

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ziane Achour de Djelfa

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département Hydraulique



جامعة الجلفة

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الري

Référence: FST/DHYD/M2/...../2025

Mémoire de Fin d'Etudes

Présenté au

Département : Hydraulique

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ouvrages Hydrauliques

Réalisé par

BOURROUROU ABDELAZIZ

Pour l'obtention du diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Intitulé

Étude de l'effet de l'utilisation du drainage sur la stabilité des barrages en terre soumis à des charges sismiques : Cas barrage d'Oued El-Kolla _ W. Ain temouchent

Soutenu le : 11/Juin/2025

Devant le jury de soutenance composé de :

Mr : KISMOUNE Youcef	MAA	Univ. Djelfa	Président
Dr : CHARRAK Hicham	MCB	Univ. d'Alger 1	Encadreur
Dr : LOUALBIA Hamza	MCA	Univ. Djelfa	Examineur



Dédicace

En témoignage d'amour et d'affection, je dédie ce modeste travail avec une grande fierté à tous ceux qui me sont chers :

**Ma très chère mère, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie.*

**Mon très cher père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie.*

***Que Dieu vous protège et que la réussite soit toujours à ma portée pour que je suis puisse vous combler de bonheur.*

**Mes chers frères puisse Dieu vous donne santé, bonheur et réussite.*

Dédicace

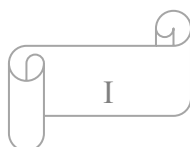
Je dédie ce modeste travail à mes plus chers êtres au monde :

À mes chers parents : ma mère et mon père pour leur amour, leur tendresse, et pour leur soutien durant toutes les étapes de ma vie. J'espère qu'un jour, je pourrai leur rendre un peu de ce qu'ils ont fait pour moi, que Dieu leur prête tout le bonheur.

À mes chers frères. Pour leurs encouragements et pour leur soutien moral et physique.

À tous les autres que je n'ai pas cités mais à qui je pense aussi.

À toute ma famille.





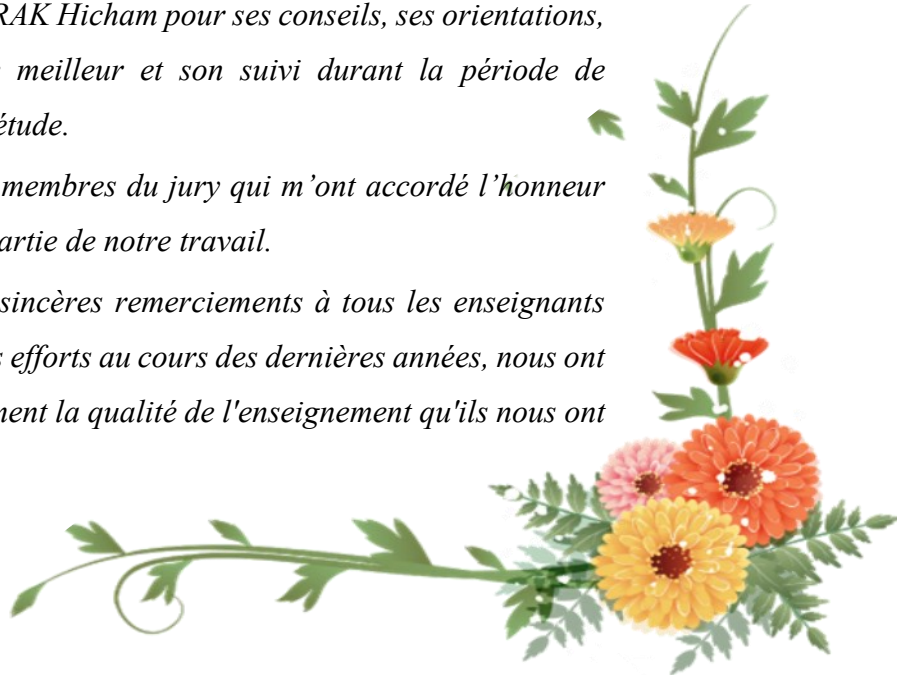
Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier Dieu Tout-Puissant et Miséricordieux qui nous a donné la force et le courage d'entreprendre cette humble œuvre.

Nous exprimons notre profonde gratitude et notre reconnaissance à notre directeur de thèse Dr. CHARRAK Hicham pour ses conseils, ses orientations, ses sacrifices pour offrir le meilleur et son suivi durant la période de préparation de notre thèse d'étude.

Nos remerciements vont aux membres du jury qui m'ont accordé l'honneur d'accepter de réaliser cette partie de notre travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants qui, par leurs conseils et leurs efforts au cours des dernières années, nous ont permis d'apprécier véritablement la qualité de l'enseignement qu'ils nous ont dispensé.



المخلص

تُقيّم هذه الدراسة استقرار سد وادي الكولا الترابي (عين تموشنت، الجزائر)، الواقع في منطقة زلزالية. باستخدام أدوات GeoSlope الرقمية (QUAKE/W ; SLOPE/W ; SEEP/W)، أُجري نموذج ثنائي الأبعاد لتحليل الاستجابة الساكنة والديناميكية للهيكّل المعرض لحمل زلزالي) مقياس تسارع 0.25. (تُظهر النتائج عدم استقرار كبير وخطر التسييل في حال عدم اتخاذ إجراءات تصحيحية. تقترح الدراسة إضافة مصارف أفقية كحلٍ للتحسين. تُظهر عمليات المحاكاة أن المصارف التي يبلغ طولها ما يعادل 60-70% من عرض المنحدر السفلي يمكن أن تحقق معاملات أمان ديناميكية تُلبّي أو تتجاوز الحد الأدنى من المعايير المطلوبة من قبل الوكالة الوطنية للسدود ونقل الهندسة والبناء (ANBT) للظروف الزلزالية. نستخلص إثبات الصرف الأفقي أنه حل فعال لتعزيز استقرار السدود الترابية المعرضة للزلازل.

الكلمات المفتاحية: سد ترابي, معامل الأمان, الاستقرار, صرف, أحمال زلزالية, برنامج : Geo-Slope : (SEEP/W, QUAKE/W , SLOPE/W,

Abstract

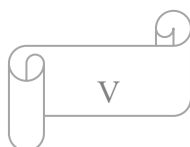
This study evaluates the stability of the Oued El-Kola earth dam (Aïn Témouchent, Algeria), located in a seismic zone. Using Geo-Slope numerical tools (SEEP/W, QUAKE/W, SLOPE/W), a two-dimensional modeling was carried out to analyze the static and dynamic response of the structure subjected to a seismic load (accelerogram of 0.25g). The results show significant instability and a risk of liquefaction in the absence of corrective measures. The study proposes the addition of horizontal drains as an improvement solution. Simulations demonstrate that drains with a length equivalent to 60–70% of the width of the downstream slope can achieve dynamic safety coefficients that meet or exceed the minimum criteria required by the standards of the National Agency for Dams and Engineering and Construction Transfers (ANBT) for seismic conditions. We conclude that horizontal drainage is an effective solution to improve the stability of earth dams exposed to earthquakes.

Keywords: Earth dam, safety factor, stability, drainage, seismic loads, Geo-Slope software: (SEEP/W, SLOPE/W and QUAKE/W)

Résumé

Cette étude évalue la stabilité du barrage en terre d'Oued El-Kola (Aïn Témouchent, Algérie), situé en zone sismique. À l'aide des outils numériques Geo-Slope (SEEP/W, QUAKE/W, SLOPE/W), une modélisation bidimensionnelle a été réalisée pour analyser la réponse statique et dynamique de l'ouvrage soumis à une charge sismique (accélérogramme de 0,25g). Les résultats montrent une instabilité importante et un risque de liquéfaction en l'absence de mesures correctives. L'étude propose l'ajout de drains horizontaux comme solution d'amélioration. Les simulations démontrent que des drains de longueur équivalente à 60–70 % de la largeur du talus aval permet d'atteindre des coefficients de sécurité dynamique conformes voire supérieurs aux critères minimaux exigés par les normes de l'agence nationale des barrages et transferts d'ingénierie et construction (ANBT) pour les conditions sismiques. Nous concluons que le drainage horizontal est une solution efficace pour améliorer la stabilité des barrages en terre exposés aux tremblements de terre.

Mots-clés : Barrage en terre, facteur de sécurité, stabilité, drainage, charges sismiques, logiciel Geo-Slope : (SEEP/W, SLOPE/W et QUAKE/W).



Sommaire

Dédicace	I
Remerciement.....	II
المخلص.....	III
Abstract.....	IV
Résumé.....	V
Sommaire	VI
Liste des figures.....	XVI
Liste des tableaux.....	XVXI
Liste des notations.....	XVI
Introduction générale	1
Chapitre I	
Généralités sur les barrages en terre et les causes de leur instabilité	
I.1. Introduction	2
I.2. Les barrages en Algérie	2
I.3. Les barrages en terre	3
I.3.1. Définition	4
I.3.2. Différents types de barrages en terre.....	4
I.3.1.1. Barrage homogène.....	4
I.3.1.2. Barrage zoné avec un noyau étanche.....	5
I.3.1.3. Barrage à masque d'étanchéité et à masque amont	5
I.4. Analyse des facteurs de risque des barrières dans la zone	7
I.4.1. Comportement sismique des barrages en terre	7
I.4.2. Historiques des cas pertinents de rupture des barrages en terre par le glissement et liquéfaction	8
I.4.3. Classifications des mécanismes de rupture liées au séisme	10
I.5. Influence des écoulements d'eau sur la stabilité des talus	15

I.5.1. Détermination des pressions interstitielles en cas de vidange rapide	15
I.5.2. Influence de la pression interstitielle :	18
I.6. La fonction pression interstitielle.....	19
I.7. Conclusion.....	19

Chapitre II

Méthodes d'analyse de stabilité des talus et rôle du drainage

II.1. Introduction.....	21
II.2. Classification des glissements des talus et des rives.....	21
II.2.1. Glissements plans	21
II.2.2. Glissements circulaires	22
II.2.3. Le glissement des talus.....	23
II.2.3.1. Le glissement cote aval en situation de crue.....	23
II.2.3.2. Le glissement cote fleuve lors de la décrue	24
II.3. Notion de coefficient de sécurité	26
II.4. Méthode des tranches de BISHOP et FELLENIUS	28
II.4.1. Exposé du problème.....	28
II.4.2. Hypothèses	28
II.4.3. Etude de l'équilibre d'un talus par les méthodes de BISHOP et de FELLENIUS	28
II.4.3.1. Méthode des tranches de FELLENIUS.....	28
II.4.3.2. Méthode des tranches de BISHOP	32
II.4.3.3. Méthode de BISHOP simplifiée.....	33
II.5. Méthodes d'analyse de la stabilité sismique	34
II.5.1. Méthode pseudo-statique.....	34
II.5.2. Les méthodes dynamiques.....	34
II.5.2.1. La méthode de NEWMARK (1965) :	34
II.5.2.2. Méthode de SEED et MARKDISI (1978) :	35
II.5.2.3. Modélisation du comportement cyclique du sol.....	43

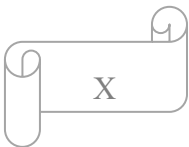
II.6. Drainage dans le barrage en terre	44
II.6.1. Nature des matériaux granulaires (Règle de filtre)	44
II.6.2. Dispositifs drainants dans un barrage en terre	46
II.6.2.1. Drain de pied	46
II.6.2.2. Coussins drainants horizontaux	46
II.6.2.3. Drain cheminée.....	47
II.6.3. Drainage des terrains et des chaussées.....	48
II.6.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface	48
II.6.3.2. Tranchées drainantes.....	49
II.6.3.3. Drains subhorizontaux	49
II.6.3.4. Masques et éperons drainants.....	50
II.6.3.5. Drains verticaux	50
II.7. Conclusion	51
 Chapitre III	
Présentation du barrage d'OUED EL-KOLLA et logiciel Géo-Slope	
III.1. Introduction	53
III.2. Présentation du barrage d'Oued El-Kolla	53
III.2.1. Présentation du modèle numérique	53
III.2.2. Présentation de l'ouvrage	54
III.2.3. Situation géographique de la zone d'étude (le séisme d'Ain Temouchent) [52]	54
III.2.4. Étude topographique [52]	56
III.2.5. Étude géologique et géotechnique [52]	56
III.2.5.1. Géologie régionale	56
III.2.5.2. Géologie du site.....	57
III.2.6. Séismicité de la région	57
III.3. Présentation du logiciel Geo-Slope.....	57
III.3.1. Introduction	57
III.3.2. Définition de logiciel.....	58

