The work presented in this thesis aims to analyze the **stability** of earth dams by considering the interaction of the embankment with the **foundation soil**. After presenting general information on the different types of earth dams, their design and the effects of **seepage** on their stability, the methods of analysis of hydraulic and mechanical stability and the different methods of **drainage** are presented. The practical application of the study of the stability of the **earth dam** of the Ouled Abdelouahab dam located in the commune of Sidi Aissa in the wilaya of M'sila was carried out using the software tool GEOSTUDIO, while using the SEEP/W module, the hydraulic stability was analyzed by determining the line saturation, the seepage rate within the mass and the sizing of the horizontal drain, and using the SLOPE/W module, different loading cases were examined to analyze the mechanical stability of the slope **upstream** and **downstream** of the embankment.

Keywords: stability - foundation soil - seepage - drainage - earth dam - upstream - downstream

خلاصة

يهدف العمل المقدم في هذه المذكرة إلى تحليل استقرار السدود الترابية من خلال النظر في تفاعل السد مع تربة الأساس. بعد تقديم معلومات عامة عن أنواع السدود الترابية المختلفة وتصميمها وتأثيرات التسرب على ثباتها وطرق تحليل الثبات الهيدروليكي والميكانيكي وطرق الصرف المختلفة. تم تنفيذ التطبيق العملي لدراسة ثبات السد الترابي الواقع بأولاد عبد الوهاب بلدية سيدي عيسى ولاية مسيلة، باستعمال البرنامج GEOSTUDIO، باستخدام البرمجية Seep/w، تم تحليل الاستقرار الهيدروليكي من خلال تحديد خط التشبع، ومعدل التسرب داخل الكتلة وتحديد الصرف الأفقي، وباستخدام البرمجية Slope/w تم فحص حالات التحميل المختلفة لتحليل الاستقرار الميكانيكي للمنحدر عند منبع مجرى النهر وعند المصب.

الكلمات المفتاحية: ثبات - تربة أساس - تسرب - صرف - سد ترابي - منبع - مصب

SOMMAIRE

RESUME

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE..... 1

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER.....	3
Généralités sur les barrages en terre.....	3
I.1 Introduction.....	3
I.2 Définition.....	3
I.3 Classifications des barrages en terre.....	4
I.4 Utilisation des barrages.....	6
I.5 Pathologie des barrages en terre.....	6
I.6 Conclusion.....	12
CHAPITRE DEUXIEME.....	15
Méthodes d'analyse de la stabilité d'une digue en terre.....	15
II.1. Dimensionnement d'une digue en terre :.....	15
II.2- Analyse de la stabilité de la digue en terre.....	18
II.3- Stabilité hydraulique.....	18
II.4- Stabilité mécanique d'un barrage en terre.....	21
II.5- Tassements.....	23
TROISIEME CHAPITRE.....	26
Outils numérique de simulation.....	26
III.1. Le logiciel Geostudio.....	26
III.2. Le module SEEP/W.....	27
III.3. Le module SLOPE/W.....	28
III.4. L'action sismique.....	33
III.5. Affichage des résultats des analyses.....	34

SIMULATION NUMERIQUE

QUATRIEME CHAPITRE.....	37
Simulation de la Stabilité de la digue d'barrage Ouled Abdelouahab.....	37
IV.1 Présentation de la digue du barrage Ouled Abdelouahab [6].....	37
IV.2 Géomorphologique et condition de site de la retenue [2].....	38
IV.3 Stratigraphie et lithologie de l'axe de de la retenue [3].....	39
IV.4 Sismicité du site du projet.....	39
IV.5. Matériaux locaux de construction.....	40
IV.6 Profil de la digue retenue.....	41
IV.7 Analyse de la stabilité hydraulique et mécanique.....	42
IV.8 Stabilité mécanique de la digue avec drain horizontal.....	47

IV.10- Etude paramétrique	52
IV.11- Synthèse	54
CONCLUSION GENERALE.....	55
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	57

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 Barrage en terre [1].....	3
Fig. I.2 Barrage en terre à homogène [2].....	4
Fig. I.3 Barrage en terre à noyau [2]	5
Fig. I.4 Barrage en terre à masque [2]	5
Fig. I.5 Rupture par renard hydraulique [6]	8
Fig. I.6 Rupture d'ensemble à partir du parement aval [7].....	9
Fig. I.7 Rupture d'ensemble à partir du parement amont [7]	9
Fig. I.8 Rupture par surverse [8]	10
Fig. I.9 Rupture Le glissement circulaire d'un talus [9].....	10
Fig. I.10 Rupture par liquéfaction [10].....	11
Fig. I.11 Rupture par affouillement [7]	11
Figure II.1 Coupe sur une digue en terre et Géométrie simplifiée	15
Figure II.2 Formules empiriques les plus utilisées pour le calcul de la largeur en crête.....	17
Figure II.3 Pentés des talus des barrages en terre selon Terzaghi	17
Figure II.4 Détermination de la ligne de saturation pour barrage homogène sur sol imperméable par la méthode de Kozeny	19
Figure II.5 Trace des lignes de courant et des lignes équipotentielles [11].....	21
Figure II.6 Retenue pleine [12]	22
Figure II.7 Tassement du corps de la digue.....	23
Figure II.8 Tassement des fondations.....	24
Figure III.1 Interface graphique du logiciel Geostudio ver 2012	26
Figure III.2 Maillage triangulaire.....	27
Figure III.3 Configuration du problème	28
Figure III.4 Méthode des tranches.....	31
Figure III.5 Définition de la surface de glissement par la méthode de la grille et du rayon	32
Figure III.6 Toutes les surfaces de glissement passant par un point	32
Figure III.7 Schéma de la surface de glissement d'entrée et de sortie.....	33
Figure III.8 Boîte d'introduction des coefficients d'accélération sismique	33
Figure III.9 Vecteurs d'écoulement produits par l'analyse d'infiltrations en régime permanent.....	34
Figure III.10 Surface de glissement critique et facteur de sécurité minimum.....	34
Figure IV.1 Situation de la digue d'Ouled Abdelouahab sur la carte topographique.....	37
Figure IV.2 Image Google Earth de la digue d'Ouled Abdelouahab	37
Figure IV.3 Vue en plan de la digue d'Ouled Abdelouahab [1].....	38
Figure IV.4 Extrait de la carte géologie de Ksar Chellala N° 138	38
Figure IV.5 Profil simplifié retenue de la digue en terre.....	41
Figure IV.6 Points constituant la géométrie du profil étudié	41
Figure IV.7 Fonctions de teneur en eau volumétrique et de conductivité hydraulique des colluvions (digue) en fonction de la succion	42
Figure IV.8 Résultats des calculs sous effets des infiltrations, digue pleine.....	44
Figure IV.9 Résultats des calculs sous effets des infiltrations, digue pleine avec drain horizontal	45
Figure IV.10 Lignes des contours des charges hydraulique et Isolignes vidange instantanée	46
Figure IV.11 Variation de la charge hydraulique en f(t), pour la digue avec drain.....	47
Figure IV.12 Lignes des contours des charges hydraulique et Isolignes vidange f(t) dite lente	47
Figure IV.13 Facteur de sécurité du talus aval en fin de construction	48

Figure IV.14 Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale drain et sans séisme	48
Figure IV.15 Facteur de sécurité du talus aval avec drain et sans séisme en utilisation normale	49
Figure IV.16 Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme de base	49
Figure IV.17 Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme maximal	50
Figure IV.17 Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide instantanée	51
Figure IV.18 Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide $f(t)$	51
Figure IV.19 Variation du facteur de sécurité en fonction de la hauteur-digue sans drain	52
Figure IV.20 Variation du débit de fuite en fonction de la hauteur de la digue sans drain	53
Figure IV.21 Variation du facteur de sécurité en fonction de la hauteur de la digue avec drain	53
Figure IV.22 Variation du débit de fuite en fonction de la hauteur-digue avec drain	54

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Les principaux rôles des barrages	6
Tableau II.1 : valeurs de la revanche en fonction de la hauteur totale du barrage	16
Tableau III.1 Équations de statique satisfaites	29
Tableau III.2 Caractéristiques et relations des forces inter-tranches	30
Tableau IV.1. Valeurs de coefficient d'accélération et coefficients sismiques	39
Tableau IV.2 Caractéristiques des matériaux de la digue et de la fondation.....	40
Tableau IV.3 Coordonnées des points constituant la géométrie du profil étudié.....	41
Tableau IV.4 Valeurs du FS selon Bishop pour toutes les configurations de charge.....	52

INTRODUCTION GENERALE

La maîtrise des ressources en eau par un développement hydroélectrique adéquat est l'une des clés d'une amélioration significative de la qualité de vie. En général, la croissance démographique et le développement économique nécessitent davantage de réservoirs pour retenir l'excédent hydraulique saisonnier afin de répondre de manière continue et régulière à la demande en eau. Aux yeux des anciens, il devait être naturel de construire des digues avec de la terre piétinée et compactée pour bloquer le cours des rivières. La construction de barrages a été nécessaire pendant des siècles. Les progrès des méthodes d'analyse informatique et numérique ont permis le développement de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution, aboutissant à des modèles qui expliquent mieux le comportement observé in situ.

Dans la littérature, il existe plusieurs études traitant de la stabilité des barrages en terre vis-à-vis du glissement en utilisant des méthodes numériques d'équilibre limite, d'éléments finis et de différences finies. Notre étude vise à analyser la stabilité d'un remblai en considérant son interaction avec le sol de fondation. Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature, et nous nous intéressons particulièrement à la méthode directe, où le sol et la structure sont inclus dans le même modèle et analysés comme un système complet. Cela résout le problème de l'interaction sol-structure dans son ensemble.

Le travail de ce mémoire consiste à étudier les effets de l'infiltration hydraulique sur la stabilité des talus en amont et en aval d'un barrage en terre.

Pour simuler le comportement de l'interaction du sol de remblai avec la fondation en sol meuble, nous avons utilisé différents modèles de comportement du sol adoptés dans le module de suintement seep/w du logiciel GEOSTUDIO version 2012.

Plusieurs configurations sous sollicitation sismique (en fin de construction, en régime permanent et en cours de vidange rapide) ont été étudiées pour montrer l'influence du modèle de comportement du sol du remblai et l'influence de la géométrie et de l'effet des paramètres hydraulique sur les résultats de calcul.

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

Chapitre 1 : *Généralités sur les barrages en terre* ; définition ; classification des barrages ; les pathologies des barrages *en terre*.

Chapitre 2 : *Analyse de la stabilité d'une digue en terre* ; dimensionnement ; analyse de la stabilité d'une digue en terre ; stabilité hydraulique ; stabilité mécanique ; et tassements.

Chapitre 3 : *Outil numérique de simulation* : présentation du logiciel Geostudio : le module SEEP/W ; Estimation des fonctions de conductivité ; Modélisation du drain horizontal ; Le module SLOPE/W ; Méthodes d'analyse en Equilibre limite ; Pressions interstitielles ; Définition de la surface de glissement ; Formes de surface de glissement ; L'action sismique ; Affichage des résultats des analyses.

Chapitre 4 : *Simulation de la stabilité de la digue de Ouled Abdelouahab* : elle comporte une application numérique pour calculer l'effet de l'interaction de la digue avec le sol de fondation meuble et du drainage horizontal sur l'infiltration et la stabilité mécanique, d'une digue en terre d'un barrage situé dans la commune de Sidi Aissa dans la wilaya de M'sila.

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

Généralités sur les barrages en terre

Généralités sur les barrages en terre

I.1 Introduction

La réalisation des barrages en terre 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.

La défaillance ou l'indisponibilité d'un barrage peut affecter des intérêts économiques vitaux et entraîner des dommages sérieux même en l'absence de rupture du barrage.

I.2 Définition

Un barrage est un ouvrage d'art construit au-dessus d'une vallée ou d'une dépression dans le but de retenir l'eau.

Un barrage est une barrière qui est construite à travers les voies navigables et est généralement construite dans les rivières afin d'empêcher l'écoulement naturel de l'eau et de créer un lac connu sous le nom de réservoir d'eau. Il s'agit de fournir de l'eau potable, l'irrigation et la production d'électricité.



Fig. I.1 Barrage en terre [1]

I.3 Classifications des barrages en terre

Les barrages en terre sont divisés en trois types principaux :

- ✓ Barrage homogène
- ✓ Barrage à noyau
- ✓ Barrage à masque

I.3.1 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 I.2.

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 la passe au travers du barrage.

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

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

La conception de ces ouvrages est fortement dépendante 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.

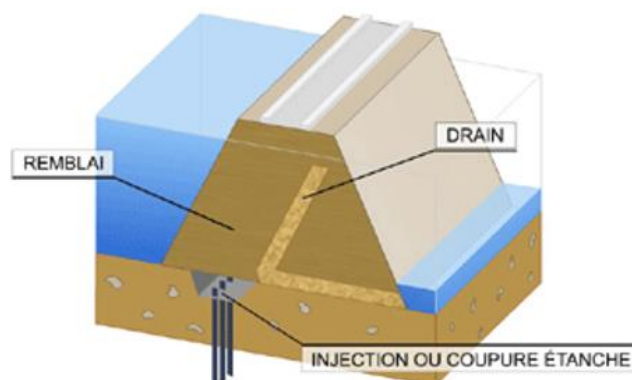


Fig. I.2 Barrage en terre à homogène [2]

I.3.2 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 (Fig. I.3.).

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.

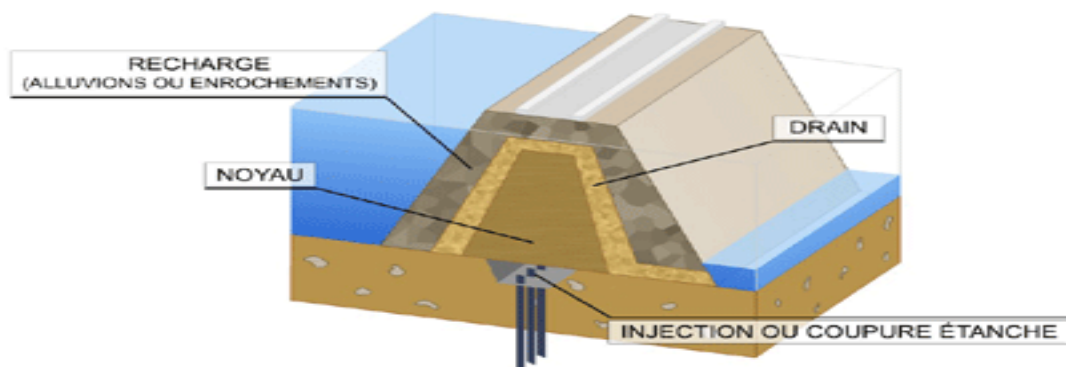


Fig. I.3 Barrage en terre à noyau [2]

I.3.3 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 (Fig. I.4).

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.

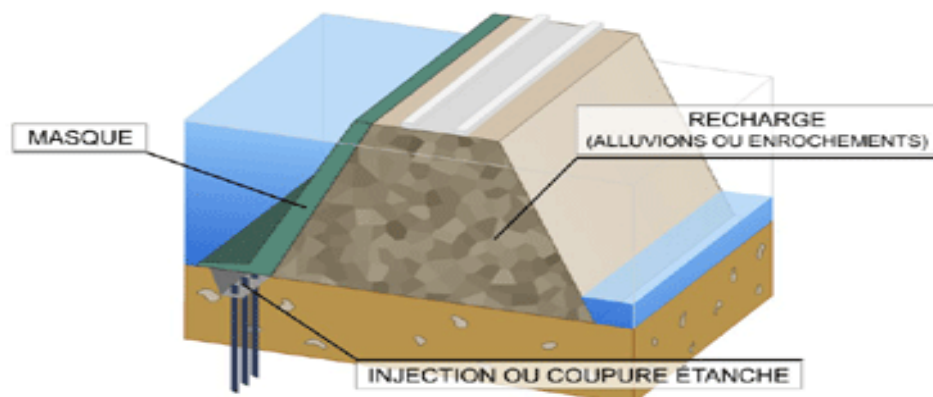


Fig. I.4 Barrage en terre à masque [2]

I.4 Utilisation des barrages

Les barrages jouent deux rôles principaux celui d'une part de stocker les apports d'eau afin de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations (eau potable, irrigation, fourniture d'énergie, navigation), et celui d'autre part, de protection contre des effets destructeurs de l'eau (maîtrise des crues, rétention de sédiments, protection contre les avalanches). D'autres fonctions assurées par les barrages sont présentées dans le (tableau I.1).

Tableau I.1 Les principaux rôles des barrages

Eau élément vital Stockage de l'eau	Eau élément destructeur Ouvrages de protection
Production d'énergie électrique	Digue de protection contre les crues.
Approvisionnement en eau industrielle protection incendie	Bassin de rétention contre les crues (inondation, érosion)
Irrigation	Ouvrage de protection contre les avalanches.
Pêche pisciculture (élément économique essentiel dans certains pays)	Bassin de rétention de sédiments de sédiments charriés.
Soutient d'étiage (garantie d'un débit minimal)	Régulation des lacs.
Navigation fluviale (garanti d'un tirant d'eau minimal)	Rétention des lacs en pays nordiques.

Certaines de ces cibles peuvent être complémentaires sur une même structure. D'autres objectent a priori : par exemple, il est impossible d'avoir à la fois un réservoir plein pour fournir une réserve d'eau potable et un réservoir vide pour limiter au maximum l'impact des inondations. En particulier, les barrages anti-inondation sont des ouvrages conçus spécifiquement à cet effet, avec des règles de conception et d'exploitation spécifiques [3].

I.5 Pathologie des barrages en terre

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres.

I.5.1 Les causes humaines

Causes possibles d'accidents : Recherches préliminaires insuffisantes, contrôle exécutif insuffisant, erreurs de fonctionnement, manque d'encadrement et de maintenance, voire malveillance, sabotage, attentat, guerre

I.5.2 les causes naturelles

Les barrages peuvent également échouer en raison de causes naturelles. C'est le cas d'une inondation anormale d'intensité supérieure à celle retenue pour les dimensions structurales de l'évacuateur, dite inondation de projet. Le niveau de sécurité utilisé se situe généralement entre la crue millénaire et la crue décennale. Les digues ne peuvent pas résister aux inondations et sont donc plus sujettes aux débordements. La phase de construction d'un barrage en construction est une période sensible au risque d'inondation car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore en service.

Les glissements de terrain, soit dans la structure de la digue elle-même, soit dans le terrain entourant le réservoir, sont également responsables de la rupture. L'ouvrage pourrait être déstabilisé par des glissements de terrain [4], ou inondé par des vagues générées par des glissements de terrain en amont de la retenue [5].

Enfin, les tremblements de terre provoquent des dégâts mineurs (déformations, affaissements, fissures, etc.) qui ne peuvent être ignorés. Le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est faible. Les ruptures de barrage causées par des tremblements de terre sont très rares.

I.5.3 Problèmes techniques

Des problèmes techniques peuvent entraîner une défaillance structurelle. Erreurs de conception, de construction ou de matériaux. Il pourrait s'agir d'un dysfonctionnement des vannes qui permettent l'évacuation des eaux de crue. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature de la fondation et l'âge de l'ouvrage jouent tous un rôle dans l'apparition de ces problèmes.

I.5.4 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.

I.5.4.1- 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.



a- Renard le long d'une conduite



b- Débouché amont de renard sur conduite de vidange

Fig. I.5 Rupture par renard hydraulique [6]

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.

I.5.4.2- 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 I.6.

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

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

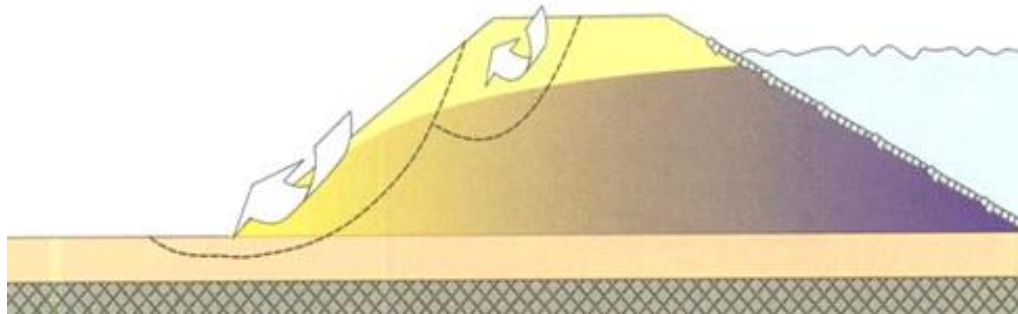


Fig. I.6 Rupture d'ensemble à partir du parement aval [7]

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.



1-Mécanisme de la rupture 2-Au cours de la décrue



3a- Les sous-pressions 3b- La saturation du remblai

Fig. I.7 Rupture d'ensemble à partir du parement amont [7]

I.5.4.3 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.



Fig. I.8 Rupture par surverse [8]

I.5.4.4 Le glissement des talus

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement quasi circulaire dans le corps du remblai aux pentes de talus trop raides.

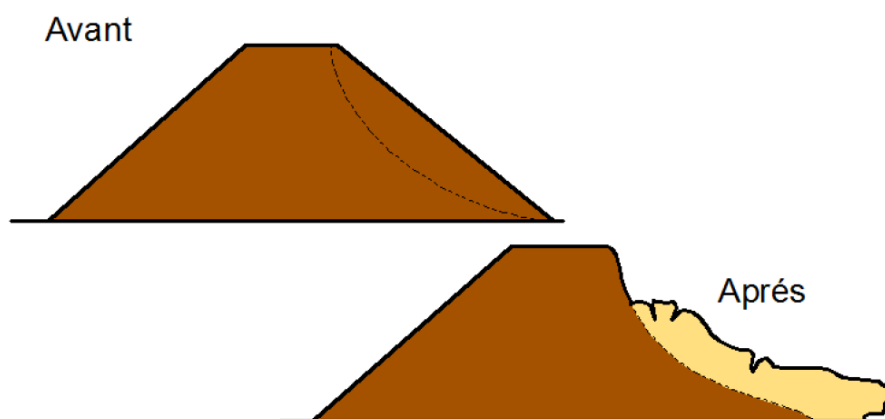


Fig. I.9 Rupture Le glissement circulaire d'un talus [9]

Ce mécanisme de glissement circulaire s'avère le plus fréquent dans les remblais homogènes ou aucune ligne privilégiée de rupture n'est déterminée par la structure interne du massif. Le cercle de glissement recoupe parfois les terrains de fondation si les matériaux qui la constituent présentent des caractéristiques mécaniques particulièrement médiocres.

I.5.4.5 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 I.10 montre l'effondrement par liquéfaction du parement amont du barrage de San Fernando, Californie, USA, 1999



Fig. I.10 Rupture par liquéfaction [10]

I.5.4.6- 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 I.11 schématise les étapes de la rupture par affouillement.

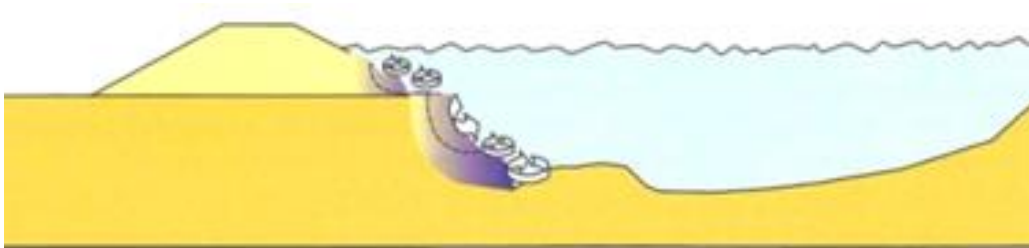


Fig. I.11 Rupture par affouillement [7]

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.

I.6 Conclusion

En conclusion, un petit barrage doit rester un ouvrage de conception simple, de réalisation simple, d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité : on ne supprimera pas, par exemple, le filtre autour d'un drain en matériau grossier pour un argument de simplicité ! [1]

Malheureusement, pour le concepteur de petit barrage, simplicité ne veut pas dire facilité Il est plutôt plus difficile de concevoir un petit barrage qu'un grand, car les moyens d'investigation - en particulier - ne sont pas à l'échelle [1].

CHAPITRE DEUXIEME

Analyse de la stabilité d'une digue en terre

Méthodes d'analyse de la stabilité d'une digue en terre

II.1. Dimensionnement d'une digue en terre :

II.1.1- Dispositions générales

Pour l'étude 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.

II.1.2- Dimensionnement géométrique de la digue

Pour les besoins de calculs, certaines grandeurs du barrage sont choisies suivant les différentes pratiques de construction de barrages (figure II.1.).

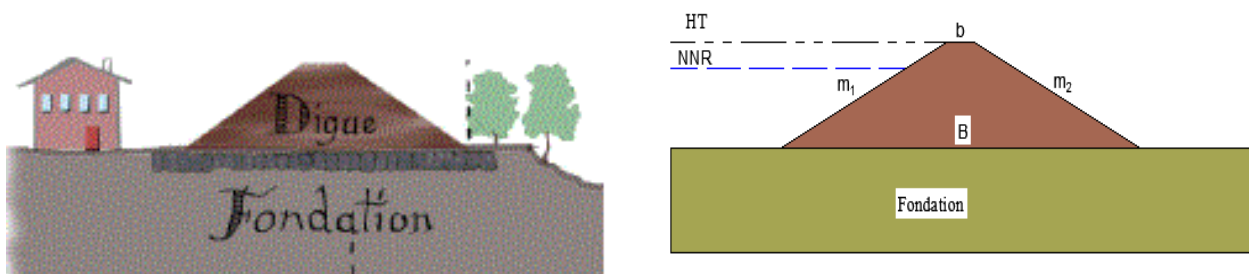


Figure II.1 Coupe sur une digue en terre et Géométrie simplifiée

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 et g : accélération de la pesanteur

Une analyse de plusieurs barrages fonctionnels à travers le monde a guidé aux valeurs mentionnées ci-dessous (tableau II.1).

Tableau II.1 : valeurs de la revanche en fonction de la hauteur totale du barrage

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

Largeur de la 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 regroupées sur la Figure 2.2.

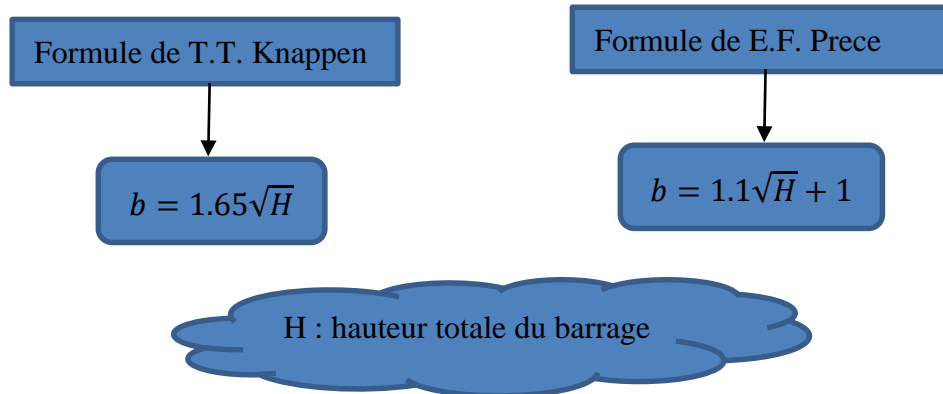


Figure II.2 Formules empiriques les plus utilisées pour le calcul de la largeur en crête

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 figure II.2.

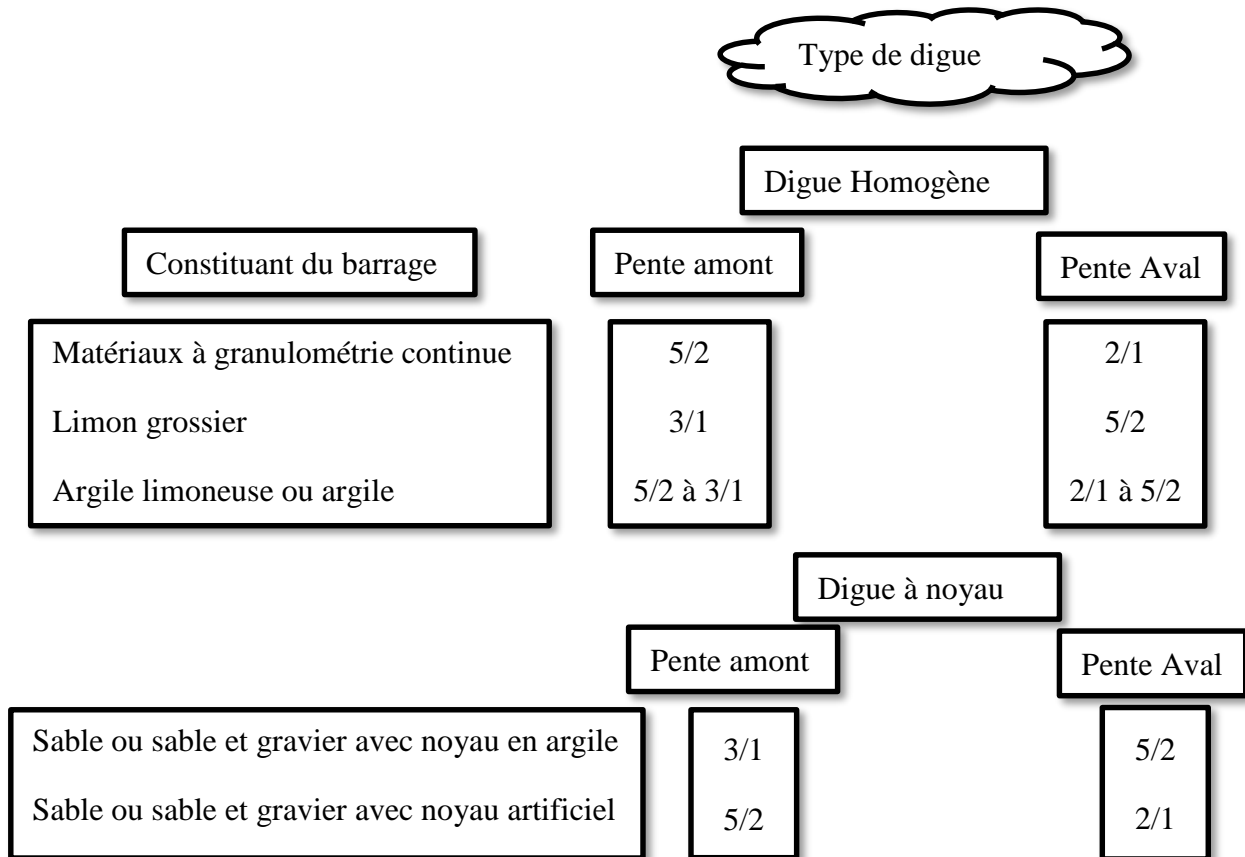


Figure II.3 Pentes des talus des barrages en terre selon Terzaghi

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.

II.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.

II.3- Stabilité hydraulique

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

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

II.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 :

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

Où

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

II.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 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.

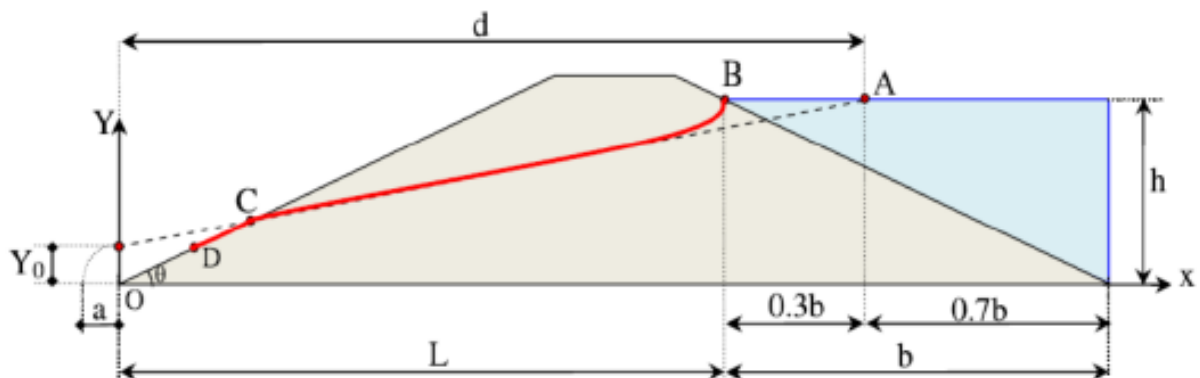


Figure II.4 Détermination de la ligne de saturation pour barrage homogène sur sol imperméable par la méthode de Kozeny

II.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

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

-La loi de Darcy.

$$\vec{V}=-k\overrightarrow{\operatorname{grad}h}$$

De ces deux équations nous pourrions avoir le système suivant :

$$\begin{cases} \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \\ V_x = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_z = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \end{cases}$$

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 : (figure II.5)

- 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.