III.3.2.1. SEEP/W	58
III.3.2.2. SLOPE/W	59
III.3.2.3. QUAKE/W	59
III.3.3. Le Fonctionnement du Logiciel	60
III.3.4. Caractéristiques du programme	61
III.4. Conclusion	66
Chapitre IV	
Étude de la stabilité du barrage d'OUED EL-KOLLA	
IV.1. Introduction	67
IV.2. Géométrie du modèle	67
IV.3. Paramètres de calculs	68
IV.4. Conductivité hydraulique et paramètres de drainage	68
IV.5. Conditions aux limites	71
IV.6. Analyse de stabilité dynamique	71
IV.7. Calcule et résultats	71
IV.7.1. Analyse des écoulements avant traitement	71
IV.7.1.1. Charge hydraulique et lignes équipotentiels	71
IV.7.1.2. Pression interstitielle et lignes de courant	72
IV.7.1.3. Contrainte effective	73
IV.7.1.4. Coefficient de sécurité sans drainage	73
IV.7.2. Analyse de stabilité dynamique	74
IV.7.2.1. Accélérogramme	74
IV.7.2.2. Réponse sismique	75
IV.7.2.3. Pressions et contraintes en pseudo-dynamique	76
IV.7.2.4. Déformation du barrage à l'état dynamique	78
IV.7.2.5. Coefficient de sécurité à l'état dynamique	79
IV.7.3. Analyse de stabilité après traitement	80
IV.7.3.1. Coefficient de sécurité avec drainage	80

IV.8. Conclusion 83

Conclusion générale 84

Références bibliographies 86



Liste des figures

Chapitre I

Généralités sur les barrages en terre et les causes de leur instabilité

Figure I-1 : Barrage de Béni Haroun, Wilaya de Mila – Algérie	3
Figure I-2 : Barrage de Tablout, wilaya de Jijel- Algérie	3
Figure I-3 : Barrage homogène	4
Figure I-4 : Barrage zoné avec un noyau étanche	5
Figure I-5 : Barrage à masque d'étanchéité	6
Figure I-6 : Barrage à masque amont	7
Figure I-7 : Barrage de San Fernando avant et après le séisme de 1971 [11]	8
Figure I-8 : Rupture du barrage de Sheffield après le séisme, Santa Barbara, 1925 [12]	9
Figure I-9 : Barrage inférieur Van Norman, après le tremblement de terre de San Fernando en 1971	10
Figure I-10 : Barrage Fujinuma avant et après le tremblement de terre de 2011(Wiki 2018)	10
Figure I-11 : Classification des modes de rupture des digues [17]	12
Figure I-12 : Illustration de la liquéfaction dans le corps de la digue [16]	13
Figure I-13 : Récapitulation des classifications des ruptures de remblais sous séismes	13
Figure I-14 : Analyse numérique pour l'évaluation des mécanismes de rupture : Gauche : Couches liquéfier, Droite : déplacement calculé [19]	14
Figure I-15 : Vidange rapide	16
Figure I-16 : Détermination des isobares en cas de vidange rapide à partir des équipotentiels régnant avant la vidange	17
Figure I-17 : Stabilité d'un talus cas de vidange rapide (d'après Biarez)	18
Figure I-18 : Variation du rapport nombre de cycles N/N_L en fonction du coefficient de pression interstitielle r_u	19

Chapitre II

Méthodes d'analyse de stabilité des talus et rôle du drainage

Figure II-1 : Glissements plans du talus	22
Figure II-2 : Glissements circulaire	22
Figure II-3 : Le glissement circulaire sur un talus	23
Figure II-4 : Le mécanisme de glissement coté val en situation de crue [29].....	24
Figure II-5 : Le mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue [29]	25
Figure II-6 : Scénario de vidange accidentelle suite à un glissement étendu du talus aval	25
Figure II-7 : Réduction de la largeur consécutive à un glissement aval	26
Figure II-8 : Glissements successifs par perte de butée de pied	26
Figure II-9 : Surface de rupture d'un talus	27
Figure II-10 : Découpage d'un talus en tranches élémentaires	29
Figure II-11 : Etude de l'équilibre d'une tranche (i)	29
Figure II-12 : Illustration de la méthode pseudo-statique	34
Figure II-13 : Domaines granulométrique de sols liquéfiables.....	36
Figure II-14 : Corps de la digue.....	38
Figure II-15 : Evolution de l'accélération de point du bloc de glissement en fonction de la Position de la surface de glissement	38
Figure II-16 : Spectre de réponse classe de fondation A	39
Figure II-17 : Spectre de réponse classe de fondation B	39
Figure II-18 : Spectre de réponse classe de fondation C	39
Figure II-19 : Période fondamentale T_0 pour une digue une couche de fondation élastique.....	40
Figure II-20 : Déplacement de glissement résiduel selon une surface de glissement.....	43
Figure II-21 : Évolution du module de cisaillement réduit G/G_{max} en fonction de la déformation de cisaillement cyclique (en pourcentage).....	44
Figure II-22 : Évolution de l'amortissement D en fonction de la déformation de cisaillement et des propriétés de plasticité	44
Figure II-23 : Exemple d'un sol très gradué.....	45
Figure II-24 : Système de drainage dans un barrage en terre	48
Figure II-25 : Drain subhorizontal	50

Figure II-26 : Drains verticaux	51
Figure II-27 : Techniques associées Au drainage vertical	51

Chapitre III

Présentation du barrage d'OUED EL-KOLLA et logiciel Géo-Slope

Figure III-1 : Géométrie du barrage étudié	53
Figure III-2 : Vue générale Digue d'Oued El-Kolla.....	54
Figure III-3 : Site de la retenue collinaire	54
Figure III-4 : Séisme d'Ain Temouchent du 22.11.1999	55
Figure III-5 : Carte isoséiste du séisme.....	55
Figure III-6 : Carte géologique (Oued El-Kolla) N°209, Ech : 1/50000	56
Figure III-7 : Carte de zonage sismique de territoire national (RPA 2024).....	57
Figure III-8 : Barre d'outils principale dans logiciel de SEEP/W	60
Figure III-9 : Fenêtre d'analyse et de définition des unités	61
Figure III-10 : Dessin des régions.....	62
Figure III-11 : Introduction des propriétés des matériaux	63
Figure III-12 : Modifier des objets.....	63
Figure III-13 : Profil géométrique de la digue d'Oued El-Kolla	64
Figure III-14 : Incrément adopté pour la simulation de l'accélération sismique de 0,25 g	65
Figure III-15 : Fenêtre du gestionnaire des solutions	65
Figure III-16 : Les lignes équipotentiellles dans le barrage	66

Chapitre IV

Étude de la stabilité du barrage d'OUED EL-KOLLA

Figure IV-1 : Modèle géométrique 2D du barrage d'Oued El-Kolla	67
Figure IV-2 : Évolution des pressions interstitielles dans le corps du barrage en fonction du nombre de cycles de chargement	69
Figure IV-3 : La déformation en fonction de numéro de cycles pour le Corps du barrage	69
Figure IV-4 : Variation de La contrainte effective verticale en fonction de G_{max}	70
Figure IV-5 : Schéma du barrage d'Oued El-Kolla illustrant l'emplacement et la configuration des systèmes de drainage	70

Figure IV-6 : Maillage d'éléments finis du barrage d'Oued El-Kolla pour l'analyse numérique.....	71
Figure IV-7 : Distribution des charges hydrauliques et des lignes équipotentielle sans système de drainage (niveau d'eau amont : 21,5 m)	72
Figure IV-8 : Distribution des pressions interstitielles et des lignes de courant sans système de drainage	72
Figure IV-9 : Distribution des contraintes effectives totales dans le barrage sans drainage	73
Figure IV-10 : Distribution des contraintes effectives verticales dans le barrage sans drainage variation des contraintes effectives verticales.....	73
Figure IV-11 : Coefficient de sécurité de talus aval du barrage sans système de drainage	74
Figure IV-12 : Accélérogramme horizontal utilisé pour l'analyse sismique (accélération maximale : 0,25 g)	74
Figure IV-13 : Accélération verticale et horizontale à la crête du barrage	75
Figure IV-14 : Accélération verticale et horizontale à la base du barrage.....	75
Figure IV-15 : Déplacement verticale et horizontale à la crête du barrage	76
Figure IV-16 : Déplacement verticale et horizontale à la base du barrage	76
Figure IV-17 : Distribution des pressions interstitielles du barrage sous chargement sismique	77
Figure IV-18 : Distribution des contraintes totales du barrage sous chargement sismique.....	77
Figure IV-19 : Distribution des contraintes effectives verticale du barrage sous chargement sismique	77
Figure IV-20 : Déformation latérale à $t = 0.4$ s.....	78
Figure IV-21 : Déformation latérale à $t = 4$ s.....	78
Figure IV-22 : Déformation latérale à $t = 10$ s.....	78
Figure IV-23 : Évolution du coefficient de sécurité du talus aval sous chargement sismique en fonction du temps.....	79
Figure IV-24 : Variation temporelle du coefficient de sécurité sous chargement sismique pour différents ratios de longueur de drains (0,2 ; 0,4 ; 0,6 ; 0,7)	81
Figure IV-25 : Comparaison des coefficients de sécurité sous chargement sismique en fonction des ratios de longueur de drains (0,2 ; 0,4 ; 0,6 ; 0,7)	82



Liste des tableaux

Chapitre I

Généralités sur les barrages en terre et les causes de leur instabilité

Tableau I-1 : Effet induit par les séismes sur quelques barrages en terre. [14] 11

Chapitre IV

Étude de la stabilité du barrage d'OUED EL-KOLLA

Tableau IV-1 : Caractéristiques mécaniques des sols [10] 68

Tableau IV-2 : Les paramètres du drain..... 70

Tableau IV-3 : Valeurs du F_s selon Morgenstern -price..... 82



Liste des notations

K : Perméabilité du sol ;

K_h : Coefficient sismique horizontal ;

H : Hauteur d'eau ;

Φ : Angle de frottement interne ;

L_b : Largeur de la base du barrage ;

L_d : Longueur du drain horizontal ;

h_{dp} : Hauteur verticale du prisme ;

F_s : Coefficient de sécurité ;

n : Porosité du milieu ;

γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé ;

γ_d : Poids volumique sol du sec ;

σ : Contrainte effective ;

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Contraintes principales dans le champ de contraintes ;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ et ε_3 : Déformations principales dans le champ de contraintes ;

ρ : Masse volumique ;

τ : Force de résistance au cisaillement ;

i : Gradient hydraulique ;

W_i : Le poids de la tranche ;

R_i : La réaction du milieu sur l'arc de la tranche ;

N_i : La composante normale ;

T_i : La composante tangentielle ;

N'_i : Effort normal effectif ;

U_i : La composante interstitielle due à l'eau ;

AB : Longueur de l'arc de la tranche ;

b_i : La largeur de la tranche ;

α_i : Angle de la normale à l'arc avec la verticale ;
 M_w : Est le moment dû au poids ;
 M_U : Est le moment dû à la pression interstitielle ;
 T_i : Est encore la distance entre l'axe de rotation et le point d'application de la force ;
 C_i' : Cohésion effective sur la base de la tranche i ;
 L_i : Longueur de la base de la tranche i ;
 α_i : Angle de la base avec l'horizontale ;
 Q_i' : Angle de frottement interne effectif ;
 a : Coefficient de sismicité ;
 d : Bras de levier entre le centre de glissement et le centre de gravité de la tranche considérée ;
 a_h : Accélération de pointe = a_{\max} ;
 g : Accélération de gravité ;
 σ_v : Contrainte normale verticale à la profondeur z ;
 rd : Facteur de réduction ;
 a_G : Accélération maximale au centre de gravité ;
 σ_v : Contrainte normale vertical totale au centre de gravité étudié ;
 h : Hauteur de la digue
 V_s : Célérité moyenne de l'onde de cisaillement dans les matériaux de la digue ;
 V_s : Célérité de l'onde de cisaillement ;
 ρ : Densité des matériaux ;
 a_1 : Déterminé à l'aide de la figure à partir des valeurs calculées pour m et q ;
 a_G : Accélération moyenne au centre de gravité du bloc de glissement ;
 m : Masse du bloc de glissement ;
 a_v : L'accélération verticale de pointe ;
 a_c : Accélération critique pour une surface de glissement potentielle ;
 T_0 : Période fondamentale de la digue.
 Ψ : Coefficient de dilatance ; ν : Coefficient de poisson.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les barrages en terre constituent des ouvrages majeurs et polyvalents de l'ingénierie civile, essentiels à la gestion des ressources hydriques, à la production d'énergie hydroélectrique, au contrôle des crues et à l'irrigation. Leur conception et leur construction exigent une compréhension approfondie du comportement mécanique et hydraulique des sols et des matériaux granulaires sous diverses conditions de chargement. Malgré leur large utilisation et les avancées technologiques, ces structures restent susceptibles de modes de défaillance critiques, dont les glissements de talus et la liquéfaction induite par les séismes, susceptibles d'entraîner des conséquences catastrophiques.