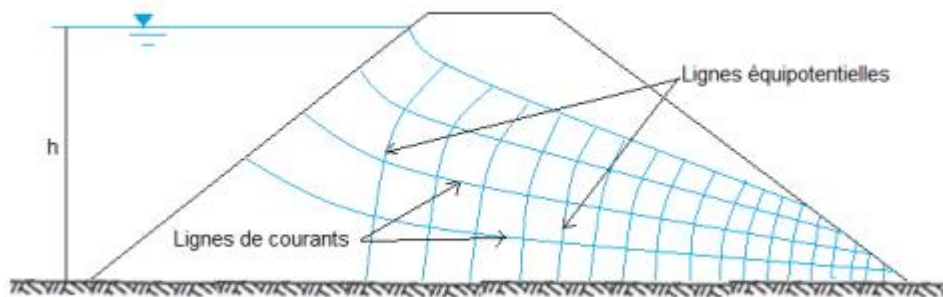


Figure II.5 Trace des lignes de courant et des lignes équipotentielles [11]

II.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.

II.4- Stabilité mécanique d'un barrage en terre

II.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 II.6.

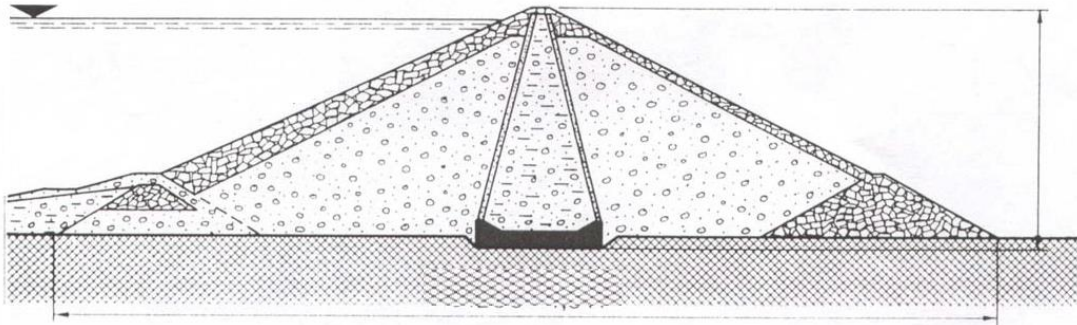


Figure II.6 Retenue pleine [12]

- 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.

II.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 10 000 ans) étudié avec la méthode pseudo statique.

II.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 moins de 20 à 30 m et où la digue est bien compactée.

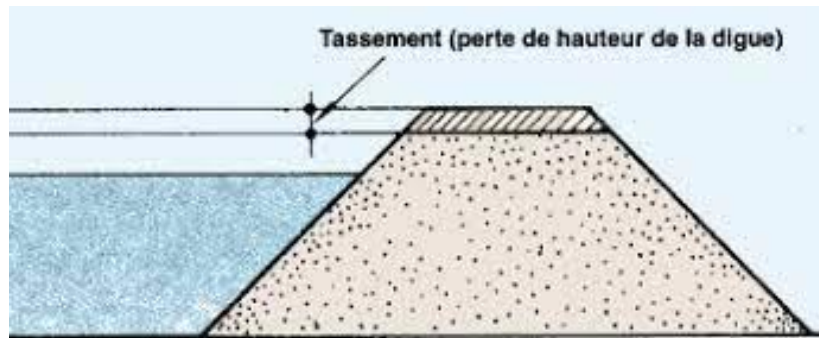


Figure II.7 Tassement du corps de la digue

Le deuxième varie en fonction de la nature de terrain (les couches au-dessous de la digue voire la figure II.8) et ses caractéristiques qu'on peut les déterminer à l'aide de la courbe de l'essai œnométrique et de cette formule :

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

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 :

$$T = 0.01H_b$$

Avec : H_b : la hauteur du barrage

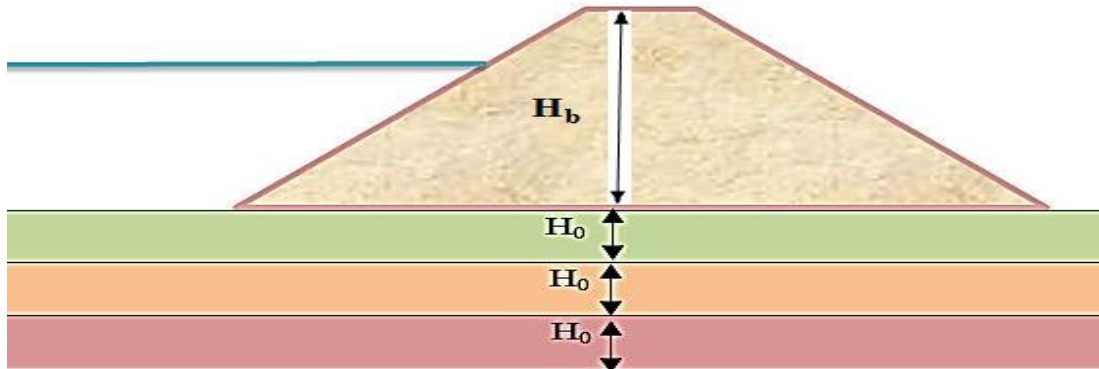


Figure II.8 Tassement des fondations

TROISIEME CHAPITRE
Outil numériques de simulation

Outils numérique de simulation

III.1. Le logiciel Geostudio

Geostudio est un logiciel de calcul permettant le traitement de différents problèmes de sols tel que les glissements des terrains, les tassements, la consolidation, les infiltrations dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.



C'est un ensemble de plusieurs modules :



Seep/w : modélisation des infiltrations (la stabilité hydraulique).

Slope/w : calcul de la stabilité mécanique des talus.

Sigma/w : analyse la relation contraintes -déformations.

Quake/w : comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme.

Temp/w : analyse des problèmes géotechniques du sol.

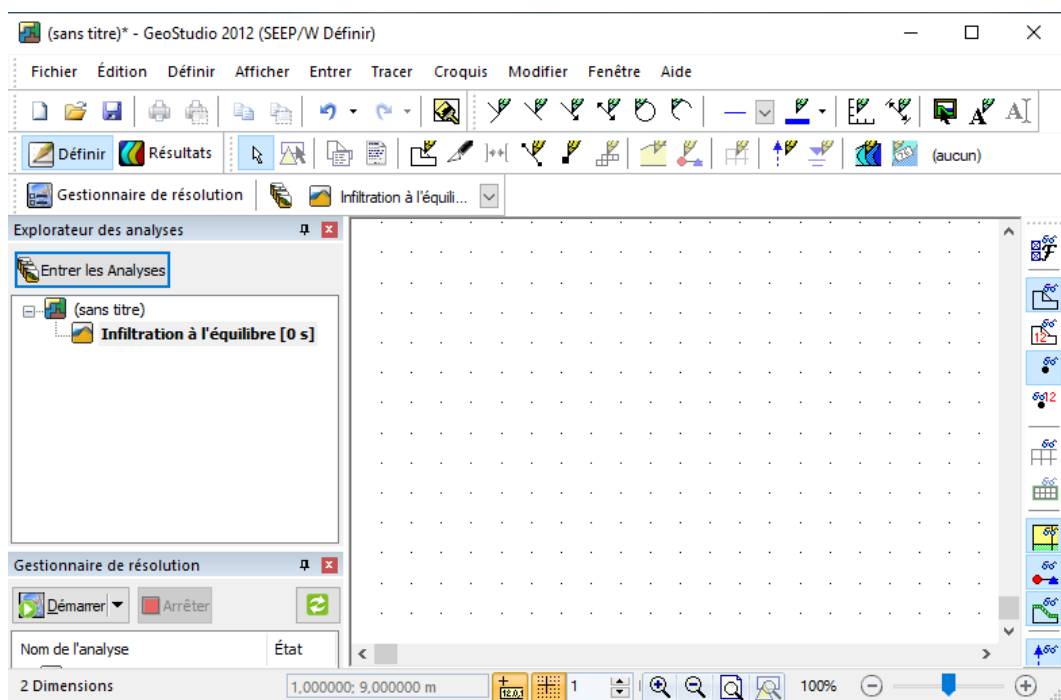


Figure III.1 Interface graphique du logiciel Geostudio ver 2012

III.2. Le module SEEP/W

Le module de calcul **SEEP** est un programme de la stabilité hydraulique (analyse des infiltrations d'eau).

III.2.1. Type d'analyse implémentés dans le module :

- Etat stationnaire (infiltration à l'équilibre) ;
- Transitoire (infiltration transitoire) ;
- Transfert de chaleur (Transfert de chaleur par convection) ;
- Fonction de la densité

III.2.2. Paramètres d'analyse

La première étape, avant de définir des matériaux ou de décrire la géométrie, consiste à identifier le type d'analyse qu'on va effectuer (par exemple, en régime permanent ou transitoire, déformation in situ ou sous charge, dynamique ou statique initiale, etc.).

III.2.3. Propriétés des matériaux

Il est souvent nécessaire de décrire des paramètres de sol à valeur unique (cohésion, angle de frottement, etc.) ainsi que des fonctions (contrainte, conductivité, teneur en eau, etc.).

Par conséquent, une fois que tous les matériaux ont été entièrement définis, on peut développer la géométrie du problème, y compris le maillage des éléments finis.

III.2.4. Géométrie

Il existe deux étapes principales pour définir la géométrie : esquisser le problème, puis développer le maillage des éléments finis.

Esquisse du problème

On définit la page, les unités et l'échelle pour qu'on assure que la zone de travail est correctement dimensionnée et mise à l'échelle et qu'on a sélectionné les unités appropriées pour notre problème.

Maillage

Une fois la géométrie de base développée, on utilise les propriétés du maillage pour examiner et affiner le maillage. Sur la figure est représenté un maillage de type triangulaire.

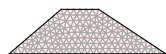


Figure III.2 Maillage triangulaire

III.2.5. Conditions aux limites

Sans conditions aux limites, il n'est pas possible d'obtenir une solution par éléments finis. Les conditions aux limites peuvent être considérées comme les forces motrices ou résistantes qui existent autour du périmètre ou de la « frontière » du problème. Une solution sera déterminée dans le maillage d'éléments finis à la suite de ces conditions imposées (charge, flux, force, déplacement, etc.).

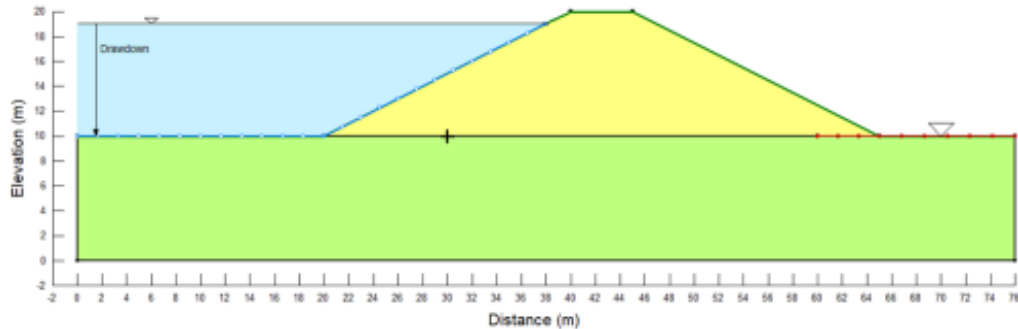


Figure III.3 Configuration du problème

III.2.6. Estimation des fonctions de conductivité

Une fonction de conductivité hydraulique définit la relation entre la pression interstitielle et la conductivité hydraulique, selon une des méthodes implémentées dans le logiciel, la valeur de la conductivité à saturation k -saturation et la teneur en eau résiduelle.

Dans une fonction de conductivité hydraulique typique, la teneur en eau diminue lorsque la pression interstitielle devient négative, la capacité du sol à conduire l'eau diminue à mesure que la teneur en eau diminue. La conductivité hydraulique du sol diminue par conséquent à mesure que la pression interstitielle devient de plus en plus négative. Les fonctions de conductivité hydraulique pour les sols typiques sont disponibles dans la base de données des fonctions GeoStudio.

Diverses méthodes sont disponibles pour estimer la conductivité hydraulique sur la base de fonctions de teneur en eau préalablement définies et de la connaissance de la valeur de conductivité saturée.

La teneur en eau volumétrique sous forme d'une fonction schématisée en introduisant la valeur de la teneur en eau à saturation pour un échantillon de matériau bien précis et la valeur de la compressibilité par défaut est ($Mv=0.00001/kPa$).

La fonction de conductivité hydraulique définit la relation entre la pression interstitielle et la conductivité hydraulique. Déterminé par la méthode Van Genuchten, avec une conductivité à saturation k -saturation de (10^{-4} m/s) et une teneur en eau résiduelle (0.04 m³/m³).

III.3. Le module SLOPE/W

Le module de calcul **SLOPE** est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur de nombreuses méthodes d'analyse différentes :

- Equilibre limite ;
- Contrainte ;
- Contrainte ;
- Déformation de Newmark

III.3.1. Méthode d'analyse en Equilibre limite :

Lors du développement d'une analyse d'équilibre limite, on doit penser en termes de quatre composants principaux :

- Méthode d'analyse ;
- Propriétés des matériaux ;
- Modèles de comportement ;
- Géométrie et définition de la surface de glissement.

En outre, le problème peut également inclure des composants secondaires tels que : les pressions interstitielles ; fissures de tension ; Renforcement et autre chargement externe.

A. Pressions interstitielles

Plusieurs options de pression interstitielle peuvent être utilisées dans SLOPE/W (par exemple, ligne piézométrique, têtes d'éléments finis, etc.). Si on prévoit d'inclure les pressions interstitielles dans notre analyse, on doit identifier l'option qui sera utilisée dans l'onglet PWP des analyses.

B. Définition de la surface de glissement

Plusieurs options sont disponibles nous aider à définir la forme et la position des surfaces de glissement de piste. On doit définir l'approche qu'on va utiliser dans l'onglet Surface de glissement des analyses avant de pouvoir l'utiliser dans le modèle.

C. Répartition du facteur de sécurité (FOS)

On peut effectuer une analyse de sensibilité ou exécuter une analyse probabiliste de Monte Carlo dans l'onglet FOS Distribution des analyses.

Le tableau III.1 répertorie les méthodes disponibles dans SLOPE/W et indique quelles équations de statique sont satisfaites pour chacune des méthodes.

Tableau III.1 Équations de statique satisfaites

Méthode	Équilibre des moments	Équilibre des forces
Ordinaire ou Fellenius	Oui	Non
Bishop simplifiée	Oui	Non
Janbu simplifiée	Non	Oui
Spencer	Oui	Oui
Morgenstern-Price	Oui	Non
Janbu généralisée	Oui (par tranches)	Non
Sarma tranches Verticales	Oui	Non

Le tableau III.2 donne un résumé des forces entre les tranches incluses et les hypothèses relations entre le cisaillement inter-tranche et les forces normales.

Tableau III.2 Caractéristiques et relations des forces inter-tranches

Méthode	Équilibre des moments	Équilibre des forces	Forces inter-tranches
Ordinaire ou Fellenius	Non	Non	Aucune forces inter-tranche
Bishop simplifiée	Oui	Non	Horizontaux
Janbu simplifiée	Oui	Oui	Horizontaux
Spencer	Oui	Oui	Constantes
Morgenstern-Price	Oui	Oui	Variables selon la fonction
Janbu généralisée	Oui	Oui	Ligne de poussée appliquée et équilibre des moment de la tranche
Sarma tranches verticales	Oui	Oui	$X=C+E \cdot \tan \phi$

III.3.2. Méthode ordinaire ou Fellenius

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise des tranches. Il s'agit de la première méthode de tranches développée et présentée dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des facteurs de sécurité à l'aide de calculs manuels.

Dans cette méthode, toutes les forces inter-tranches sont ignorées. Le poids de la tranche est résolu en forces parallèles et perpendiculaire à la base de la tranche. La force perpendiculaire à la base de la tranche est la force normale de base, qui est utilisé pour calculer la résistance au cisaillement disponible. La composante de poids parallèle à la base de la tranche est la force motrice gravitationnelle. La sommation des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de glissement d'essai est également utilisé pour calculer le facteur de sécurité.

Le facteur de sécurité est la résistance totale au cisaillement disponible le long la surface de glissement divisée par la somme des forces motrices gravitationnelles (cisaillement mobilisé). La forme la plus simple de l'équation du facteur de sécurité ordinaire en l'absence de toute pression interstitielle pour une surface de glissement circulaire est :

$$FS = \frac{\sum [c\beta + N \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} = \frac{\sum S_{resistance}}{\sum S_{mobilized}}$$

Ou c = cohésion, β = longueur de la base de la tranche, N = normale de la base ($W \cos \alpha$), ϕ = angle de frottement, W = poids de la tranche et α = inclinaison de la base de la tranche.

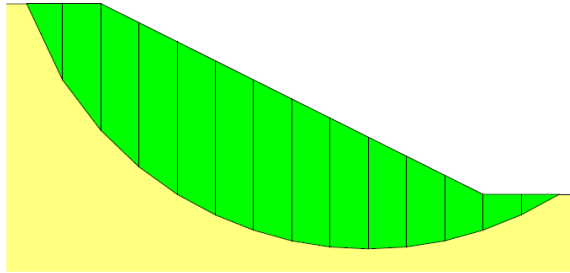


Figure III.4 Méthode des tranches

III.3.3. Méthode simplifiée de Bishop

Dans les années 1950, le professeur Bishop a mis au point une méthode qui comprenait les forces normales, mais a ignoré les forces de cisaillement inter-tranches. Bishop a développé une équation pour la normale à la base de tranche en additionnant les forces de tranche dans la direction verticale. La conséquence de ceci est que la normale de base devient une fonction du facteur de sécurité. Cela rend à son tour l'équation du facteur de sécurité non linéaire (c'est-à-dire que FS apparaît des deux côtés de l'équation) et une procédure itérative est par conséquent nécessaire pour calculer le facteur de sécurité.

Une forme simple de l'équation simplifiée du facteur de sécurité de Bishop en l'absence de pression interstitielle la pression est :

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\frac{c \beta + W \tan \phi - \frac{c \beta}{FS} \sin \alpha \tan \phi}{m_\alpha} \right]$$

FS est des deux côtés de l'équation comme indiqué ci-dessus. L'équation n'est pas différente de l'équation du facteur de sécurité ordinaire, à l'exception du terme m_α , qui est défini comme :

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{FS}$$

III.3.4. Formes de surface de glissement :

La détermination de la position de la surface de glissement critique avec le facteur de sécurité le plus faible reste l'un des problèmes clés dans une analyse de stabilité. Comme cela est bien connu, trouver la surface de glissement critique implique une procédure d'essai.

Une surface de glissement possible est créée et le facteur de sécurité associé est calculé. Ceci est répété pour de nombreuses surfaces de glissement possibles et, à la fin, la surface de glissement d'essai avec le facteur de sécurité le plus faible est considérée la surface de glissement déterminante ou critique.

Il existe de nombreuses façons de définir la forme et les positions des surfaces de glissement d'essai. Ce chapitre explique trois procédures disponibles dans SLOPE/W.

A. Grille et rayon pour les glissements circulaires

Les surfaces de glissement d'essai circulaires étaient inhérentes aux premières formulations d'équilibre limite et aux techniques de spécifier des surfaces de glissement circulaires est devenue ancrée dans ces types d'analyses. La surface de glissement d'essai est un arc de cercle. L'arc est la partie d'un cercle qui coupe la pente. Un cercle peut être défini par en spécifiant la coordonnée x-y du centre et du rayon. Une grande variété de surfaces de glissement d'essai peut être spécifié avec une grille définie de centres de cercle et une plage de rayons définis. En SLOPE/W, cette procédure est appelée la méthode Grid and Radius. La figure III.5 montre un exemple typique.

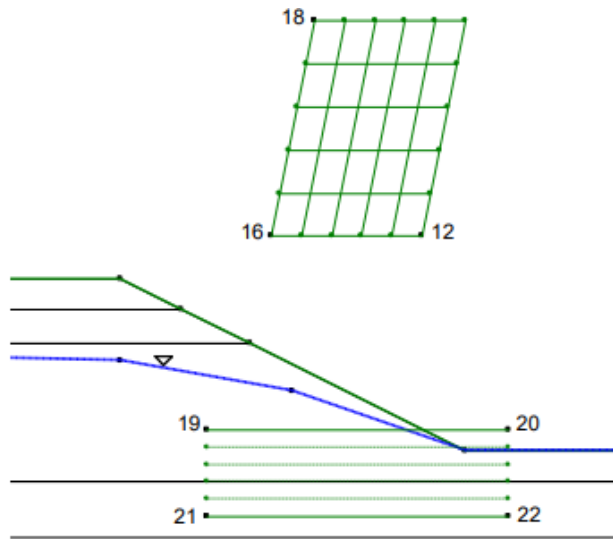


Figure III.5 Définition de la surface de glissement par la méthode de la grille et du rayon

B. Point à rayon unique

La zone de ligne de rayon peut être réduite à un point. Les quatre coins peuvent avoir le même point ou le même x-y coordonner. Si tel est le cas, toutes les surfaces de glissement d'essai passeront par un seul point (Figure III.6). Cette technique est utile lorsque on souhaite étudier un mode de rupture particulier, tel que la rupture potentielle par le pied d'un mur.

La grille des centres peut également être réduite à un seul point. Cela permet d'analyser un seul feuillet surface, ce qui peut être très utile pour faire des comparaisons de diverses fonctionnalités ou options.

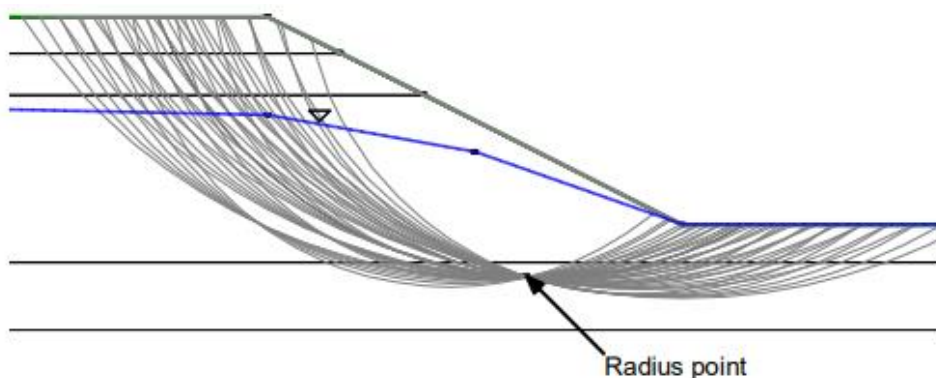


Figure III.6 Toutes les surfaces de glissement passant par un point

C. Spécification d'entrée et de sortie « Entry Exit »

L'une des difficultés de la méthode historique Grid and Radius est qu'il est difficile de visualiser l'étendue et/ou la gamme des surfaces de glissement d'essai. Cette limitation peut être surmontée en spécifiant l'emplacement où les surfaces de glissement d'essai entreraient probablement dans la surface du sol et où elles sortiraient. Cette technique est appelée méthode d'entrée et de sortie dans SLOPE/W.

Dans la Figure III.7, il y a deux lignes épaisses (rouges) le long de la surface du sol. Ce sont les domaines où les surfaces de glissement entreraient et sortiraient. Le nombre d'entrées et de sorties peut être spécifié comme le nombre d'incrément le long de ces deux lignes.

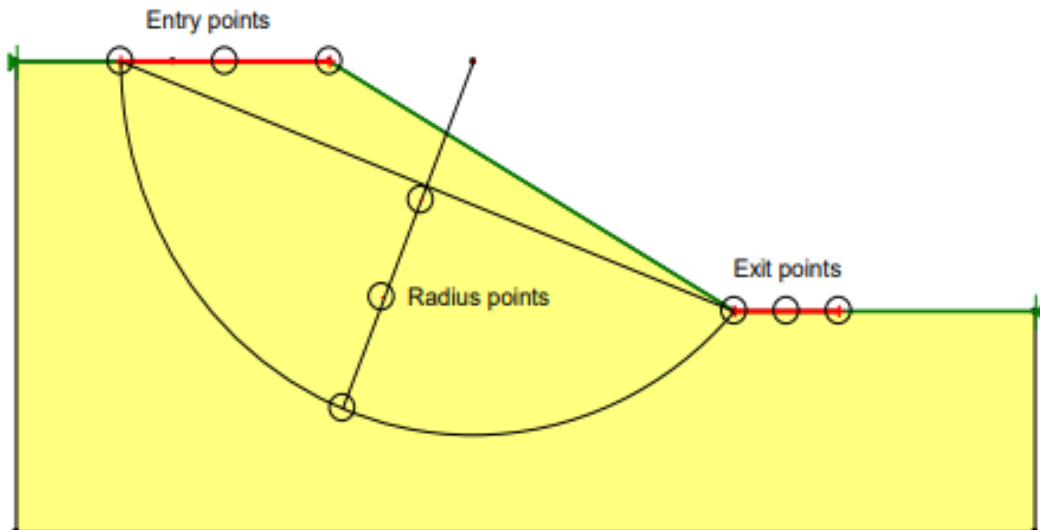


Figure III.7 Schéma de la surface de glissement d'entrée et de sortie

III.4. L'action sismique

On définit des coefficients horizontaux et verticaux représentant une force créée par des accélérations sismiques ou sismiques. SLOPE/W applique les forces sismiques au centre de gravité de chaque tranche égales au poids de la tranche multipliée par les coefficients sismiques.

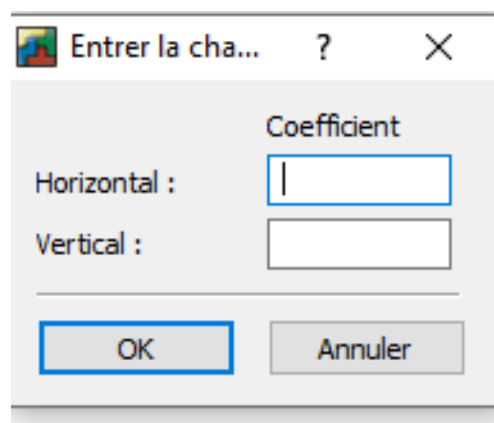


Figure III.8 Boîte d'introduction des coefficients d'accélération sismique

III.5. Affichage des résultats des analyses

Seep/w

On peut visualiser graphiquement les résultats du problème en affichant entre autres les Isolignes, les Vecteurs et chemins d'écoulement, les Sections de flux. Comme exemple les vecteurs d'écoulement sont affichés sur la figure III.9.

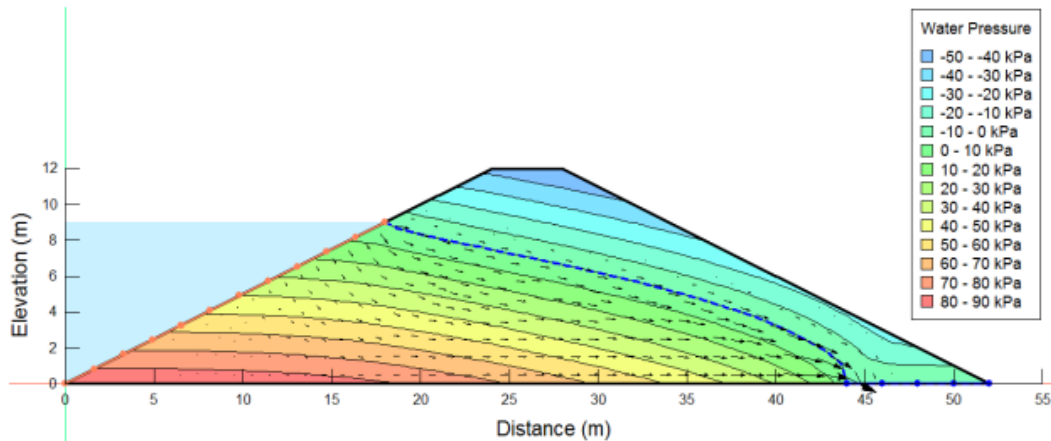


Figure III.9 Vecteurs d'écoulement produits par l'analyse d'infiltrations en régime permanent

Slope/w

On peut visualiser graphiquement les résultats du problème en affichant n'importe laquelle des surfaces de glissement analysées, ainsi que les facteurs de sécurité associés. Par exemple la surface de glissement critique et facteur de sécurité correspondant sont affichés sur la figure III.10.

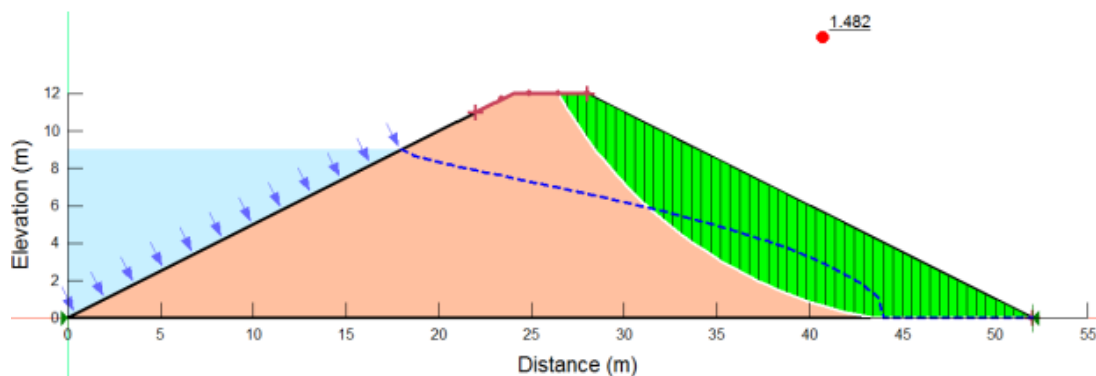


Figure III.10 Surface de glissement critique et facteur de sécurité minimum

SIMULATION NUMERIQUE

QUATRIEME CHAPITRE

Simulation de l'effet des infiltrations à travers une digue homogène avec ou sans drain au pied aval

Simulation de la Stabilité de la digue d'barrage Ouled Abdelouahab

IV.1 Présentation de la digue du barrage Ouled Abdelouahab [6]

Le site de la digue d'Oued Ouled Abdelouahab est situé au confluent des deux Wadi les plus importantes du bassin, à savoir al- Maamoura et Defila, à 15 km à l'ouest de la ville de Sidi Aissa dans la wilaya de M'sila. Repéré sur la carte topographique d'Etat-major N° NI-31-XXII-2 OUEST de sidi-Aissa, selon le système de coordonnées Lambert Nord d'Algérie, par les coordonnées suivantes UTM :