L'étude de la stabilité des barrages en terre représente donc un défi majeur et une préoccupation constante pour les ingénieurs géotechniciens. Elle nécessite une évaluation rigoureuse des facteurs susceptibles de compromettre l'intégrité de l'ouvrage, incluant les régimes d'écoulement internes, les pressions interstitielles générées, et les sollicitations dynamiques inhérentes aux zones sismiques. Le phénomène de liquéfaction, en particulier, est une source d'instabilité majeure pour les barrages en remblai, capable de réduire drastiquement la résistance au cisaillement des sols saturés et non cohésifs lors d'un événement sismique.

L'évolution des outils d'analyse numérique, tels que les logiciels basés sur la méthode des éléments finis ou l'équilibre limite, a révolutionné l'approche de ces problématiques complexes. Ces outils permettent de modéliser fidèlement la géométrie des barrages, les propriétés multivariées des matériaux constitutifs et les conditions aux limites dynamiques, offrant ainsi une plateforme performante pour simuler le comportement de l'ouvrage sous les charges d'exploitation et sismiques, et pour évaluer les facteurs de sécurité associés.

Dans ce contexte, la présente étude s'inscrit dans une démarche d'analyse détaillée de la stabilité d'un barrage en terre existant, le barrage d'Oued El-Kolla, en se concentrant sur l'influence des chargements sismiques et l'efficacité des dispositifs de drainage. Elle utilise le logiciel Geo-Slope, reconnu pour ses modules spécialisés dans les analyses d'écoulement (SEEP/W), de stabilité des pentes (SLOPE/W) et de réponse dynamique (QUAKE/W). L'objectif est d'abord de caractériser l'ouvrage et son environnement sismique (Chapitre 03), puis d'exposer les bases théoriques et les méthodes d'analyse pertinentes (Chapitre 1 & 2), avant de procéder à une modélisation numérique complète pour évaluer la stabilité initiale du barrage, d'analyser sa réponse sismique et d'étudier l'amélioration de sa stabilité par l'introduction de drains (Chapitre 04). Cette approche intégrée vise à fournir des recommandations basées sur des simulations précises pour la sécurité et la pérennité de l'ouvrage.

Chapitre I : Généralités sur les barrages en terre et les causes de leur instabilité

I.1. Introduction

Ce chapitre introductif vise à présenter les barrages en terre, un type d'ouvrage de retenue largement utilisé, en abordant leurs caractéristiques générales et les causes de leur instabilité potentielle. Après un bref aperçu de la situation des barrages en Algérie, différentes typologies de barrages en terre seront décrites, notamment les barrages homogènes, les barrages zonés avec noyau étanche et les barrages à masque amont, en soulignant l'importance de l'utilisation judicieuse des matériaux disponibles sur site. L'analyse des facteurs de risque est primordiale pour garantir la sécurité de ces structures. Une attention particulière sera portée au comportement des barrages en terre sous chargement sismique, avec l'étude du phénomène de liquéfaction et l'analyse de cas historiques de ruptures ou de dommages. Enfin, l'influence des écoulements d'eau au sein de la digue sur la stabilité des talus, et en particulier l'impact de la vidange rapide, ainsi que le rôle crucial des pressions interstitielles, seront examinés.

I.2. Les barrages en Algérie

Selon le ministère des Ressources en eau L'Algérie compte 80 barrages Achevé (utilisant 65 barrages) sur tout le territoire national avec une capacité totale de stockage de 8 milliards de m³. Il y a 5 autres barrages en cours d'achèvement, et la problématique est liée au barrage "Jedda" dans la wilaya de Souk Ahras; au barrage "Souk El Thalatha ", au barrage de Sidi Khalifa au niveau de l'Etat de Tizi Ouzou; et le barrage de Bouzina dans la wilaya de Batna. Le chef du service d'exploitation de l'Agence nationale des barrages et des envois de fonds a révélé à Al-Kubra, que le pourcentage de barrages remplis d'eau de pluie s'élevait à 44,45%, soulignant que le montant reste insuffisant, surtout dans les régions du centre et de l'ouest. Parmi les barrages les plus célèbres est le barrage de Bani Haroun dans l'État de Mila, qui a fourni environ 475 millions de mètres cubes d'eau à environ 6 États pour approvisionner six millions de personnes et irriguer environ 41000 hectares, et le système de transport des hauteurs de Sétif fournit également environ un million. Une personne dans le barrage Eagle à Bejaia irrigue environ 15 mille hectares, et dans le barrage Tablout à Jijel, environ 42 millions de mètres cubes par an, le système de transport du district d'Eddoun de Bouira à Tizi Ouzou et le détournement de la Chlef et Barrages de Mostaganem. Vers Arzew et Oran, et le système de transfert du barrage de Taksim de Tizi, Ozuz et Bumer des vers l'Algérie. Concernant les projets futurs, l'orateur a révélé qu'il y a six projets de barrage en cours d'achèvement dans les états d'Al-Tarif (capacité d'absorption de 98 millions de mètres cubes), Souk Ahras (capacité d'absorption de 35 millions de mètres cubes), Batna (absorption capacité de 18 millions de mètres cubes) et Tizi Ouzou (capacité énergétique de 90 millions de mètres cubes) et Annaba (capacité de 750 mille mètres cubes) [1].



Figure I-1 : Barrage de Béni Haroun, Wilaya de Mila – Algérie



Figure I-2 : Barrage de Tablout, wilaya de Jijel- Algérie

I.3. Les barrages en terre

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

Tout ingénieur étudiant et projetant un barrage doit adopter la solution la plus économique résolvant le problème posé.

Une solution, et parfois même la seule solution, est la construction de la digue à partir de matériaux se trouvant dans le site du barrage projeté [2].

D'une manière générale si l'on dispose sur place et en quantité suffisante de matériaux terreux permettant d'obtenir après compactage des conditions d'étanchéité et de stabilité satisfaisantes. Ainsi le type de barrage le plus facile à réaliser est le barrage homogène.

Les ouvrages en terre ont atteint de nos jours d'énormes proportions. Le plus imposant d'entre eux est le barrage d'Oroville à l'U.S. A de 235 m de hauteur qui a nécessité la mise en place de 61 millions de m³ de matériaux. Le plus volumineux ouvrage du monde est le barrage de New Cornella Tailigs à l'U.S. A qui atteint 209,5 millions de m³ pour 30 m de hauteur [3].

En France, l'ouvrage de ce type le plus important est celui de Serre Poncon, haut de 129 m sur fondations et d'un volume de 14 millions de m³. En Russie, le barrage de Rogun est le record mondial de hauteur devant le barrage de Nurek, avec une hauteur de 335 m au lieu de 300 m [4].

I.3.1. Définition

Le terme "Terre" doit être, pour les ingénieurs, pris dans le sens le plus large du mot et sert à désigner toute sorte de matériaux terreux comprenant non seulement les différents sols définis par le pédologue, mais aussi l'ensemble des matériaux provenant de la désagrégation ou de la décomposition des roches [5].

Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies [2].

I.3.2. Différents types de barrages en terre

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

- Le barrage homogène,
- Le barrage zoné avec un noyau étanche,
- Le barrage à masque d'étanchéité et à masque amont.

I.3.1.1. Barrage homogène

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont (figure I-3) [2-6].

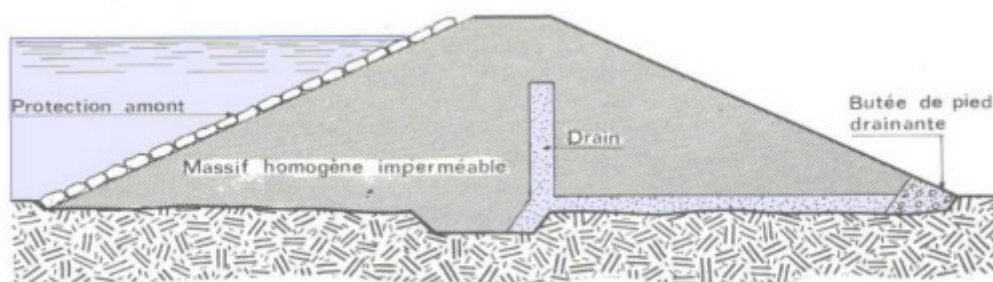


Figure I-3 : Barrage homogène

I.3.1.2. Barrage zoné avec un noyau étanche

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche (figure I-4). Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci [2].

Les barrages zonés, comme le barrage de Serre-Ponçon (Hautes Alpes $h=24$ m), sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des matériaux disposées de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et l'étanchéité [7].

Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. Le noyau imperméable est constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion des matériaux fins lui peut avoir recours à des matériaux de substitution tels qu'une paroi moulée ou bien une superposition de couche de béton bitumineux ou d'asphalte.

Les zones encadrant le noyau imperméable sont en tout venant compacter, elles assurent la résistance et la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont en cas de vidange rapide [4].

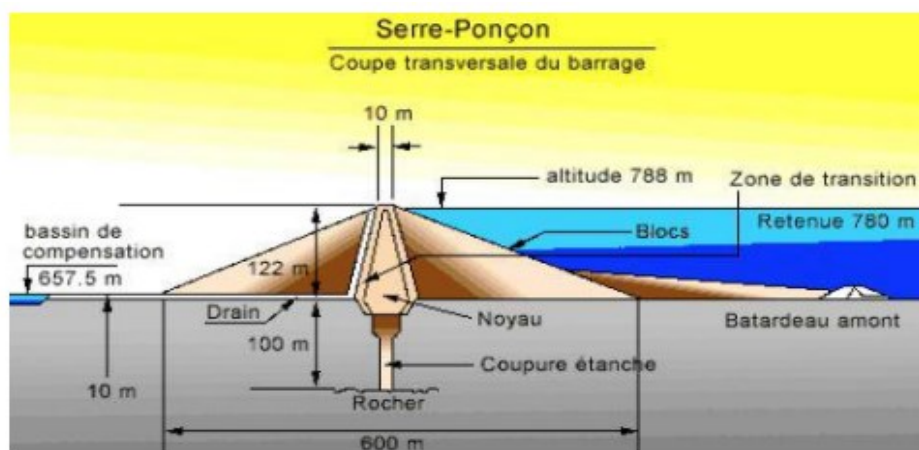


Figure I-4 : Barrage zoné avec un noyau étanche

I.3.1.3. Barrage à masque d'étanchéité et à masque amont

Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir (figure I-5) [2].

Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géomembrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support (les géomembranes peuvent même accepter des déformations importantes). La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides.

Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable [4].

De nombreux barrages à masque sont réalisés en enrochements. La qualité du compactage lors de la mise en œuvre du matériau a une grande influence sur les déformations et tassements ultérieurs [6].

Pour améliorer la sécurité du barrage, il n'est pas rare de trouver dans les barrages à masque d'autres matériaux fonctionnels [8].

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

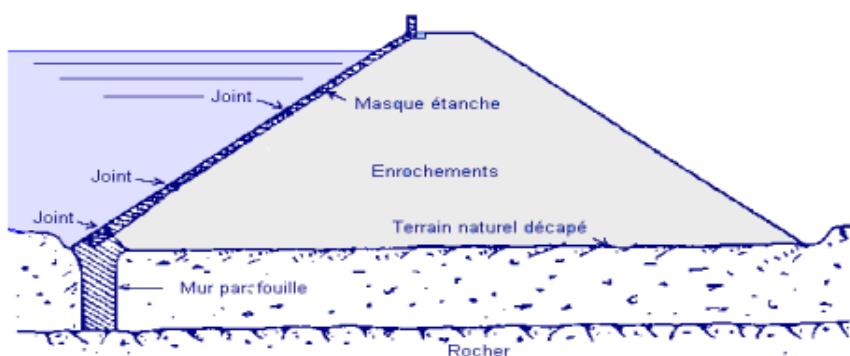


Figure I-5 : Barrage à masque d'étanchéité

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables et la difficulté de mise en œuvre [8].

Nous devons comparer alors cette technique à celle d'une digue homogène à masque amont étanche [2].

Le masque amont (Figure I-6) est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage [6-9].

Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou le béton bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples [4].

Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément [4].