X = 555965 m E et Y = 3974079 m N

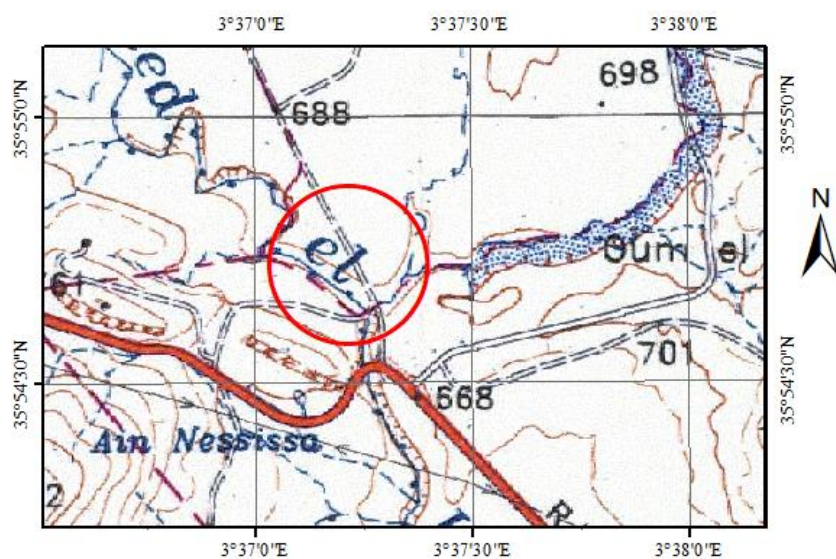


Figure IV.1 Situation de la digue d'Ouled Abdelouahab sur la carte topographique

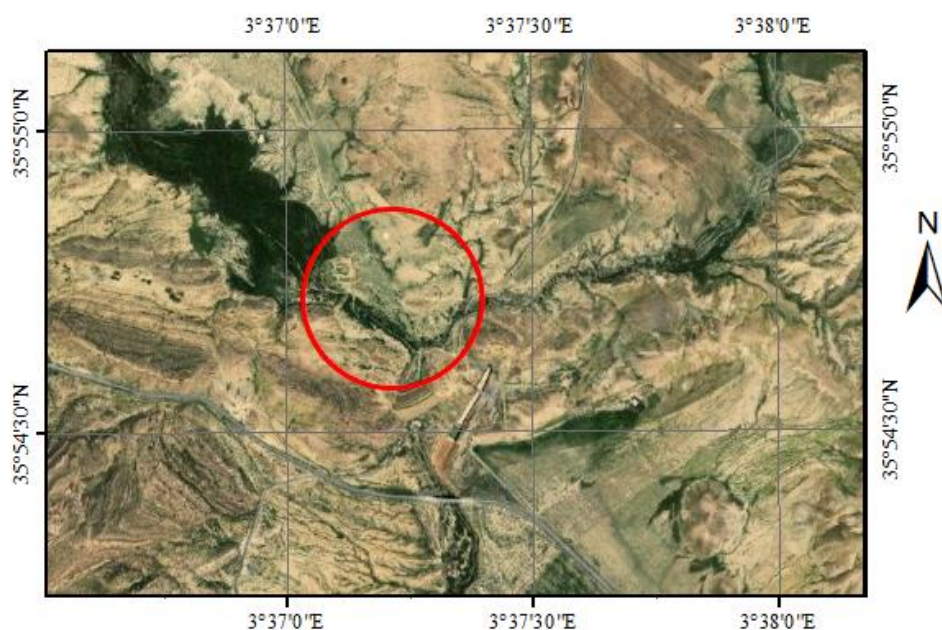


Figure IV.2 Image Google Earth de la digue d'Ouled Abdelouahab

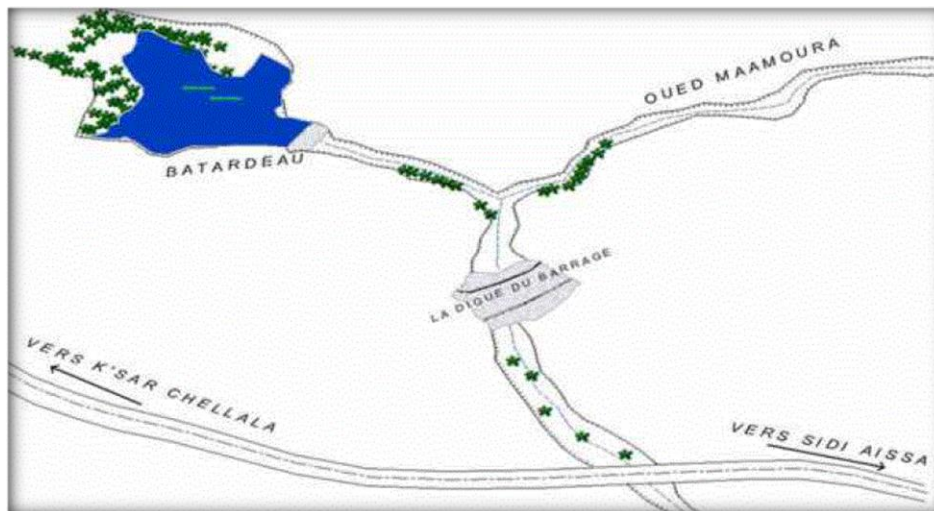


Figure IV.3 Vue en plan de la digue d'Ouled Abdelouahab [1]

IV.2 Géomorphologique et condition de site de la retenue [2]

Le site de la retenue s'inscrit entièrement dans les pied-montes de la dernière partie sud des Collines de Dirah. Le relief environnant constituant le bassin d'oued Ouled Abdelouahab est fortement raviné.

En plus des deux principaux affluents convergeant au site proposé à l'étude sont oued Maamoura à l'ouest et oued Defila à l'Est. Le premier cours d'eau oued Maamoura est issu partiellement du massif de Draa Essekoum, Ras Touil, Draa El Guenfda, Draa Essenar, aux mêmes traversées du Nord Sud par des oueds secondaires que sont : Oued Nessafa, Oued Zemlane, Oued El Khing, Oued Esmia puis Cheniguel et Oued Mellah puis Tarfa. L'ensemble de ces ravinements collectent leurs eaux vers oued Maamoura à hauteur du lieu-dit Djelf Hamza. Le second cours d'eau à l'Est oued Defaila coule à travers une large vallée alluviale et peu méandriforme.

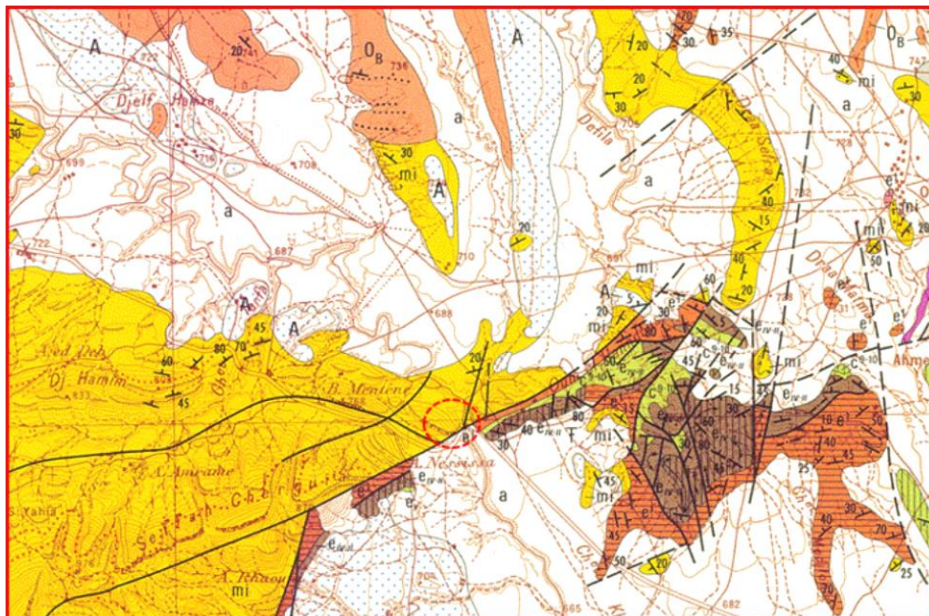


Figure IV.4 Extrait de la carte géologie de Ksar Chellala N° 138

La retrouvaille des deux principaux oueds s'établit à l'amorce du domaine plat dans une gorge étroite à l'amont de l'intersection du cour d'eau majeurs (devenu oued Ouled Abdelouahab), avec la route principale Sidi Aissa - Ksar Chellala.

L'axe potentiel de l'ouvrage est choisi dans ce dernier étranglement de la vallée, il est constitué de rives à lithologies compactés, relativement abruptes, à rare végétation. Ainsi, l'espace inter-rives, constitué d'un fond de vallée plat et étroit, facilement accessible, particulièrement depuis la rive gauche, il forme le lit mineur de l'oued. L'encaissement général du lit mineur par rapport aux berges est de l'ordre de quelques mètres seulement.

A l'amont une large cuvette présent une topographie peu chahutée, elle est contenue à l'intérieur de deux massifs continus ; en arc, que sont Draa Sefra à l'est et Mendene au Sud-Ouest à cote maximale 768 m.

Plus au nord, à l'interfluve des oueds Maamoura et Defila a cuvette délimitée au point de vue hydraulique, butte contre le massif gréseux, le contourne puis se prolonge dans les thalwegs des deux oueds respectifs.

IV.3 Stratigraphie et lithologie de l'axe de de la retenue [3]

Le site de la retenue présente l'avantage de l'apparence des formations de base qui serviront d'assiette porteuse pour l'ouvrage, les recouvrements colluvionnaires sont de faible importance voire localement inexistant.

Au site de la retenue on montre que la structure est de type monoclinale avec un faible pendage général des bancs d'environ 20° à 30°.

Les bancs de grès sont massifs, épais, respectivement de quelques mètres de puissance. Les épaisseurs les plus fréquentes sont comprises entre 1,5 et 3 m à la base de la coupe à partir du lit de l'Oued. Certains bancs plus développés, peuvent localement et exceptionnellement atteindre une épaisseur de 8 à 10 m.

La nature précise du substratum général qui servira de sol de fondation au droit du lit mineur devra nécessairement être définie à la faveur de reconnaissances par fouilles dans tout l'espace actuellement occupé par le lit mineur.

Il y a lieu d'ajouter le passage présumé d'une faille à pendage et direction indéfinis à ce stade de l'étude, parallèlement à l'oued. Cette donnée devra faire l'objet d'un intérêt sur le terrain au cours des reconnaissances visuelles in situ.

IV.4 Sismicité du site du projet

La commune de Sidi Aissa est classée dans la zone IIa, zone de sismicité moyenne, où les valeurs d'accélération de zone (A) et les coefficients sismiques horizontal (kh) et vertical (kv) correspondants sont définis dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1. Valeurs de coefficient d'accélération et coefficients sismiques

Groupe	1 A	2 B	2	3
Valeur de A	0.25	0.20	0.15	0.10
Valeur de Kh	0.125	0.10	0.075	0.05
Valeur de Kv	0.0375	0.0300	0.0225	0.0150

Avec :

K_h : coefficient sismique horizontal

K_v : coefficient sismique vertical

A : Valeur du coefficient d'accélération de zone

IV.5. Matériaux locaux de construction

En prévision de l'étude de variantes de barrage homogène ou hétérogène, avec usage des matériaux naturels locaux, il a été procédé à une distance proche du site, à une localisation sommaire de ces matériaux, en vue de leur exploitation pour les besoins de réalisation.

• Enrochements

Au voisinage du site on peut définir plusieurs zones potentielles d'extraction de pierres ou autre enrochement en quantité importante et selon les tailles souhaitées lors de la réalisation.

Les grès des reliefs limitrophes peuvent constituer le matériau. Les quantités disponibles peuvent répondre pour tous les besoins de construction d'une retenue.

• Alluvions d'Oued.

La vallée alluvionnaire de l'Oued Ouled Abdelouahab et de ses deux affluents, pourra fournir toute quantité de matériaux meubles. Il s'agit d'une zone potentielle pour l'extraction de granulats (sables et graviers) en quantité souhaitée.

Pour les besoins de chantier, une sélection des zones potentielles granulométrique est toutefois nécessaire au cours de l'étude de faisabilité.

Tableau IV.2 Caractéristiques des matériaux de la digue et de la fondation

Matériau	Modèle	w_{sat}	w_{res}	k_{sat} (m/j)	M_v (/kPa)	γ (kN/m ²)	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Colluvions	Sat/N sat	0.15	0.01	0.0864	0.00001	20	10	30
Marne	Sat uniq	0.20		0.864	0.00001	19	8	27

- w_{sat} : Teneur en eau volumétrique dans un sol saturé, est égale à la porosité du sol et correspond à la valeur de la teneur en eau à une pression nulle ;

- w_{res} : Teneur en résiduelle ;

- k_{sat} : conductivité hydraulique à saturation (max) en m/s ou mètre par jour ;

- M_v Coefficient de compressibilité volumétrique : Cette valeur est la pente de la fonction de teneur en eau dans la plage de pression positive. Une bonne valeur par défaut en unités métriques est $1 \cdot 10^{-5}$ (/ kPa).

- Sat/N sat : saturé / non saturé et Sat uniq : saturé uniquement

IV.6 Profil de la digue retenue

La géométrie retenue du barrage est la suivante :

- Largeur de la crête 7 m
- Hauteur maximale de la digue 24 m sur terrain naturel.
- La pente des talus amont et aval est de 2H/1V.

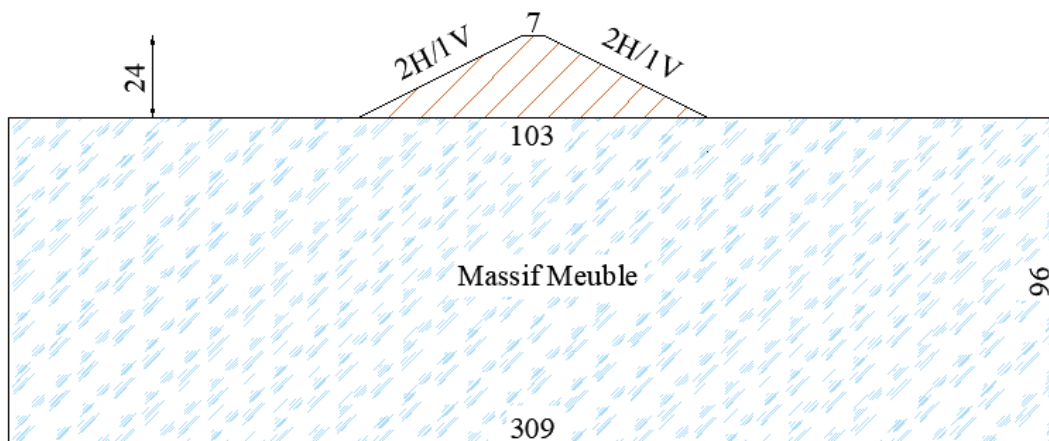


Figure IV.5 Profil simplifié retenue de la digue en terre

Les coordonnées des points constituant la géométrie du profil étudié sont schématisées sur la figure IV.6.

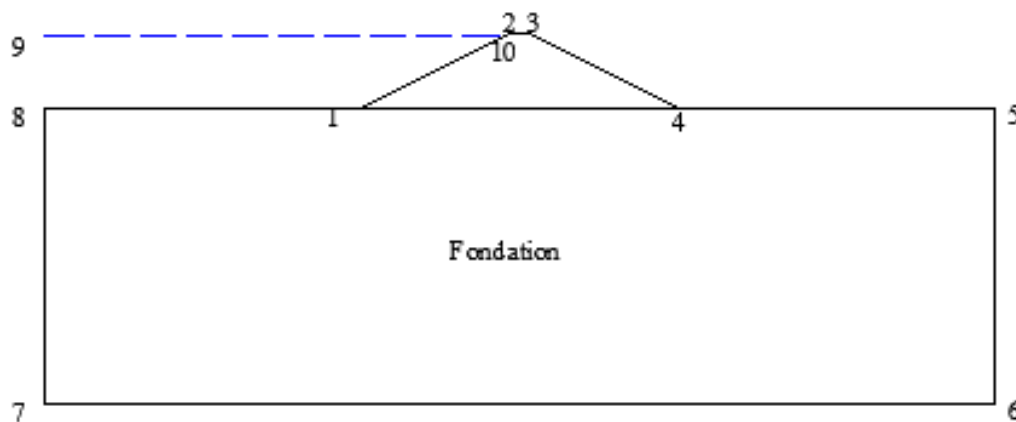


Figure IV.6 Points constituant la géométrie du profil étudié

Les coordonnées des points constituant la géométrie du profil étudié sont encadrées dans la tableau IV.3.

Tableau IV.3 Coordonnées des points constituant la géométrie du profil étudié

	Digue				Fondation				Réservoir	
Pts	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
X (m)	0	48	55	103	206	206	-103	-103	0	≈46
Y (m)	0	24	24	0	0	-96	-96	0	23	23

IV.7 Analyse de la stabilité hydraulique et mécanique

IV.7.1 Digue sans drain utilisation normale (digue pleine)

Matériaux utilisés :

Le corps de la digue est construit d'un seul matériau, colluvions, dont les caractéristiques sont encadrées dans le tableau IV.2, pour l'étude des infiltrations on doit représenter la teneur en eau volumétrique sous forme d'une fonction schématisée en introduisant la valeur de la teneur en eau à saturation ($0.40 \text{ m}^3/\text{m}^3$) pour un échantillon de matériau argile à comportement (saturé/non saturé), la valeur de la compressibilité par défaut est ($M_v=0.00001/\text{kPa}$). Figure IV.7 (à gauche) ;

La fonction de conductivité hydraulique définit la relation entre la pression interstitielle et la conductivité hydraulique. Déterminée par la méthode Van Genuchten, avec une conductivité à saturation k_{sat} de (43.2 m/j) et une teneur en eau résiduelle ($0.04 \text{ m}^3/\text{m}^3$) Figure IV.7(à droite).

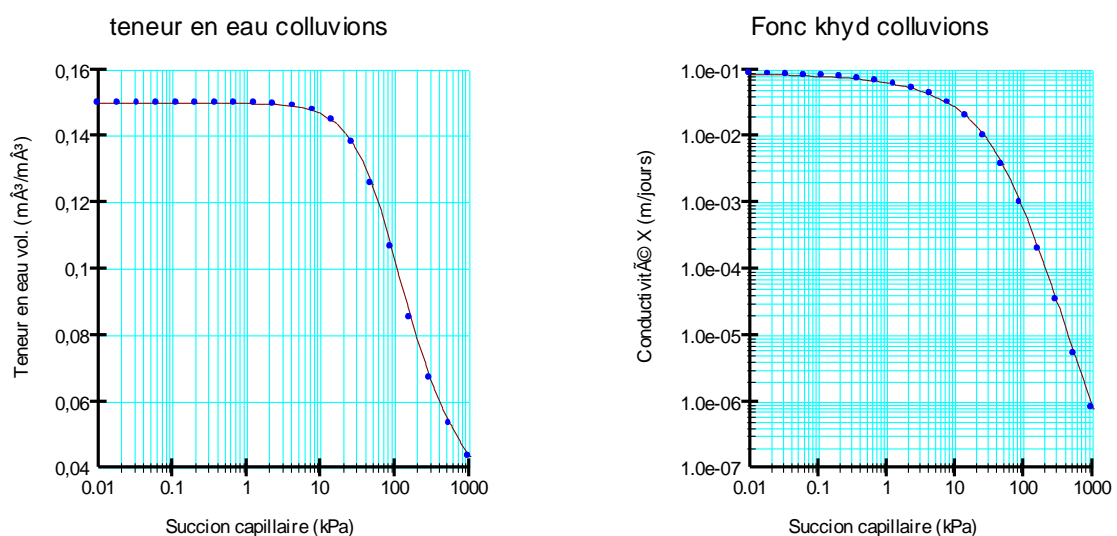


Figure IV.7 Fonctions de teneur en eau volumétrique et de conductivité hydraulique des colluvions (digue) en fonction de la succion

Le massif de fondation de la digue est une marne schisteuse, pour l'étude des infiltrations on doit prendre un comportement du matériau « saturé seulement » pour un échantillon de type argile, la teneur en eau volumétrique à saturation ($0.50 \text{ m}^3/\text{m}^3$), la conductivité hydraulique à saturation k_{sat} de (0.0432 m/j) et la valeur de la compressibilité par défaut est ($M_v=0.00001/\text{kPa}$).

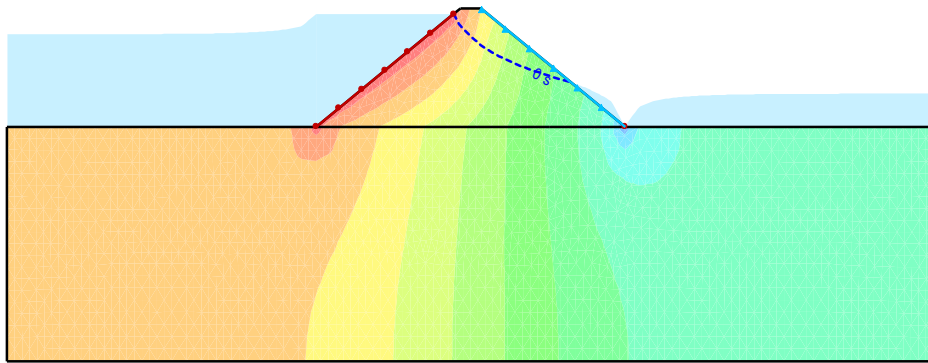
Conditions aux limites :

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.

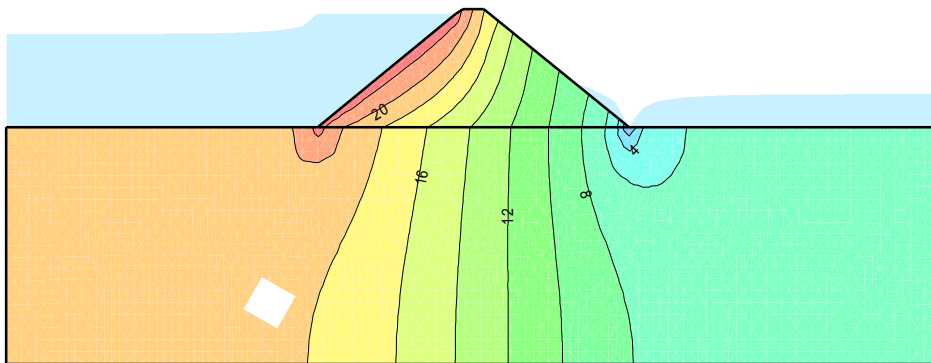
Résultats des calculs :

Les résultats des calculs de la stabilité hydraulique de la digue **pleine** déterminée par le module « Seep/w » du logiciel « Geostudio » sont les représentés sur la figure IV.8.



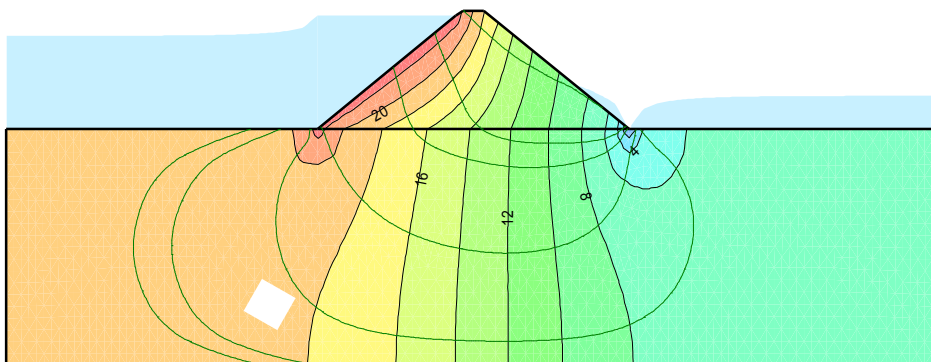
a- Position de la ligne de saturation (Isoligne)

Les lignes de contours des charges hydrauliques qui décroissent de la gauche vers la droite de 22m jusqu'à 0 m.



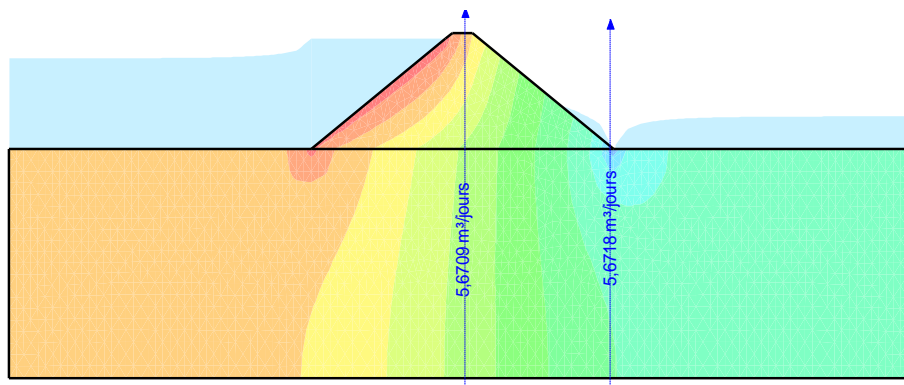
b- Lignes des contours des charges hydraulique (équipotentiels)

Et les trajets d'écoulement perpendiculaires aux lignes des contours.



c- Trajets d'écoulement perpendiculaires aux lignes des contours

Ce qui nous permet de déterminer le débit de fuite en n'importe quelle section, la valeur du débit en aval de la digue est de $6\text{m}^3/\text{jours}$.



d- Débit de fuite.

Figure IV.8 Résultats des calculs sous effets des infiltrations, digue pleine

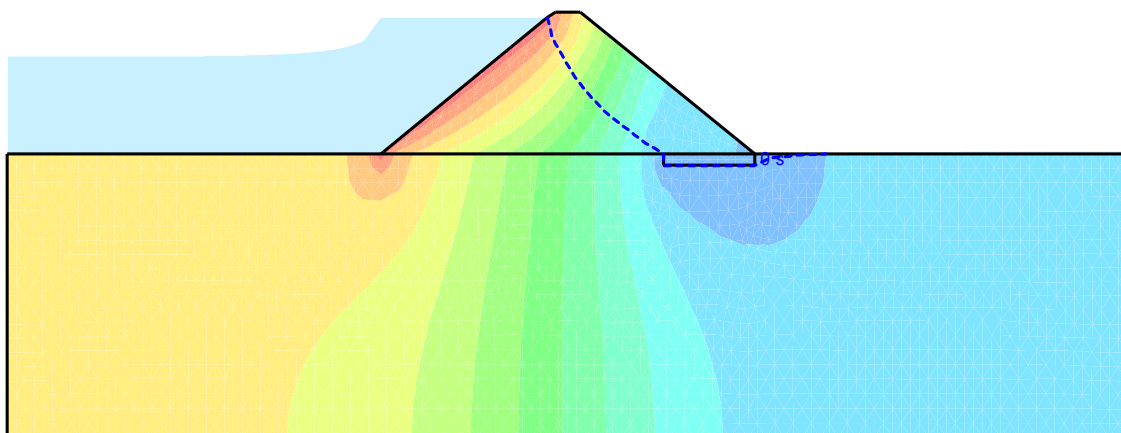
La valeur du débit total maximal en six mois est de 1080m^3 , Le débit de fuite calculé nous permet de dimensionner le drain horizontal. La longueur du drain est comprise entre le quart et le tiers de longueur totale en base de la digue, soit :

$$25\text{m} < l_d < 35\text{m}$$

Le reste des calculs a été réalisé sur une digue homogène à drain horizontal en aval de vingt-cinq mètres de longueur.

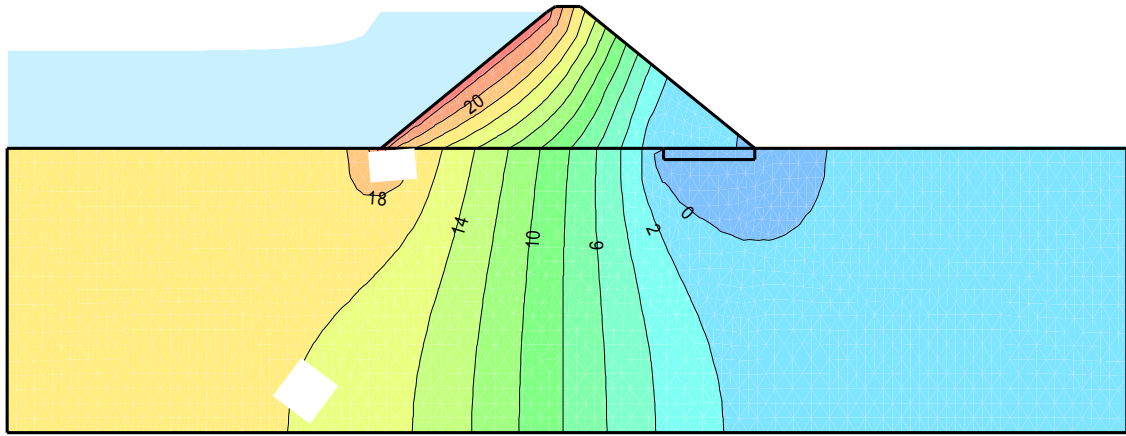
IV.7.2 Digue avec drain horizontal utilisation normale (digue pleine)

Les résultats des calculs de la stabilité hydraulique de la digue **homogène** avec drain horizontal en aval, déterminée par le module « Seep/w » du logiciel « Geostudio » sont les représentés sur la figure IV.8.



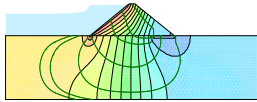
a- Position de la ligne de saturation (Isoligne)

Les lignes de contours des charges hydrauliques qui décroissent de la gauche vers la droite de 22m jusqu'à 0 m.



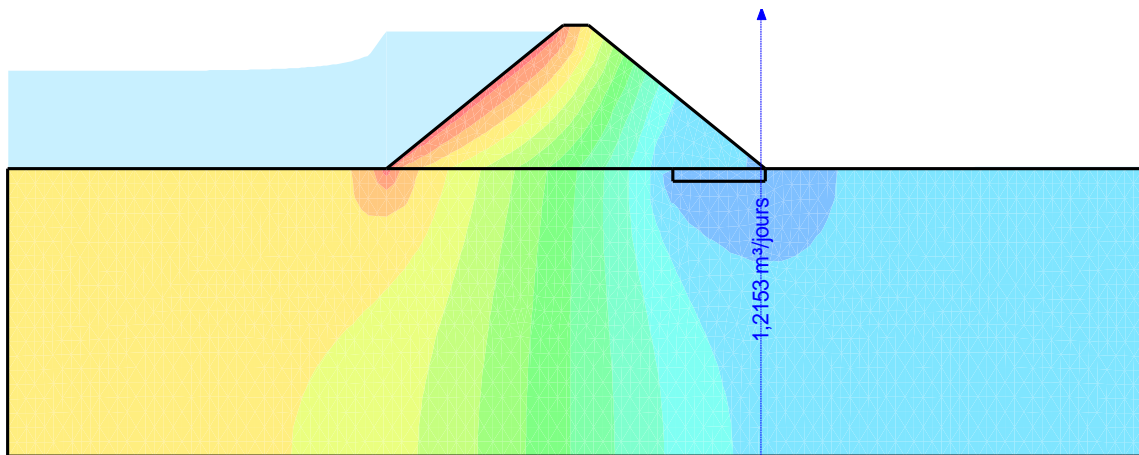
b- Lignes des contours des charges hydraulique (équipotentielle)

Et les trajets d'écoulement perpendiculaires aux lignes des contours.



c Trajets d'écoulement et lignes des contours, perpendiculaires entre eux

Ce qui nous permet de déterminer le débit de fuite en n'importe quelle section, la valeur du débit au milieu de la digue est de $17 \cdot 10^{-04} \text{ m}^3/\text{s}$.



d- Débit de fuite.

Figure IV.9 Résultats des calculs sous effets des infiltrations, digue pleine avec drain horizontal

IV.7.3 Digue homogène avec drain horizontal 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 $h=23\text{m}$ 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 23° à 0m .
- Niveau rabattement 0m 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 (isolignes) et des contours de la charge hydraulique après une vidange instantanée qui a duré 6 heures sont représentée sur la figure IV.10.

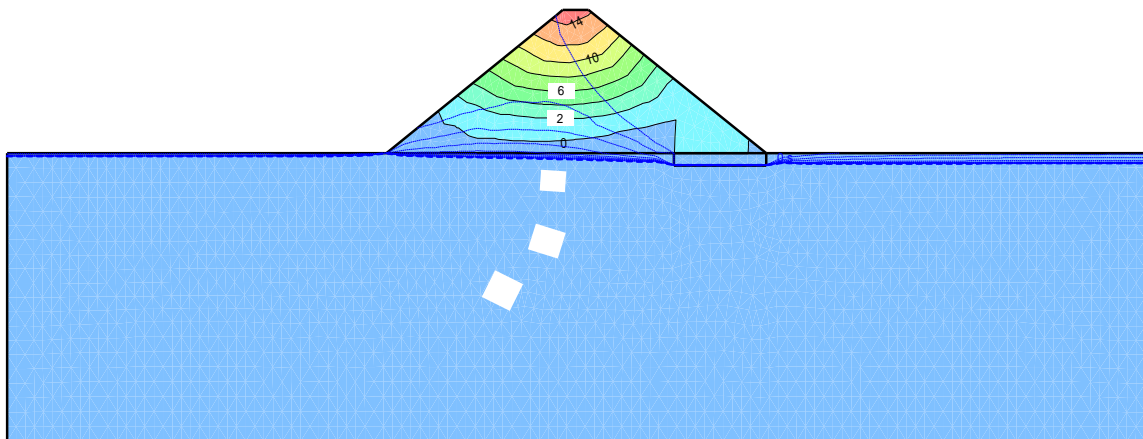


Figure IV.10 Lignes des contours des charges hydraulique et Isolignes vidange instantanée

b- Une vidange qui est fonction du temps

La charge hydraulique est fonction du temps, elle passe de $h=23\text{m}$ 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 IV.11).