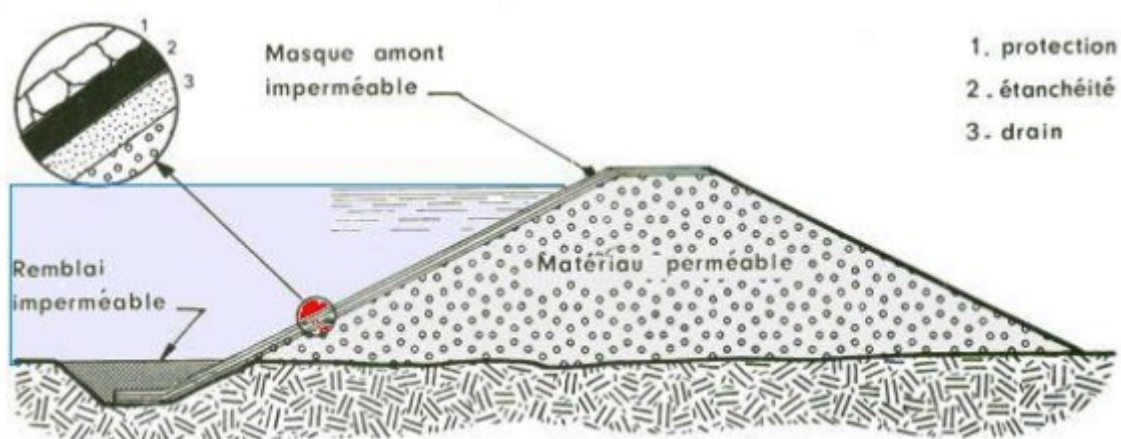


Figure I-6 : Barrage à masque amont

I.4. Analyse des facteurs de risque des barrières dans la zone

Ce travail porte sur le comportement des barrages en terre en cas de séisme et sur les cas historiques de ruptures liées à la liquéfaction. Il met en lumière les facteurs qui influencent la stabilité de ces structures face aux tremblements de terre, notamment la nature des matériaux, la conception et les caractéristiques sismiques. La liquéfaction des sols, souvent à l'origine de ruptures spectaculaires, est un phénomène critique dans ce contexte. L'étude des échecs passés permet d'améliorer la conception et la sécurité des barrages en terre pour prévenir de futurs incidents.

I.4.1. Comportement sismique des barrages en terre

Les causes de rupture les plus fréquentes sont (CIGB, 1986) :

- Rupture par glissement de la fondation.
- Glissement des talus du barrage.
- Renards provoqués par l'ouverture de fissures dans le noyau étanche.
- Tassement de la crête et submersion de l'ouvrage.

Seed (H.B, 1979) suggère les recommandations pratiques suivantes pour éviter les effets néfastes des séismes, sur la base d'une analyse des ruptures des barrages, et de certains critères de leur comportement défectueux :

- Drains généreux pour évacuer l'écoulement à travers les fissures.
- Noyau étanche épais, constitué de matériau plastique non fissurant.
- Drains cheminées dans la partie centrale de la digue.
- Filtre à granulométrie continue à l'amont du noyau pour colmater les fissures éventuelles.
- Confortement des talus de la retenue pour éviter les glissements.
- Transitions larges, constituées de matériaux non fissurant.
- Revanche suffisante pour tenir compte des tassements, des affaissements.

Seed note également que, dans presque tous les cas de rupture des barrages en terre, les conditions étaient telles que des pressions interstitielles élevées pouvaient exister et que le coefficient de sécurité pseudo-statique pouvait être estimé à une valeur supérieure à 1 [10].

I.4.2. Historiques des cas pertinents de rupture des barrages en terre par le glissement et liquéfaction

➤ Barrage de San Fernando (1971) :

Le barrage inférieur de San Fernando qui a été construit entre 1912-1930, avait une hauteur de $H=44\text{m}$ et a été soumis à un séisme sévère ($M = 6.6, a_{max} = 0.6 g$). Durant ce tremblement de terre, un glissement important s'est produit sur le parement amont du barrage, emportant sa crête ainsi que 8.5 mètres de matériaux de son talus aval.



Figure I-7 : Barrage de San Fernando avant et après le séisme de 1971 [11]

Le glissement ne laissa qu'une revanche 1.3m. L'analyse de cette rupture a montré qu'un phénomène de liquéfaction est accompagné conduisant à des glissements très importants en aval de la digue.

➤ **Barrage Sheffield de Santa Barbara (1925) :**

Cet ouvrage a été construit en travers d'un ravin. Le remblai avait une longueur de 219.5m et une hauteur maximale d'environ 8m. Il était situé à une distance d'une dizaine de kilomètres de l'épicentre et a subi un séisme de magnitude 6,3 ayant entraîné une rupture totale du barrage. La durée de ce séisme a été estimée à une valeur, allant de 15 à 18 secondes et l'intensité correspondait à une accélération du sol de 0.04 à 0.10g.



Figure I-8 : Rupture du barrage de Sheffield après le séisme, Santa Barbara, 1925 [12]

L'analyse de l'état du barrage après sa rupture, a permis de conclure qu'un glissement s'était produit près de la base du remblai, en provoquant un mouvement en masse vers l'aval, sur une distance de 91 m. Les dégâts relevés sont attribués à la dégradation des propriétés mécaniques du sol, accompagné par la liquéfaction.

➤ **Barrage de Van Norman (1971) :**

Barrage du réservoir inférieur Van Norman construit de 1912 à 1930 subit ainsi un glissement du talus amont de 42 m par suite du séisme de San Fernando en février 1971 ($M=6.6$). Le plan d'eau heureusement inférieur à la cote normale n'avait plus qu'une revanche de 1.4m après séisme. Malgré les fissures et les fuites, cette revanche n'est pas détruite. La liquéfaction a abaissé la résistance de la partie inférieure de la recharge amont à une valeur qui n'assurait plus la stabilité statique. Le pied amont a commencé à glisser, entraînant des fissures dans le remblai. L'eau et le matériau liquéfié pénétrèrent dans les fissures, affaiblissant la partie supérieure et développant le glissement plus d'une minute après la fin du séisme (poste liquéfaction).

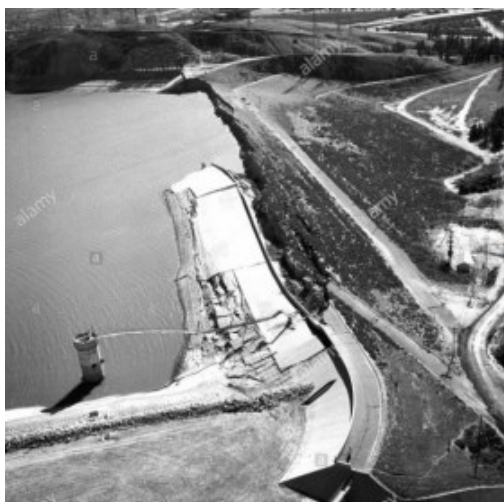


Figure I-9 : Barrage inférieur Van Norman, après le tremblement de terre de San Fernando en 1971

➤ **Le barrage Fujinuma (2011) :**

Le barrage Fujinuma était un barrage du Japon situé à Sukagawa. Construit en 1949, il avait principalement un rôle tampon pour l'irrigation. Le barrage s'est écroulé récemment le 11 mars 2011 lors du séisme du Tōhoku. La rupture de ce barrage principalement due à la liquéfaction.



Figure I-10 : Barrage Fujinuma avant et après le tremblement de terre de 2011(Wiki 2018)

Au Japon, hormis le barrage de Fujinuma, seuls les barrages en remblai construits avant 1918 ont été sérieusement touchés par les séismes et un seulement s'est rompu.

I.4.3. Classifications des mécanismes de rupture liées au séisme

Pour chaque structure (composante), on doit identifier les mécanismes d'endommagement ou de rupture susceptibles d'être provoqués par les secousses sismiques. La structure (composante) est jugée adéquate lorsqu'elle rencontre les critères de performance définis pour assurer une marge de sécurité suffisante pour chacun des mécanismes de rupture considérés.

Selon la Commission internationale des grands barrages (CIGB) les accidents de barrages liés à des séismes sont rares. Le (tableau I-1) extrait de publications de (CIGB) montrent que les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai. [13]

Tableau I-1 : Effet induit par les séismes sur quelques barrages en terre. [14]

<u>Barrage</u>	<u>Hauteur</u> <u>(m)</u>	<u>Pays</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u> <u>M</u>	<u>Dégâts</u>
La Marquesa et La Palm	10 10	Chili	1985	7.8	2 barrages rompus 16 barrage-dégâts importants 16 barrage-faibles dégât
San Andreas Dam	32	USA California	1906	8.25	Fissure longitudinale- Fissure transversale des appuis
Upper Crystal Sprinqs	26	USA California	1906	8.25	Mouvement du barrage de2.4m
Sheffield Dam	8	USA California	1925	6.3	Rupture total
Hebgen Dam	35	USA Montana	1959	7.5 à 7.8	Tassement du barrage : 1.2m- Effet de vazez
Lower San Femando	40	USA California	1971	6.6	Tassement de la crête : 8.5m
Upper San Femando	24	USA California	1971	6.6	Tassement de la crête : 900mm-Déplacement vers l'avant de 1.5
Paiho main Dam	66	Chain	1976	7.8	Grand glissement: 330 barrages endommagés
Douhe Dam	22	Chain	1976	7.8	Fissure longitudinal
Masiway Dam	25	Philippines	1990	7.7	Tassement de la crête : 1.0m Fissure longitudinale
Ono Dam	37	Japon	1923	8.3	Tassement de la crête : 250mm Fissure Profonde adjacent au noyau
74 remblais	15 à 18	Japon	1939	6.6	12 barrage détruits 40 glissements
Chatsworth	11	USA	1930	Non connue	Fissures, fuite

Les ruptures provoquées dans des remblais et des barrages en terre (digues) par les séismes dans différentes régions du monde ont été analysées. Chaque cas de désordre sur un ouvrage en terre est souvent un cas particulier. Néanmoins, certaines tendances se répètent et des classifications de rupture liées au séisme sont apparues.

Les chercheurs japonais [15–16] ont enregistré au cours de l'histoire plusieurs cas de ruptures des barrages en terre qui ont beaucoup servi à l'amélioration des calculs sismiques. Des exemples de ces cas de rupture par liquéfactions sont déjà montrés dans l'introduction et dans les (figures I-11 ; I-12 ; I-13) de ce chapitre.

Ces retours d'expérience apportent une meilleure connaissance du comportement des ouvrages et permettent aussi d'améliorer les pratiques de construction ou de renforcement dans ce domaine [15].

Sasaki et Tamura [15] ont examiné les modes de rupture des digues de rivière soumises à des tremblements de terre au Japon suivant la classification des modes de rupture fournie par le "Manual for repair methods of the civil engineering structures damaged by earthquakes" (Technical Note of PWRI, Vol. 45, 1986).

Selon ce manuel, les modes de rupture de remblais dues aux tremblements de terre sont classées en 4 modes fondamentaux comme le montre la (figure I-11). Les types 1 et 2 se rapportent à la rupture dans le remblai, le type 3 est la déformation intense du remblai due à la liquéfaction du sol dans la fondation et le type 4 est le tassement de la crête sans déformation apparente du remblai entier [17].

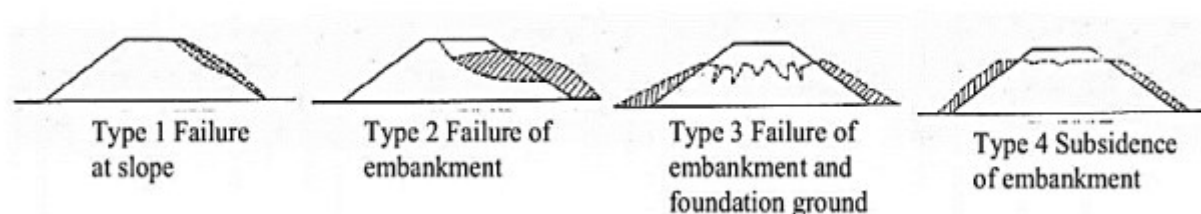


Figure I-11 : Classification des modes de rupture des digues [17]

Dans le même contexte et d'après des observations du séisme de la côte Pacifique du Tōhoku en 2011 ($M_n = 9,1$) au Japon, Sasaki et al [16] montrent que dans la plupart des cas, la cause de l'endommagement était la liquéfaction dans les fondations ou dans le corps des digues. La (figure I-12) illustre schématiquement l'idée de liquéfaction à l'intérieur de la digue, en prenant des exemples des digues des rivières Tokachi et Kushiro qui ont été déformées de manière significative pendant le séisme de Kushiro-Oki en 1993.

Cette figure présente un mécanisme de rupture par fissures pendant le tremblement de terre, puis des tassements considérables après l'évènement sismique. Un phénomène de liquéfaction est accompagné conduisant à des glissements très importants en aval de la digue.

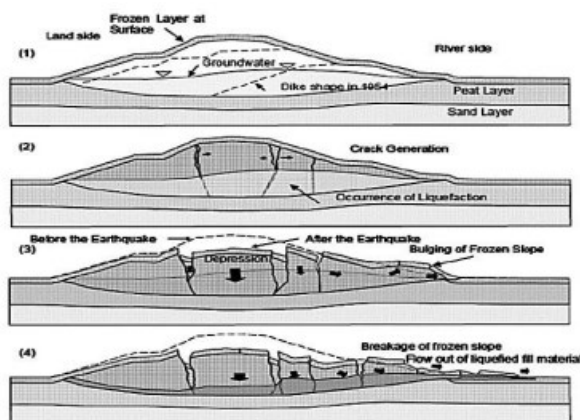


Figure I-12 : Illustration de la liquéfaction dans le corps de la digue [16]

Un autre récapitulatif plus général des principaux modes de rupture des remblais sous l'effet des séismes est donné par Serratrice [18].

Ce dernier est indiqué schématiquement sur la (figure I-13) ces mécanismes qu'il concerne les remblais édifiés sur un massif horizontal. Mais une séquence analogue peut être envisagée pour les remblais sur pente selon le même auteur.

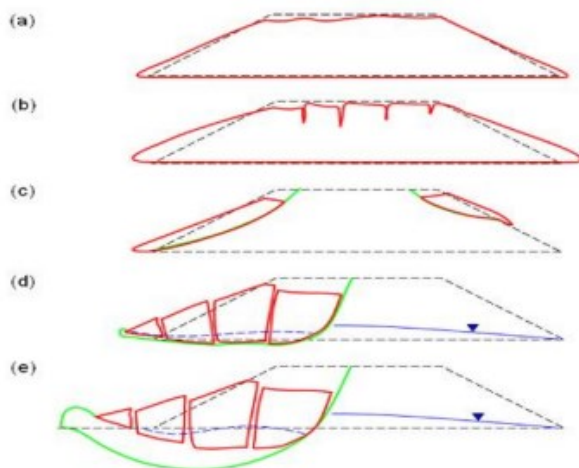


Figure I-13 : Récapitulation des classifications des ruptures de remblais sous séismes

Dans la (figure I-13. a) le tassement du remblai s'effectue sur lui-même. Les tassements différentiels sont à craindre en section courante du remblai.

Dans la (figure I-13. b) les déformations affectent principalement le corps du remblai sans implication notable des sols de fondation. Les tassements de la plateforme sont accompagnés par une fissuration longitudinale. Un étalement du remblai se produit en pied.

Dans la (figure I-13. c) des ruptures localisées affectent les deux talus du remblai et éventuellement les voies de circulation. La plateforme du remblai se maintient à peu près à sa cote initiale. Ce mode de rupture est fréquent dans les remblais sur pente ou les remblais soutenus par des murs.

Dans la (figure I-13. d) la liquéfaction de la couche de base du remblai ou d'une couche mince du sol de fondation, ou la dégradation de la résistance de ces terrains produit la rupture du remblai. La rupture montrée dans cette figure se manifeste de la même façon que le barrage présenté dans la (figure I-13. c) -à-d. par de larges fissures longitudinales à regard amont. Ces fissures séparent des blocs. Au centre du remblai, les déplacements sont quasi-verticaux. En pied ils sont subhorizontaux et relèvent d'un mécanisme d'extrusion des couches molles plastifiées sous quelques blocs résiduels du remblai.

Dans la (figure I-13. e) le mécanisme de rupture affecte les sols de fondation en profondeur (glissement profond), à la suite de la liquéfaction des sols ou à la dégradation de leur résistance. Le remblai est disloqué et s'étaie. Très récemment en 2018, des études numériques à grande échelle ont été présentées par Rapti et al [19] afin d'évaluer la réponse dynamique des remblais et de définir les différents modes de rupture due à la liquéfaction sous différentes conditions. Rapti et al [19] se basent sur l'évaluation des variations des pressions interstitielles et sur la concentration de la déformation et des déplacements afin d'identifier les mécanismes de rupture due principalement au phénomène de la liquéfaction. Cette étude conclut qu'un mécanisme de rupture pour un système remblai-fondation soumis à un chargement sismique est très dépendant de la profondeur de la couche liquéfiable, et des caractéristiques du mouvement sismique (notamment la durée de l'évènement principal).

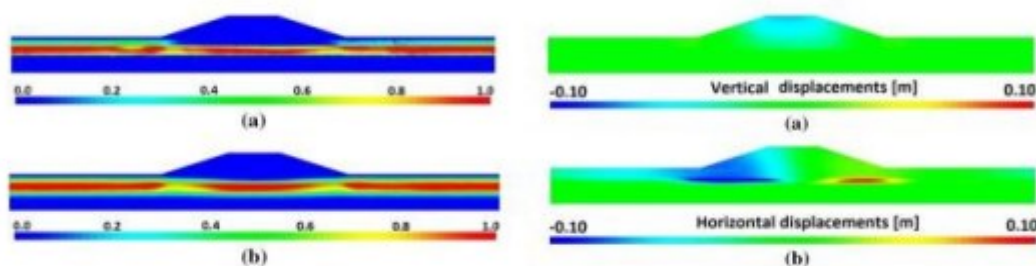


Figure I-14 : Analyse numérique pour l'évaluation des mécanismes de rupture : Gauche : Couches liquéfier, Droite : déplacement calculé [19]

I.5. Influence des écoulements d'eau sur la stabilité des talus

Les calculs de stabilité des talus nécessitent la plupart du temps la connaissance de contrainte effective, ce qui demande la détermination de la pression interstitielle. Cette détermination n'est pas toujours chose aisée car l'eau est rarement en équilibre hydrostatique. Bishop et Morgenstern ont proposé une méthode approchée pour le calcul de la pression interstitielle, ils supposent que cette pression est de la forme :

$$u = r_u y h \quad (I - 1)$$

Dans cette expression,

r_u : est un coefficient de proportionnalité constant tout le long du cercle de glissement,

y : Le poids volumique du sol saturé,

h : La distance verticale entre le point considéré de la ligne de glissement et la surface du talus.

Autrement dit, la pression interstitielle en un point de la ligne de glissement est une fraction constante du poids de la colonne de terre qui surmonte cette ligne. A partir de cette hypothèse simplificatrice, Bishop et Morgenstern ont bâti des abaques pour le calcul de la stabilité des talus. Mais cette méthode a ses limites et l'on doit souvent calculer de manière plus précise la pression interstitielle.

I.5.1. Détermination des pressions interstitielles en cas de vidange rapide

L'évaluation des pressions interstitielles au sein de la digue ou du barrage après une vidange rapide de la retenue mérite également quelques indications complémentaires.

Après la baisse du niveau d'eau en amont qu'on suppose instantanée, un certain volume d'eau reste enfermé dans le corps de la digue, il est limité par le parement amont d'une part et par la ligne de saturation d'autre part. Sur ces deux frontières, les pressions interstitielles sont nulles.

A l'intérieur du volume d'eau, la distribution de la pression évolue au cours de la vidange pour s'adapter aux nouvelles conditions aux limites.

La (figure I-15. a) suivante montre les équipotentielles immédiatement après la vidange (obtenues par exemple par l'analogie électrique).

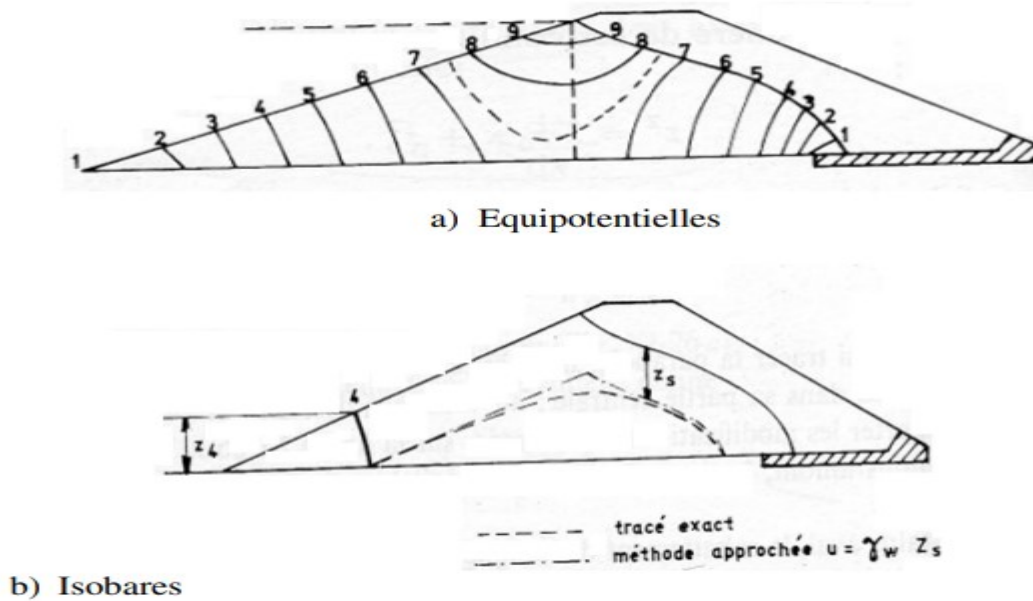


Figure I-15 : Vidange rapide

On peut facilement déduire des équipotentiellielles le tracé des isobares, c'est -à- dire des courbe $u =$ constante. La (figure I-15. b) représente l'isobare n°4 qui passe par le pied de l'équipotentielle n°4, c'est -à-dire celle qui correspond à $u = \gamma_w z_4$

On peut facilement déduire des équipotentiellielles sont simplement des lignes verticales, tout au moins dans la partie basse du talus amont. Cette remarque sert de justification à une méthode approchée utilisée pour tracer les isobares.

On admet qu'en un point donné situé à une distance verticale z_s du talus amont ou de la ligne de saturation, la pression interstitielle est égale à $\gamma_w z_s$

On a représenté aussi sur la (figure I-15. b) l'isobare n°4 dessiné dans cette hypothèse.

Comme z_s est pratiquement égale à z_4 au de la base les deux tracés de l'isobare sont très voisins. Par contre, on observe une certaine discordance à la verticale de B. cette méthode approchée est néanmoins fort utile pour avoir une idée rapide de la distribution de la pression interstitielle et par conséquent de la stabilité des talus.

On va indiquer une deuxième méthode approchée de détermination de la pression interstitielle après une vidange rapide.

Cette méthode donne des meilleurs résultats que la précédente, mais elle nécessite la connaissance des équipotentiellielles avant la vidange. Cette condition n'est pas gênante en général, car on a dû les déterminer ainsi que la ligne de saturation pour étudier la stabilité de la digue lorsque la retenue est pleine.

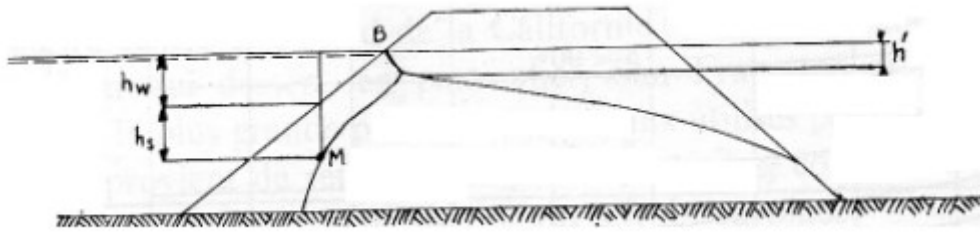


Figure I-16 : Détermination des isobares en cas de vidange rapide à partir des équipotentiels régnant avant la vidange

On considère un point quelconque M (figure I-16) et on note :

u_0 La pression interstitielle avant la vidange,

$u = u_0 + \Delta u$ La pression interstitielle après la vidange.

Au cours de la vidange, la contrainte totale σ_1 a varié de $\Delta\sigma_1$. Puisque le squelette solide n'a pas eu le temps de se déformer $\Delta u = \Delta\sigma_1$ (si le milieu est saturé). Si on assimile O_1 au poids des terres et de l'eau situées au-dessus de M, on peut écrire

$$\sigma_1 = \gamma_h h_s + \gamma_w h_w \quad (I-2)$$

$$\sigma_1 + \Delta\sigma_1 = \gamma_h h_s \quad (I-3)$$

Donc

$$\Delta u = \Delta\sigma_1 = -\gamma_w h_w \quad (I-4)$$

Or

$$u_0 = \gamma_w (h_s + h_w - h') \quad (I-5)$$

Par suite

$$u = u_0 - \gamma_w h_w = \gamma_w (h_s - h') \quad (I-6)$$

Le trace des équipotentiels donne h' , h_s se mesure sans difficulté. Lorsque le point M est à l'aval de la verticale de B, la variation de la contrainte totale est nulle dans l'hypothèse envisagée et on a en première approximation, $u = u_0$ (I-7)

En utilisant la première de ces deux méthodes approchées, Biarez a procédé à une étude complète de la stabilité des talus en cas de vidange rapide et donné un abaque. Cet abaque correspondant à la vidange rapide est reproduit sur la (figure I-17) suivante.