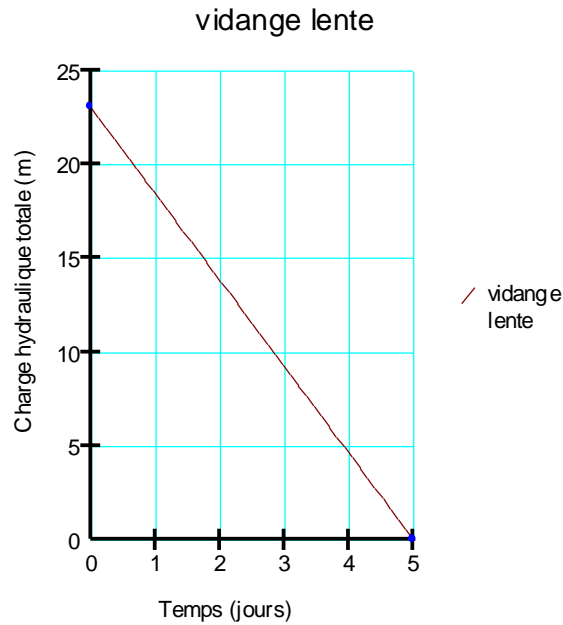


Figure IV.11 Variation de la charge hydraulique en $f(t)$, pour la digue avec drain

- 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 (isolignes) et des contours de la charge hydraulique après une vidange instantanée qui a duré 6 heures sont représentée sur la figure IV.12.

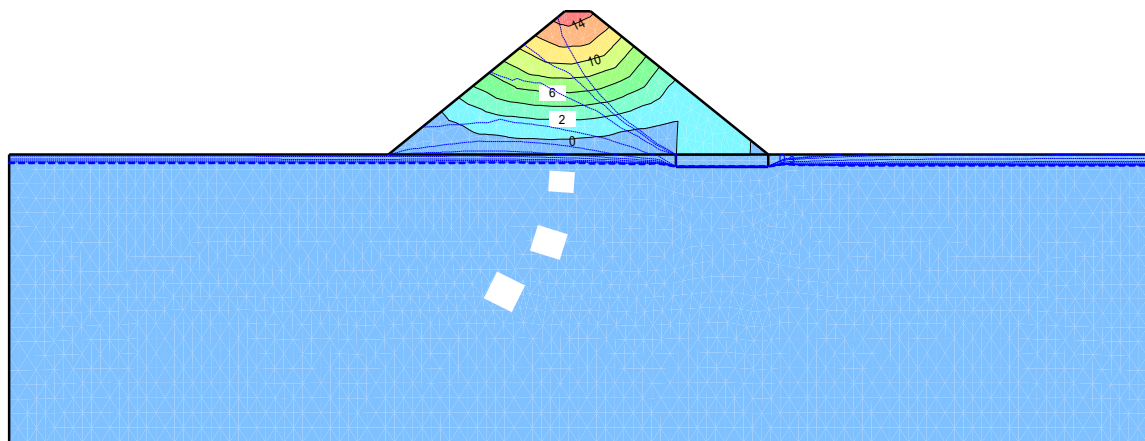


Figure IV.12 Lignes des contours des charges hydraulique et Isolignes vidange $f(t)$ dite lente

IV.8 Stabilité mécanique de la digue avec drain horizontal

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 ».

IV.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 Bishop est $FS=1,569$ comme le montre la figure IV.13.

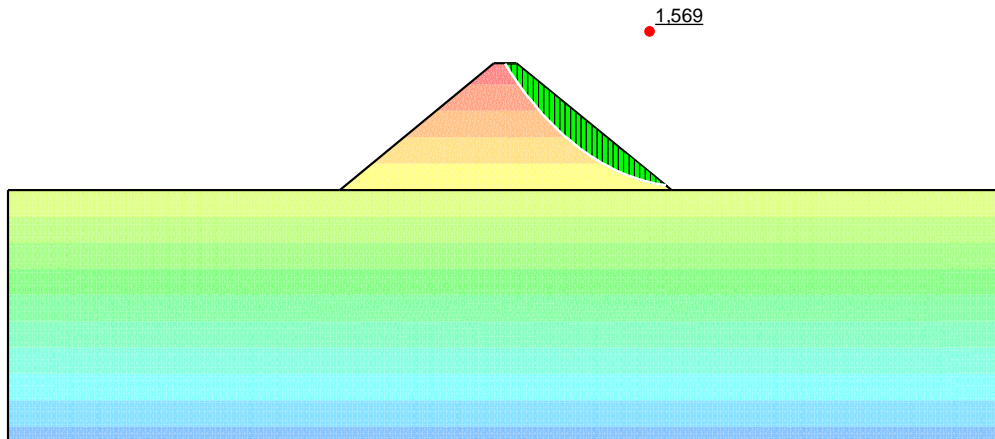


Figure IV.13 Facteur de sécurité du talus aval en fin de construction

IV.8.2- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale sans drain et 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.

Sans drain et sans séisme le talus aval est à la limite de stabilité car la valeur du facteur de sécurité minimal donnée par la méthode de Bishop est $FS=1.127$ comme le montre la figure IV.14.

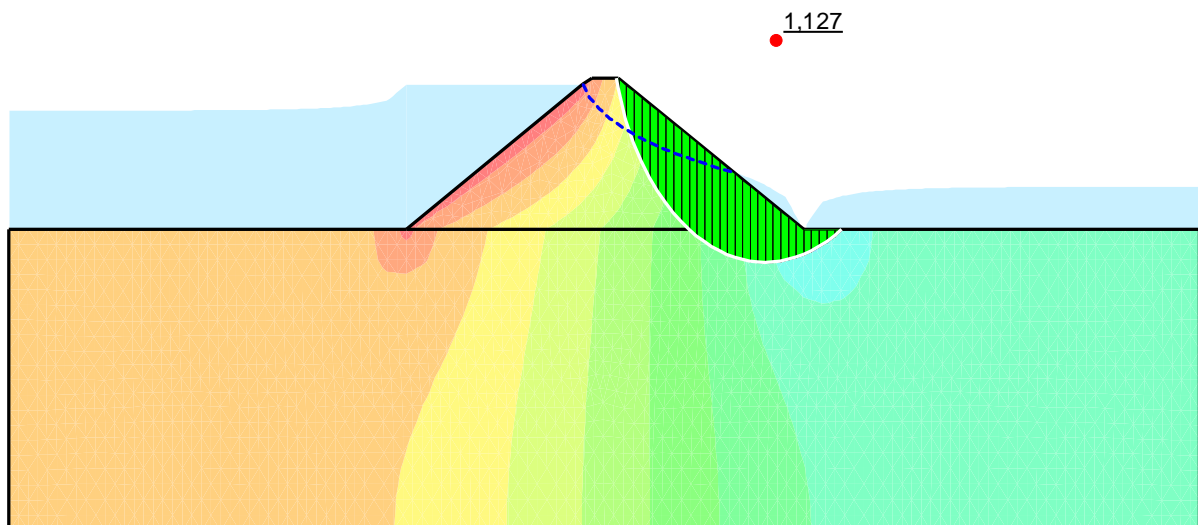


Figure IV.14 Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale drain et sans séisme

IV.8.3- Stabilité mécanique du talus aval avec drain et sans séisme en utilisation normale

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.

Le drain horizontal a augmenté la stabilité du talus aval car valeur du facteur de sécurité minimal donnée par la méthode de Bishop est $FS=1.531$ comme le montre la figure IV.15.

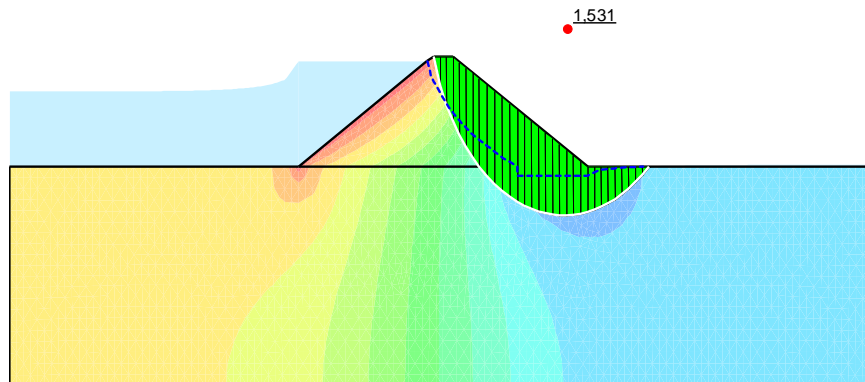


Figure IV.15 Facteur de sécurité du talus aval avec drain et sans séisme en utilisation normale

IV.8.3.1- Stabilité mécanique du talus aval avec drain et séisme SBE en utilisation normale

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.

Les coefficients d'accélération sismique horizontale et vertical pris en compte sont dans l'ordre 0.15g et 0.045. La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de Bishop est $FS=1.349$ comme indiqué sur la figure IV.16.

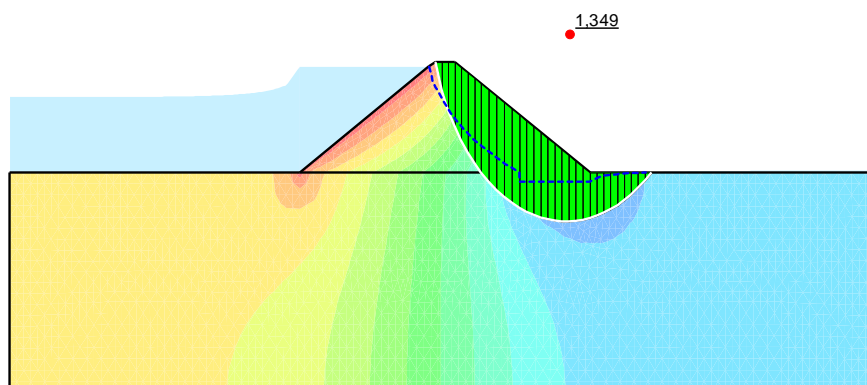


Figure IV.16 Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme de base

IV.8.3.2 Stabilité mécanique du talus aval avec drain et séisme SMD en utilisation normale

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.
- un calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

Les coefficients d'accélération sismique horizontale et vertical pris en compte sont dans l'ordre 0.15g et 0.045.

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de Bishop est $FS=1.161$ comme indiqué sur la figure IV.17.

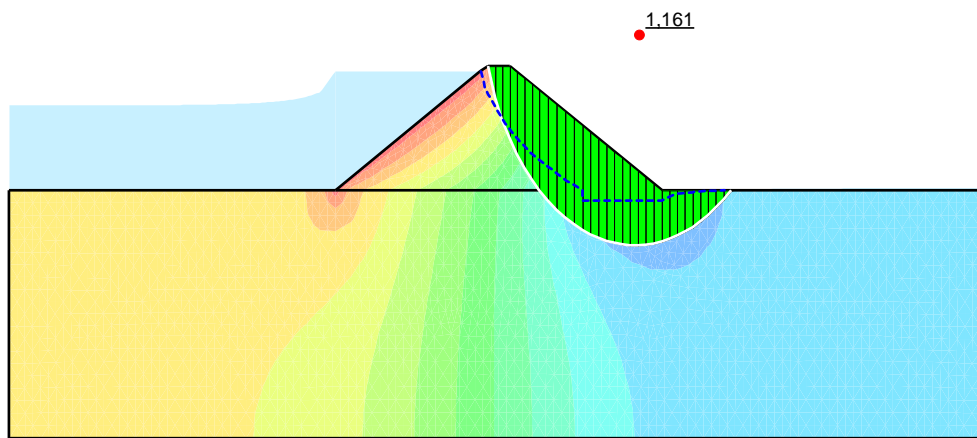


Figure IV.17 Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme maximal

IV.8.3 Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide

IV.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.

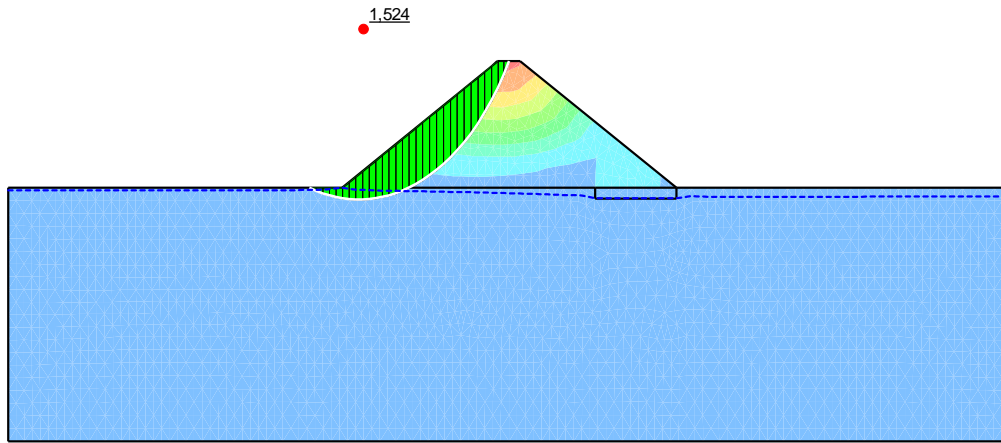


Figure IV.17 Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide instantanée

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de Bishop est $FS=1.524$ comme indiqué sur la figure IV.17.

IV.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 23 m vers un niveau nul pendant cinq jours, modélisé par le module seep/w à l'état transitoire.
- une calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

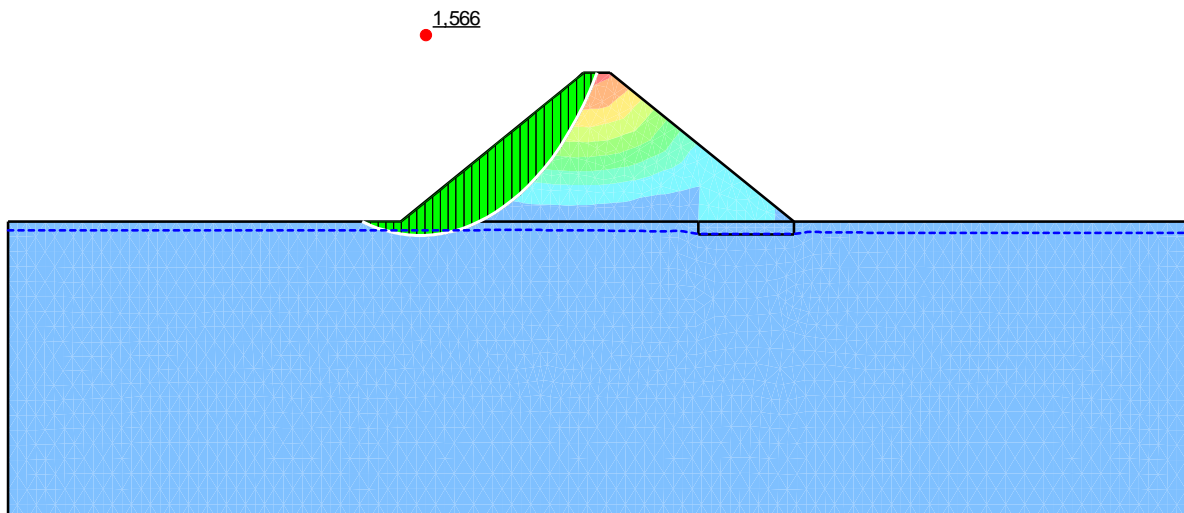


Figure IV.18 Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide $f(t)$

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de Bishop est $FS=1.566$ comme indiqué sur la figure IV.18.

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 IV.4 Valeurs du FS selon Bishop pour toutes les configurations de charge

Sans séisme	Talus Amont	Talus Aval	Valeur Imposée	Vérification	
Fin de construction	1.569	1.569	1.25	Vérifiée	
Utilisation normale		1.531	1.35	Vérifiée	
Vidange rapide	1.524		1.25	Vérifiée	
Avec séisme		SBE	SMD		
Utilisation normale		1.349	1.161	1.15	Vérifiée

IV.10- Etude paramétrique

Pour voir l'effet de la fondation sur la stabilité hydraulique et mécanique de la digue, nous avons fait varier la profondeur de la fondation en fonction de la hauteur totale initiale du barrage $H=24m$.

La figure IV.19 schématise la variation du coefficient de sécurité FS en fonction de la fraction de hauteur ($k*H$) pour un barrage sans drain horizontal en aval.

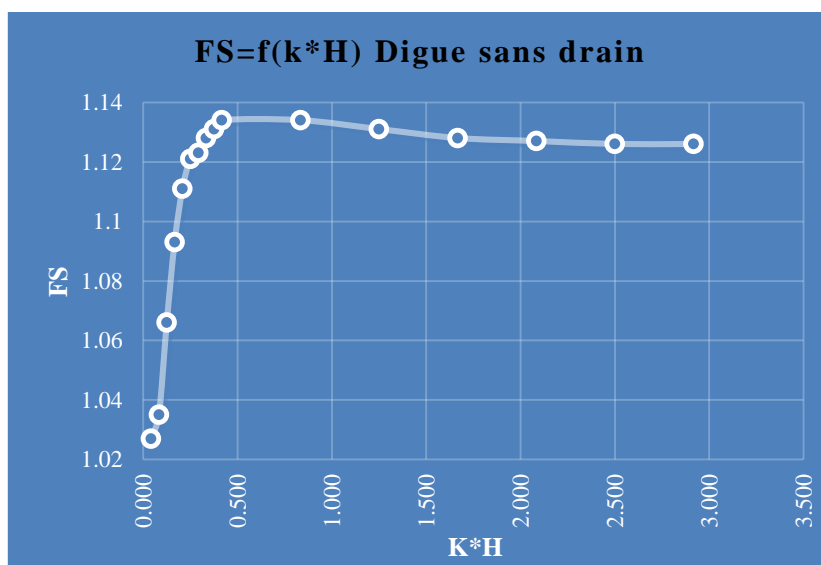


Figure IV.19 Variation du facteur de sécurité en fonction de la hauteur-digue sans drain

Le pic des valeurs du facteur de sécurité ($FS=1,134$) est atteint à la profondeur de fondation de $0,4* H$, c'est-à-dire à 10m.

La figure IV.20 schématise la variation du débit Q en fonction de la fraction de ($k*H$) pour le barrage sans drain horizontal en aval.

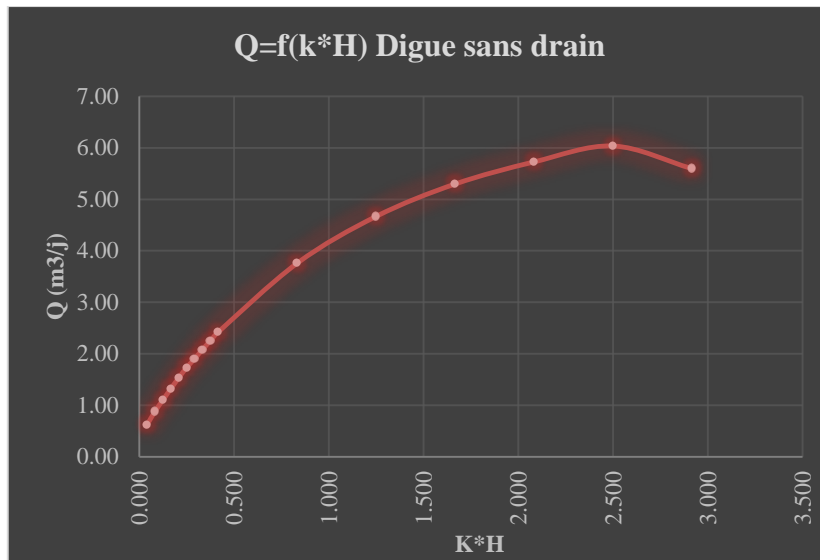


Figure IV.20 Variation du débit de fuite en fonction de la hauteur de la digue sans drain

Le pic des valeurs de débit ($Q=6.04m^3/j$) est atteint à la profondeur de fondation de $2.5 \cdot H$, soit à 60m.

La figure IV.21 schématise la variation du coefficient de sécurité FS en fonction de la fraction de hauteur ($k \cdot H$) pour un barrage à drain horizontal en aval, pour les trois cas sans séisme (sans_s) avec un séisme de base SBE et un séisme maximal SMD.

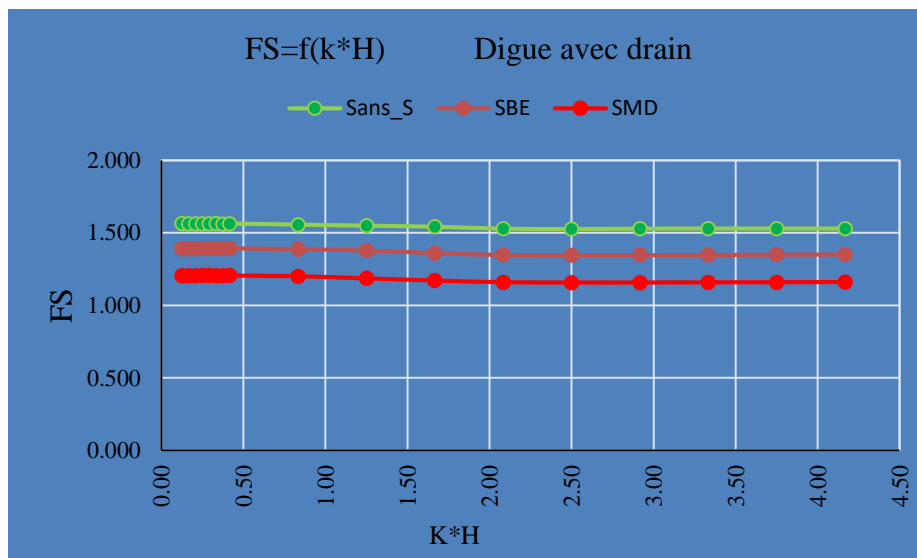


Figure IV.21 Variation du facteur de sécurité en fonction de la hauteur de la digue avec drain

La profondeur de la fondation souple de la digue avec drain, n'a presque aucune influence sur la stabilité mécanique sans ou sous séisme.

La figure IV.22 schématise la variation du débit de fuite Q en fonction de la fraction de la hauteur notée ($k \cdot H$), pour la digue avec drain horizontal en aval, pour les trois cas sans séisme, avec un séisme de base SBE et pour un séisme maximal SMD.

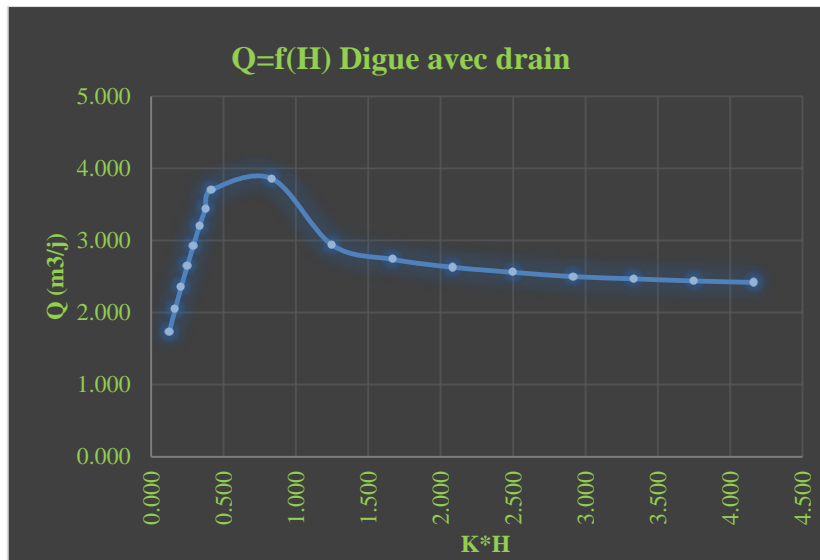


Figure IV.22 Variation du débit de fuite en fonction de la hauteur-digue avec drain

Pour la digue avec drain horizontal en aval, le pic des valeurs du débit ($Q \approx 3.90 \text{ m}^3/\text{j}$) est atteint pour une profondeur de fondation de $0.75 * H$ soit à une profondeur de 18 mètres.

IV.11- Synthèse

La réalisation du drain horizontal a permis de réduire le débit de fuite à la limite du talus aval de la digue, de la valeur $5,7 \text{ m}^3/\text{j}$ à la valeur $1.2 \text{ m}^3/\text{j}$ de ce fait la stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale a été améliorée de 36%.

La variation de la profondeur D de la fondation flexible a affecté la stabilité hydraulique. Pour une digue sans drain, plus la profondeur de fondation D augmente plus l'infiltration augmente, ce qui affecte la stabilité hydraulique. Le facteur de sécurité atteint son maximum à une profondeur de $0.4 * H$, tandis que, pour une digue avec drain, plus la profondeur de fondation D augmente, plus les infiltrations augmentent jusqu'à $2.5 * H$, ce qui affecte la stabilité hydraulique, au-delà de cette valeur les fuites se stabilisent. Sans ou sous séisme, il n'y a presque aucune influence sur les valeurs des facteurs de sécurité.

Les talus amont et aval sont stables pour toutes les configurations de chargement selon les valeurs imposées par le « manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T., donc aucun confortement n'est nécessaire.

CONCLUSION GENERALE

La construction de barrages a été nécessaire pendant des siècles. Les progrès des méthodes d'analyse informatique et numérique ont permis le développement de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution, aboutissant à des modèles qui expliquent mieux le comportement observé in situ.

L'application pratique de l'étude de la stabilité du remblai du barrage en terre d'Ouled Abdelouahab situé dans la commune de Sidi Aissa dans la wilaya de M'sila a été réalisée à l'aide de l'outil numérique logiciel GEOSTUDIO, tout en utilisant le module SEEP/W, la stabilité hydraulique a été analysée en déterminant la saturation ligne, le débit de fuite au sein du massif et le dimensionnement du drain horizontal, et à l'aide du module SLOPE/W, différents cas de chargement ont été examinés pour analyser la stabilité mécanique des talus amont et aval de la digue enterre.

Les valeurs maximales de débit total au centre et à l'exutoire du remblai déterminé sont de l'ordre de 1080 m³ sur une période de 6 mois, ce qui nous a conduit à proposer un drain horizontal de 25m de long en pied aval.

La réalisation du drain horizontal en aval de la digue à permet l'abaissement de la ligne de saturation, ce qui a permis de réduire le volume du sol saturé et d'augmenter la valeur du coefficient de sécurité de 36%, en passant de 1,127 à 1,531 et par la suite la stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale.

La suite des calculs a été réalisée sur un remblai homogène avec un drain horizontal en aval, de 25 m de long. Les résultats des différentes configurations de calcul ont été combinés et comparés aux valeurs imposées par le "manuel de conception et projets typiques des digues en terre" utilisé par l'A.N.B.T.

La variation de la profondeur D de la fondation flexible a affecté la stabilité hydraulique. Pour une digue sans drain, plus la profondeur de fondation D augmente plus l'infiltration augmente, ce qui affecte la stabilité hydraulique.

Le facteur de sécurité atteint son maximum à une profondeur de $0.4 \cdot H$, tandis que, pour une digue avec drain, plus la profondeur de fondation D augmente, plus les infiltrations augmentent jusqu'à

2.5*H, ce qui affecte la stabilité hydraulique, au-delà de cette valeur les fuites se stabilisent. Sans ou sous séisme, il n'y a presque aucune influence sur les valeurs des facteurs de sécurité.

Les talus amont et aval sont stables pour toutes les configurations de chargement selon les valeurs imposées par le « manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T., donc aucun confortement n'est nécessaire.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- Amali, A. (2016). *Contribution à l'étude numérique de la stabilité des barrages en remblai renforcés par des géosynthétiques cas du barrage Ouled Abdelouahab, Sidi Aissa, M'sila.*
- Amirouche, C. (2015). *Analyse fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de retenue collinaire, mémoire de master en géotechnique et environnement.* UMMTO.
- Bachir, B. (2017). *GeoStudio, Vérification de la Stabilité du Terrain de POS Serkina–Constantine (Méthodes Analytiques) Code*.*
- Bonelli, S. (2021). *Ouvrages hydrauliques en remblai: un regard transversal sur l'action de l'eau. Ingénieries eau-agriculture-territoires.*
- Castanier, G. (2010). Le glissement de Vajont, ses enseignements et ses retombées pour EDF et les exploitants de barrages. *Revue française de Géotechnique*, (131-132), 53-63.
- Charrier, G. (2015). *Etude expérimentale des ruptures de digues fluviales par surverse (Doctoral dissertation, Aix-Marseille).*
- Chourouk, S. (2022, Ammar, Leila., & Filali Marzouk Modélisation d'une digue en terre avec le logiciel, FLAC 2D, Sous Différents Paramètres Influant, 2020). *Etude D'une Retenue Collinaire sur Oued Maghraoua Commune L'outaya wilaya de BISKRA-Etudes des variantes des digues.*
- Degoutt, G. (2002). *Petits barrages, Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi.* Cemagref.
- Fouad, B. &. (2018). *ANALYSE DE L'EFFET DES INFILTRATIONS SUR LA STABILITE D'UN BARRAGE EN TERRE (Application au cas du barrage de Soubella-wilaya de Msila).* Université Mohamed Boudiaf-M'sila.
- Hariz, Y. &. (2022). *Effet des drains sur la stabilité des barrages en terre cas des barragesBoubrik et El-haimeur (wilaya de Ghardaïa) (Doctoral dissertation, université Ghardaia).*
- <http://www.geo-slope.com/>. (s.d.).
- <https://www.planete-tp.com/barrages-r12.html>. (s.d.).
- <https://www.universalis.fr/encyclopedie/barrages/5-les-barrages-en-materiaux-meubles-ou-semi-rigides/>. (s.d.). Récupéré sur <https://www.universalis.fr/encyclopedie/barrages/5-les-barrages-en-materiaux-meubles-ou-semi-rigides/>
- LAOUEDJ, S. (2002). *ANALYSE DES DEFORMATIONS DES BARRAGES A NOYAU CENTRALE (Doctoral dissertation).*
- Larouzée, J. D. (2014). La catastrophe du barrage de Malpasset à l'épreuve des facteurs organisationnel et humain. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014*, (pp. 10-pages)).
- Le Delliou, P. (2003). *Les barrages: conception et maintenance.* Presses Universitaires Lyon.

- Le Delliou, P. (2003). *Les barrages: conception et maintenance*. Presses Universitaires Lyon.
- LEHBAB. (s.d.). *Polycopié de cours, Les barrages en remblai de terre*. USTO Mohamed BOUDIAF, oran.
- LEHBAB, Z. (2019). *Les barrages en remblai de terre*. USTO Mohamed Boudiaf Oran.
- LHC, unité Djelfa. (2006). *Etude de sol d'une retenue collinaire sur oued Abdelouahab*.
- Lino, M. M. (1970). *Méthodologie de diagnostic des digues appliquée aux levées de la Loire moyenne*.
- Megoura A. et Mekki Y. (2009). *Etude de faisabilité et d'exécution d'un petit barrage Ouled Abdelouahab*. université de Msila.
- MEKERBI, M. &. (2009). *liquéfaction des sols*. Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene.
- Messaoud, B. (2016). *Etude de stabilité d'un barrage en terre à zones Cas barrage AIN ZADA, BB Arreridj*. (Doctoral dissertation, UNIVERSITE DE MOHAMED BOUDIAF M'SILA FACULTE DE TECHNOLOGIE).
- P, D. (2003). *Les barrages : Conception et maintenance*. Presses.
- PNUD/OPE. (1987). *Guide maghrébin pour l'exécution des études et travaux de retenues collinaires, Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du Nord (projet RAB/80/011)*.
- RECKING, A. &. (2002). *MODELISATION DE LA RUPTURE DES DIGUES ET BARRAGES EN TERRE Approche théorique et étude d'un cas test*.
- Riffon, O. (2005). *Étude en laboratoire sur la migration des particules fines lors d'essais de perméabilité sur des sables et des silts*. École Polytechnique de Montréal.
- Rodríguez, B. A. (2004). *Manuel de conception et projets typiques des digues en terre*.
- Rodriguez, B. A. (2004). *Manuel de conception et projets typiques des digues en terre, Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages*.
- Seddiki, A. &. (2021). Analyse des effets d'infiltrations sur la stabilité des barrages en terre (Cas du barrage Soubella, commune de Magra, wilaya de M'sila). *The Second International Conference on Civil Engineering ICCE'2020*.
- SEDDIKI, A. (2020). *Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes (Doctoral dissertation, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA)*.
- SERIFEG Fella, L. K. (2020). *Etude du Bilan hydrologique du barrage Ain Zada–Bordj Bou Arreridj (Doctoral dissertation)*.