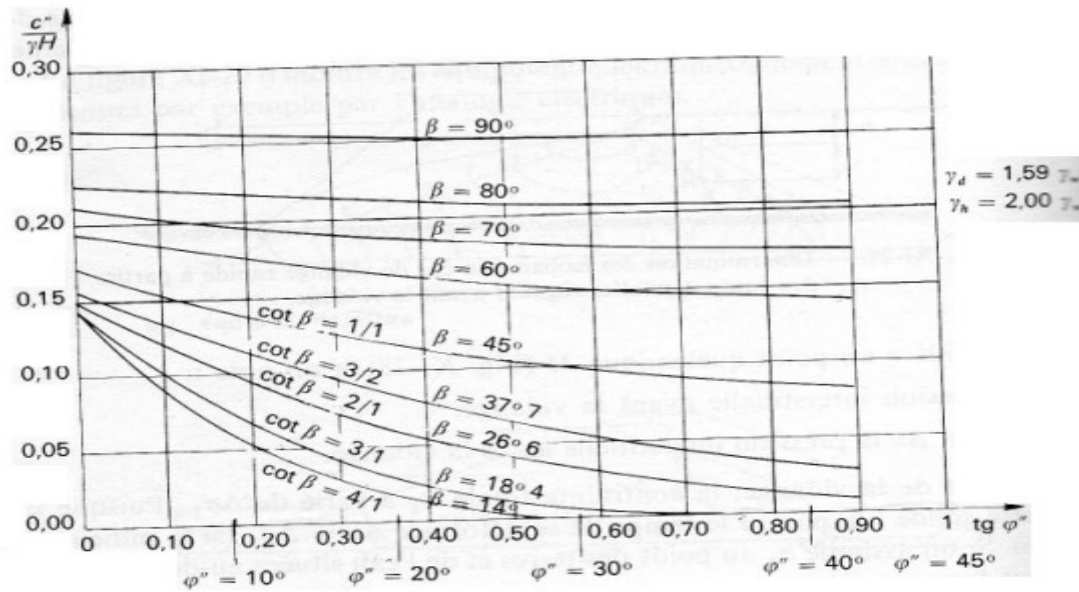


Figure I-17 : Stabilité d'un talus cas de vidange rapide (d'après Biarez)

I.5.2. Influence de la pression interstitielle :

Comme on va l'avoir vu précédents, la pression interstitielle joue un grand rôle dans l'appréciation de la sécurité. de telles pressions peuvent se développer pendant la construction de la digue, à l'occasion des opérations de compactage. Lorsque la retenue sera pleine et qu'un écoulement se sera établi au travers de la digue, on trouvera une autre distribution des pressions interstitielles et il en sera de même en cas d'une variation rapide du niveau de la retenue. Les pressions interstitielles au sein du barrage peuvent donc présenter des distributions radicalement différentes suivant les circonstances. On ne sait a priori quelle distribution conduit à la situation la plus critique. Ainsi on doit toujours au stade du projet, vérifier la stabilité de l'ouvrage dans les trois cas suivants :

- A la fin de la construction,
- Lorsque la retenue est pleine et le régime permanent établi,
- A l'occasion d'une vidange rapide,

Dans cette dernière hypothèse, les zones amont d'un barrage sont principalement menacées.

Par contre, à la fin de la construction, c'est principalement le noyau qui est en cause, les autres zones ne sont pas assez imperméables pour empêcher la dissipation des surpressions. Dans ce type de barrage, les lignes de glissement potentielles se développent principalement dans les zones de faible résistance, et leur allure diffère assez sensiblement d'un arc de cercle. Le noyau est particulièrement sollicité, aussi les principaux problèmes qui se posent dans les barrages de ce type concernent la déformation du noyau et l'apparition de pressions interstitielles en son sein.

I.6. La fonction pression interstitielle

Les pressions interstitielles produites pendant une secousse sismique est une fonction du nombre équivalent des cycles uniformes, N pour un séisme particulier et le nombre de cycles, N_L qui provoquera la liquéfaction pour sols particulier. N_L est déterminé à partir de la fonction du nombre de cycles spécifiés. Le rapport N/N_L est alors lié à un paramètre de pression interstitielle r_u comme représenté sur la (figure I-18).

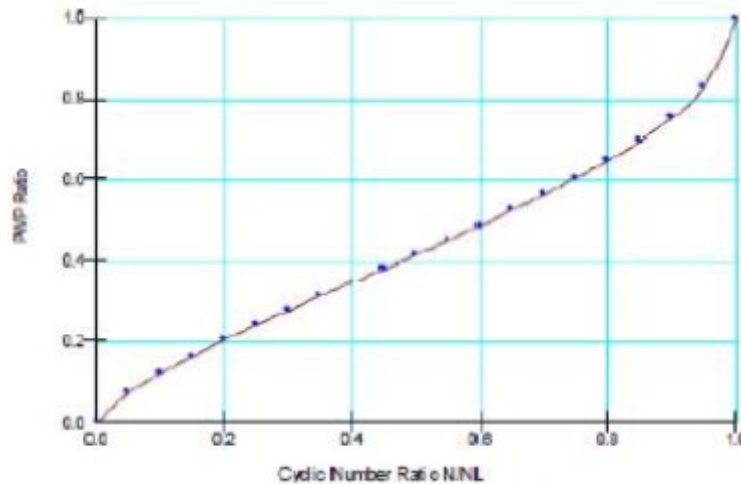


Figure I-18 : Variation du rapport nombre de cycles N/N_L en fonction du coefficient de pression interstitielle r_u

Le coefficient de pression interstitiel est donné par équation suivant :

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right] \quad (\text{I-8})$$

Une fois que r_u et N/N_L sont connus, on calcule la pression interstitielle à l'aide de l'équation

$$u = r_u \cdot \sigma'_{3static} \quad (\text{I-9})$$

I.7. Conclusion

En conclusion de ce premier chapitre, nous avons parcouru les généralités essentielles concernant les barrages en terre, depuis leurs différentes configurations structurales (homogène, zoné, à masque amont) jusqu'aux facteurs déterminants de leur instabilité. L'importance du comportement sous chargement sismique, notamment le mécanisme complexe de la liquéfaction, a été soulignée et illustrée par des retours d'expérience historiques qui ont contribué à l'amélioration des méthodes d'analyse et de conception. Parallèlement, l'influence des écoulements d'eau, particulièrement critique dans le cas de la vidange rapide, et le rôle fondamental de la pression interstitielle dans l'évaluation de la stabilité des talus ont été détaillés. La compréhension de ces phénomènes, l'évaluation précise

des pressions interstitielles dans diverses conditions de service (fin de construction, retenue pleine, vidange rapide) et l'analyse des modes de rupture associés sont indispensables pour la conception et la surveillance efficaces des barrages en terre et pour la prévention des risques.

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des talus et rôle du drainage

II.1. Introduction

La stabilité des talus est un enjeu majeur dans la conception, la construction et la surveillance des barrages en terre. Un glissement de talus peut avoir des conséquences désastreuses, allant de dommages structurels importants à la rupture catastrophique de l'ouvrage. Ce chapitre est consacré à l'exploration des méthodes d'analyse qui permettent d'évaluer la sécurité des talus et de comprendre les facteurs susceptibles d'entraîner leur instabilité. Nous commencerons par examiner la nature des glissements, leurs classifications, leurs causes et leurs symptômes, afin de cerner le phénomène à étudier. Nous introduirons ensuite la notion fondamentale de coefficient de sécurité et les principes du calcul à la rupture. Les différentes approches d'analyse de stabilité, des méthodes globales aux méthodes par tranches (incluant les détails des méthodes de Fellenius et Bishop), seront présentées pour l'analyse statique. Un volet essentiel abordera ensuite l'analyse de la stabilité sous sollicitations sismiques, en décrivant les méthodes pseudo-statique et dynamique adaptées à ce contexte. Enfin, reconnaissant le rôle primordial de l'eau dans l'instabilité, nous détaillerons l'importance et les différents dispositifs de drainage utilisés dans les barrages en terre pour contrôler les écoulements et les pressions interstitielles, éléments clés de la prévention des glissements.

II.2. Classification des glissements des talus et des rives

Les glissements de terrain ont des formes qui dépendent de la configuration du massif et des propriétés des sols. Néanmoins, leur étude fait appel à des concepts de base applicables à tous.

Les glissements se répartissent en deux grandes classes d'études distinctes :

II.2.1. Glissements plans

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristique physico – chimiques et mécaniques différentes, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. Les glissements plans qui se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture, voir (figure II-1). [27]

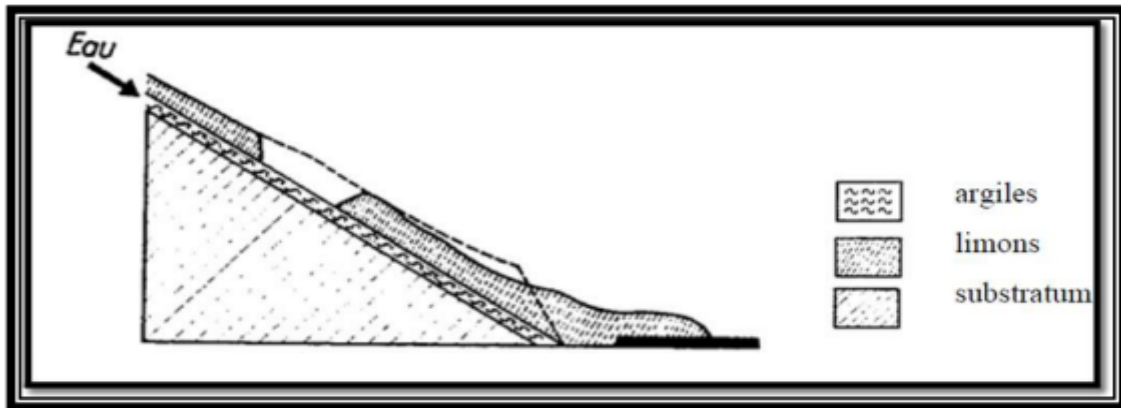


Figure II-1 : Glissements plans du talus

II.2.2. Glissements circulaires

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture correspondante a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas ; voir (figure II-2). Sa projection sur le plan transversal correspond à un arc de cercle, d'où le nom de glissement circulaire.

Les glissements qui se traduisent par un basculement de la masse le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds). Les causes d'instabilité peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations, soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance au cisaillement) des sols. [28]

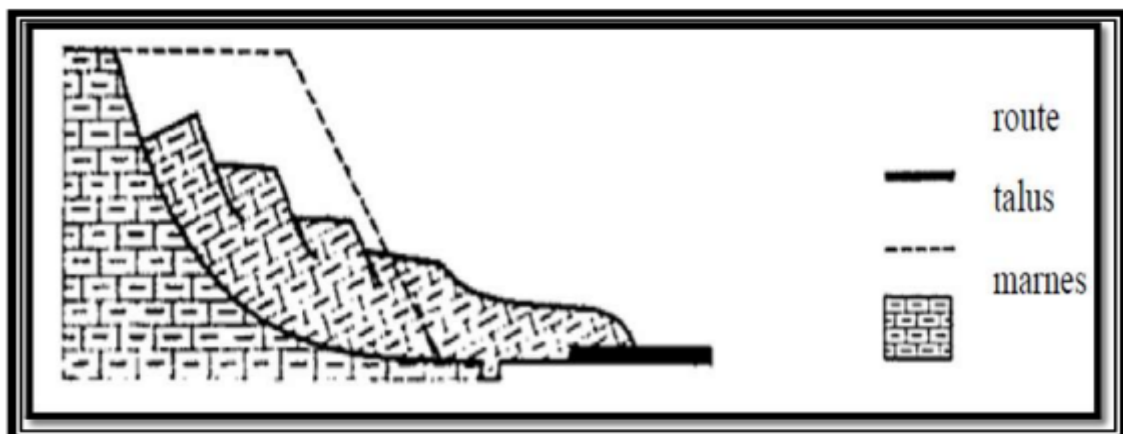


Figure II-2 : Glissements circulaire

A. Les causes

Le mécanisme de glissement du parement peut être dû à :

- _ la défaillance du système d'étanchéité.
- _ la défaillance du système de drainage (colmatage, contournement, rupture)

_ l'augmentation des pressions interstitielles dans le remblai.

_ la déformation ou la fracturation du remblai.

B. Les symptômes

Les symptômes du mécanisme de glissement observables sur le terrain sont :

_ le bourrelet au pied aval.

_ l'ondulation de peau sur le parement.

_ le glissement de peau sur le parement.

_ la fissuration en crête ou sur le parement aval.

II.2.3. Le glissement des talus

Il existe deux mécanismes de glissement :

- ❖ Le glissement du talus côté aval, se produisant le plus souvent durant la crue
- ❖ Le glissement du talus côté fleuve, se produisant lors de la décrue.

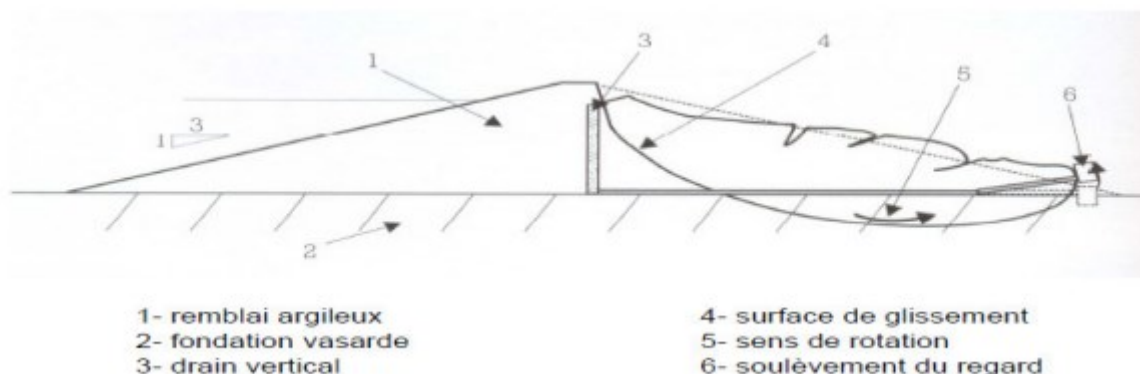


Figure II-3 : Le glissement circulaire sur un talus

II.2.3.1. Le glissement cote aval en situation de crue

Ce mécanisme se produit lorsque trois facteurs sont réunis :

- ❖ Un profil de digue étroit avec pentes de talus fortes (pentes supérieures à 0,65)
- ❖ Une piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et/ou à la présence des couches hétérogènes
- ❖ Une faible compacité du remblai donnant de faibles caractéristiques mécaniques des matériaux du corps de digue, ou encore la présence d'une couche argileuse sous-consolidée au niveau de la fondation.

Ces trois facteurs sont potentiellement réunis dans les zones d'anciennes brèches dont la réparation n'a pas toujours été menée dans les meilleures conditions [29].

La figure illustre ce mécanisme

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

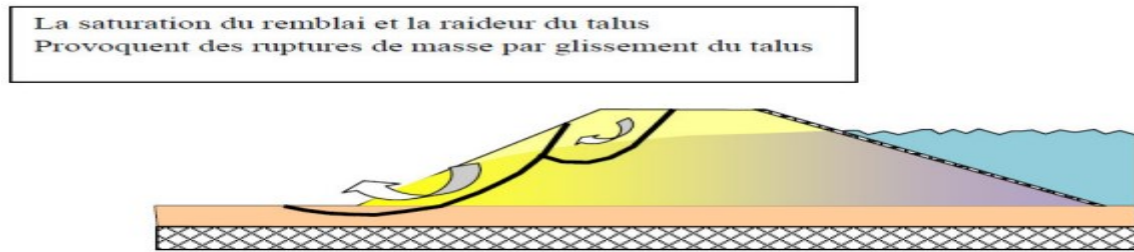
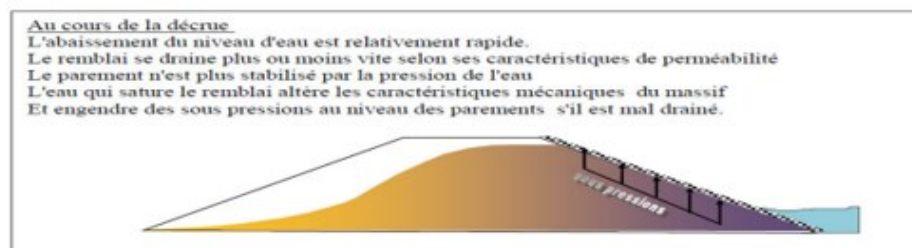
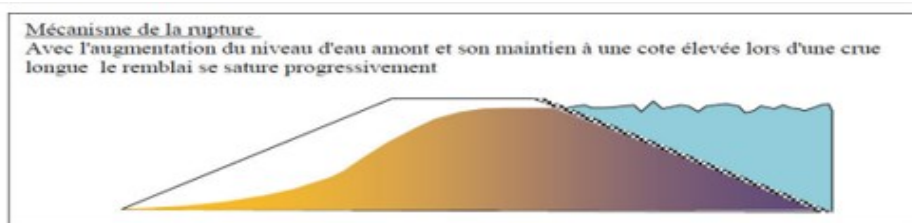


Figure II-4 : Le mécanisme de glissement coté val en situation de crue [29]

II.2.3.2. Le glissement cote fleuve lors de la décrue

Le mécanisme de rupture par glissement côté fleuve se produit lors de la décrue rapide du cours d'eau. Ce mécanisme, lié aux sous-pressions qui se développent pendant la période de crue, concerne surtout des talus de digues constitués de matériaux argileux, présentant des pentes raides ou des perrés trop étanches.

Ce mécanisme concerne particulièrement les digues à proximité de déversoirs équipés de remblais fusibles (remblai destiné à se rompre lorsque la hauteur d'eau l'atteint). En effet, la mise en fonction du déversoir s'accompagne de l'érosion rapide du remblai fusible. Le débit dérivé dans le déversoir croît, ce qui provoque une décrue dans le fleuve pouvant alors provoquer des glissements de talus côté fleuve.[29]



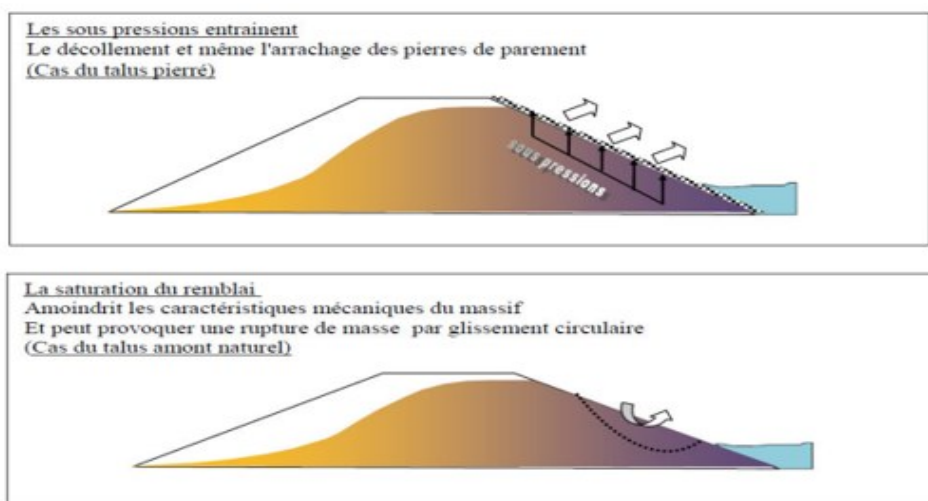


Figure II-5 : Le mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue [29]

Les conséquences d'un tel phénomène sont toujours fâcheuses et parfois dramatiques :

a) Conséquence directes :

Dans le scénario le plus grave, le glissement peut entraîner la vidange accidentelle de la retenue si un cercle émanant du talus amont à un niveau inférieur à celui de la cote du plan d'eau ou si un renard se développe après un glissement

Qu'il soit brutal ou progressif, le mouvement peut provoquer des dégâts irréversibles sur des ouvrages attenants au barrage :

- _ Déformation ou rupture de dispositifs internes de drainage
- _ Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- _ Dégâts éventuels à l'évacuateur de crues s'il est posé sur le remblai
- _ Obstruction du fossé aval et /ou destruction de bâtiments annexes par le font du glissement ...etc

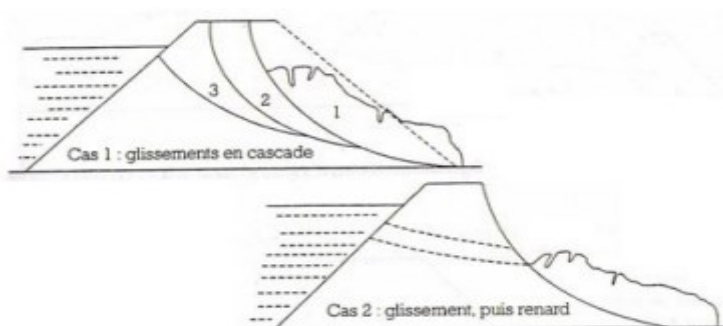


Figure II-6 : Scénario de vidange accidentelle suite à un glissement étendu du talus aval

b) Conséquences indirectes

D'une façon ou d'une autre, l'occurrence du phénomène se traduit par la réduction, à caractère plus ou moins local, de la largeur du remblai – réduction qui est susceptible d'affecter le comportement hydraulique ultérieur de l'ouvrage (interception et remontée de la ligne de saturation, par exemple).

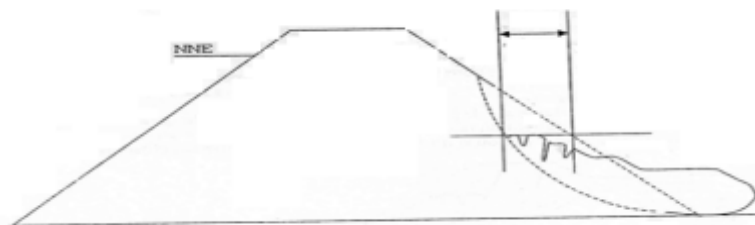


Figure II-7 : Réduction de la largeur consécutive à un glissement aval

un glissement mineur peut engendrer, à terme, d'autres glissements aux conséquences plus graves.

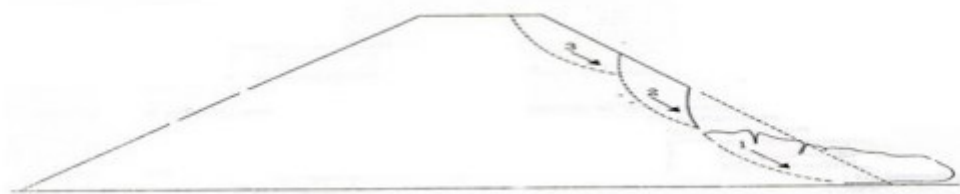


Figure II-8 : Glissements successifs par perte de butée de pied

Enfin, on imagine facilement de multiples conséquences indirectes engendrées par la ruine ou la rupture d'ouvrages annexes dans ou à proximité du barrage :

- _ Défauts de fonctionnement du dispositif de drainage
- _ Mises en pression du remblai
- _ Augmentation des débits de fuite

On comprend qu'en matière de pathologie des barrages en remblai, l'apparition d'indices de glissement doit amener le gestionnaire à envisager la vidange préventive totale ou partielle de la retenue et que la sécurité de l'ouvrage au glissement constitue une préoccupation majeure du concepteur.

II.3. Notion de coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur

doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$1) F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (\text{II-1})$$

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

$$2) F = \frac{\text{effort résistant}}{\text{effort moteur}} \quad (\text{II-2})$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$3) F = \frac{\text{moment résistant}}{\text{moment moteur}} \quad (\text{II-3})$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3D)

$$4) F = \frac{H_c}{H} \frac{\text{hauteur critique}}{\text{hauteur réelle}} \quad (\text{II-4})$$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture ($F=1$).

La définition 1 est couramment employée. FELLENIUS a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (figure II-9) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions $\tan \phi / F$ et c / F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

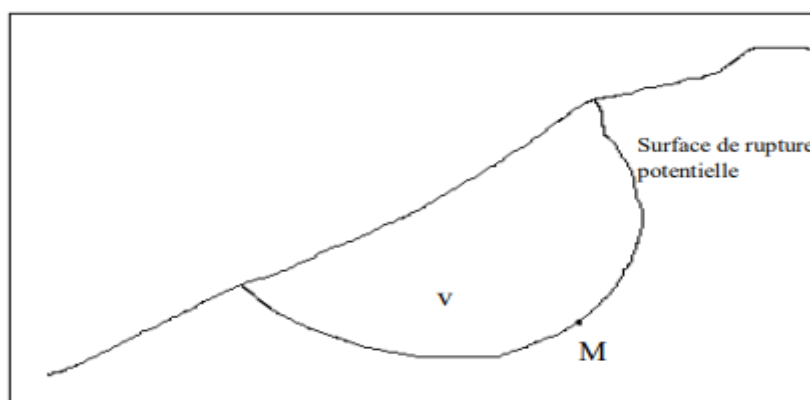


Figure II-9 : Surface de rupture d'un talus

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sols fortement hétérogènes et n'est pas compatible avec la notion de " rupture progressive ".

II.4. Méthode des tranches de BISHOP et FELLENIUS

II.4.1. Exposé du problème

Dans les deux cas (méthodes de Bishop et de Fellenius), on admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre, et qu'elle se produit instantanément le long de toute la surface.

On étudie donc l'équilibre des terres situées au-dessus de ce cercle, pour cela, on découpe le terrain en tranches et on calcule les forces pour chaque tranche, il faut alors, calculer par rapport au centre du cercle de glissement le moment des forces ayant tendance à entraîner le glissement et le moment des forces résistantes (cohésion, frottement interne) [32].

La méthode de calcul consiste à calculer la rupture pour tous les cercles possibles, le cercle qui représentera le minimum de coefficient de sécurité sera retenu comme la surface de rupture.

II.4.2. Hypothèses

- 1- Milieu hétérogène ;
- 2- Circulation de l'eau (prise en compte des pressions interstitielles) ;
- 3- On tient compte de l'interaction des tranches entre elles.

II.4.3. Etude de l'équilibre d'un talus par les méthodes de BISHOP et de FELLENIUS

L'exposé ci-dessous consiste à étudier la théorie de FELLENIUS, et la théorie de BISHOP généralisée, puis les hypothèses simplificatrices pour en déduire la théorie de BISHOP simplifiée.

II.4.3.1. Méthode des tranches de FELLENIUS

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sol de caractéristiques différentes : C_i , γ_i , ϕ_i (figure II-10) [32].

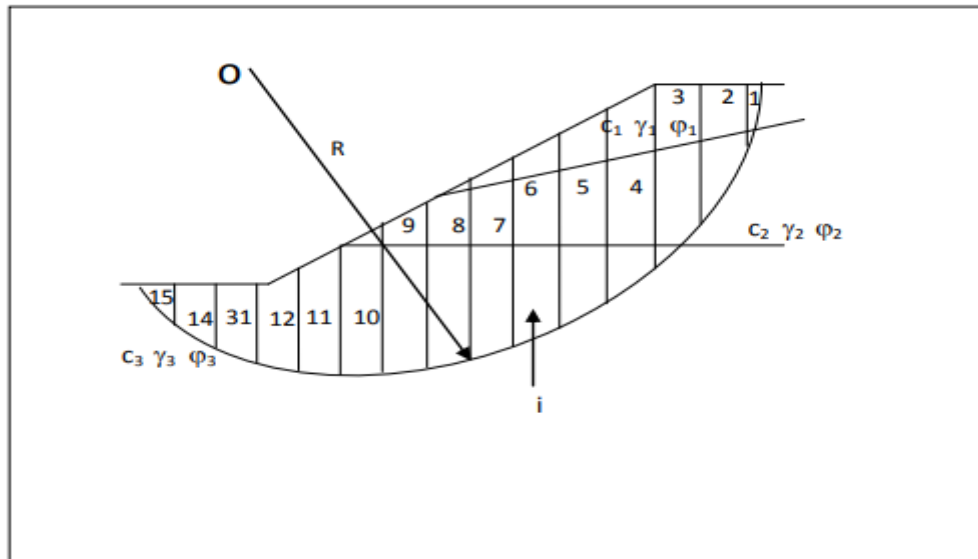


Figure II-10 : Découpage d'un talus en tranches élémentaires

Si on veut étudier l'équilibre de l'une de ces tranches on prend par exemple la tranche (i), on aura :

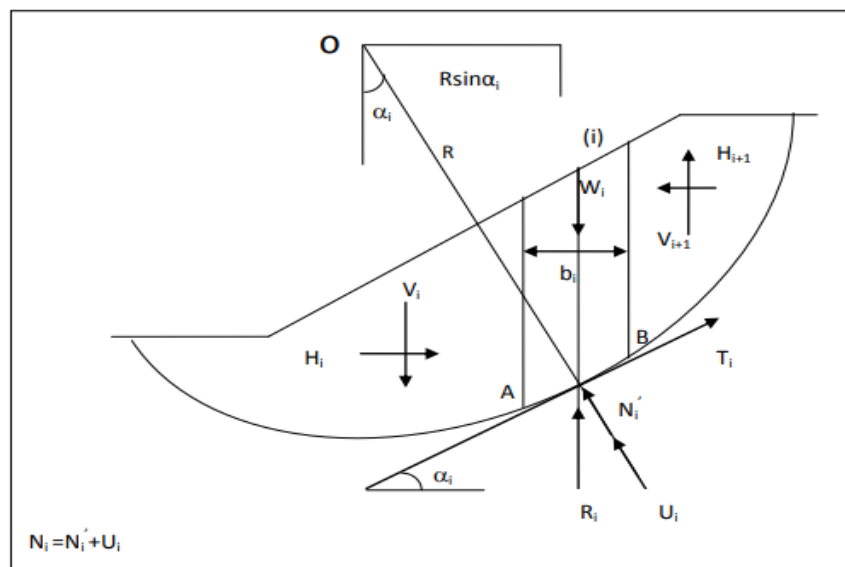


Figure II-11 : Etude de l'équilibre d'une tranche (i)

Les forces qui s'exercent sur la tranche (i) sont :

- W_i : le poids de la tranche.
- R_i : la réaction du milieu sur l'arc de la tranche.
- N_i : la composante normale.
- T_i : la composante tangentielle.
- N'_i : effort normal effectif.

- U_i : la composante interstitielle due à l'eau.

Les réactions sur les faces verticales de la tranche (i) que l'on peut décomposer en réactions horizontales H_i, H_{i+1} et en réactions verticales V_i, V_{i+1} .

Soit :

$AB = l_i$

AB: Longueur de l'arc de la tranche.

b_i : la largeur de la tranche.

Avec α_i , angle de la normale à l'arc avec la verticale.

- Au niveau de chaque tranche
- Le coefficient de sécurité étant défini par :

$$FS = \frac{\int_s \tau_r ds}{\int_s \tau ds} \quad (II-5)$$

$$\int_s \tau ds = \frac{1}{F_s} \int_s \tau_r ds = \frac{\tau_r}{F_s} ds = \int_s \left(\frac{c'}{F_s} + \sigma' \cdot \frac{tg \varphi'}{F_s} \right) ds \quad (II-6)$$

On aura donc :

$$T = \frac{c' l_i}{F_s} + N' \frac{tg \varphi'}{F_s} \quad (II-7)$$

-L'équation des moments par rapport au centre pour l'ensemble des tranches :

- Le moment dû au poids "moment moteur" « W_i » :

Le moment dû au poids est souvent un terme dans l'équilibre des forces où le poids de chaque tranche contribue à un moment par rapport au centre. Le moment moteur pourrait être l'effet de la gravité sur une tranche de sol ou de matériau et serait généralement donné par :

$$M_W = W_i T_i \quad (II-8)$$

Avec :

M_W : est le moment dû au poids,

W_i : est le poids de la tranche,

T_i : est la distance entre le centre de la tranche et l'axe de rotation.

- Le moment dû à la pression interstitielle « U_i » :

La pression interstitielle pourrait résulter de l'infiltration d'eau ou de la pression interne dans un sol saturé. Cette pression exerce une force qui génère un moment autour du centre. Le moment dû à la pression interstitielle pourrait être formulé comme :

$$M_U = U_i T_i \quad (\text{II-9})$$

Avec :

M_U : est le moment dû à la pression interstitielle,

U_i : est la force exercée par la pression interstitielle,

T_i : est encore la distance entre l'axe de rotation et le point d'application de la force.

• Le moment dû à la force tangentielle « T_i » :

$$\sum_1^n RT_i = \sum_1^n R \left(\frac{c'_i}{F_s} l_i + N_i^i \frac{\tan \varphi'_i}{F_s} \right) \quad (\text{II-10})$$

• Le moment dû à la force normale inter granulaire « N' » :

$$M/O(N') = 0 \quad (\text{II-11})$$

-Pour simplifier le calcul FELLENIUS admet l'hypothèse suivante :

$$H_i - H_{i+1} = 0, V_{i+1} = 0 \quad (\text{II-12})$$

• Equilibre des moments

En simplifiant par (R) et en remplaçant (N_i) par sa valeur :

$$F_s \frac{\sum_1^n [c'_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i) \tan \varphi'_i]}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{II-13})$$

Avec :

c'_i : cohésion effective sur la base de la tranche i

L_i : longueur de la base de la tranche i

W_i : poids propre de la tranche

α_i : angle de la base avec l'horizontale

U_i : poussée interstitielle sur la base

φ'_i : angle de frottement interne effectif

On obtient :

$$F_s = \frac{\sum_1^n [c'_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i) \tan \varphi'_i]}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{II-14})$$

Où

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \left[\frac{[c'_i b_i + (w_i \cos \alpha_i^2 - U_i b_i) \operatorname{tg} \varphi'_i]}{\cos \alpha_i} \right] \quad (\text{II-15})$$

L'équation (II-14) ou (II-15) est l'expression du coefficient de FELLENIUS.

II.4.3.2. Méthode des tranches de BISHOP

Les composantes $V_n, V_{n+1}, H_n, H_{n+1}$ interviennent dans les efforts appliqués sur (i) (figure II-13).

- L'équilibre des forces verticales :

$$w_i + \Delta v_i - (N'_i + U_i l_i) \cos \alpha_i - \left(\frac{c'_i}{F_s} l_i + N'_i \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F_s} \right) \sin \alpha_i = 0 \quad (\text{II-16})$$

$$N'_i \left(\cos \alpha_i \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i \sin \alpha_i}{F_s} \right) = w_i + \Delta v_i - U_i l_i \cos \alpha_i - \frac{c'_i l_i}{F_s} \sin \alpha_i \quad (\text{II-17})$$

$$N'_i \frac{w_i + \Delta v_i - U_i l_i \cos \alpha_i - \frac{c'_i l_i}{F_s} \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i \sin \alpha_i}{F_s}} \quad (\text{II-18})$$

- L'équilibre des moments :

- Le moment des forces motrices :

$$M_{mot,i} = W_i \sin \alpha_i R_i \quad (\text{II-19})$$

- Le moment des forces résistantes s'opposant au mouvement :

$$\sum_1^n R \left(\frac{c'_i l_i}{F_s} + N'_i \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F_s} \right) \quad (\text{II-20})$$

En égalant les deux moments et en remplaçant (N'_i) par sa valeur et en simplifiant par R :

$$F_s \left(\sum_1^n w_i \sin \alpha_i \right) \sum_1^n = c'_i l_i + \frac{w_i + \Delta v_i - U_i l_i \cos \alpha_i - \frac{c'_i l_i}{F_s} \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i \sin \alpha_i}{F_s}} \operatorname{tg} \varphi'_i \quad (\text{II-21})$$

Le numérateur des termes :

$$N = \frac{c'_i l_i \cos \alpha_i + (w_i + \Delta v_i - U_i l_i \cos \alpha_i) \operatorname{tg} \varphi'_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F_s} \sin \alpha_i} \quad (\text{II-22})$$

- Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{c'_i l_i \cos \alpha_i + (w_i + \Delta v_i - U_i l_i \cos \alpha_i) \operatorname{tg} \varphi'_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F_s} \sin \alpha_i} \quad (\text{II-23})$$

La formule (II-23) s'appelle la formule de BISHOP exacte.

• Pour déterminer " F_s " il faut :

1- procéder par itérations successives car " F_s " figure aux deux membres de l'équation (II-23).

2- définir ΔV_i , pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire.

II.4.3.3. Méthode de BISHOP simplifiée

A partir de l'équation (II-23) et en faisant l'hypothèse, l'équation (II-23) devient :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{c'_i l_i \cos \alpha_i + (w_i - U_i l_i \cos \alpha_i) \tan \varphi'_i}{\cos \alpha_i \frac{1}{F_s} + \tan \varphi'_i \sin \alpha_i} \quad (\text{II-24})$$

Où

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{c'_i b_i + (w_i - U_i b_i) \tan \varphi'_i}{\cos \alpha_i \frac{1}{F_s} + \tan \varphi'_i \sin \alpha_i} \quad (\text{II-25})$$

Dans le cas d'un séisme :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i \sin \alpha_i + \frac{a}{R} \sum_1^n w_i d_i} \sum_1^n \frac{c'_i b_i + (w_i - U_i b_i) \tan \varphi'_i}{\cos \alpha_i \frac{1}{F_s} + \tan \varphi'_i \sin \alpha_i} \quad (\text{II-26})$$

Avec,

a : coefficient de sismicité.

d : bras de levier entre le centre de glissement et le centre de gravité de la tranche considérée. L'expression de FS n'est pas explicite. On ne peut donc pas calculer FS directement. On utilisera donc une méthode implicite de la forme $F_{m+1} = f(F_m)$.

La valeur de FS de départ peut être prise égale à F_{s0} , la valeur trouvée par la méthode de FELLENIUS. La convergence est en général assez rapide. On s'arrêtera lorsque

$(F_m + 1 - F_m)$ est inférieur à un seuil fixé à l'avance.

La méthode de Bishop est plus précise que celle de Fellenius, mais elle nécessite trois à quatre fois plus de calcul (trois itérations) ; les coefficients de sécurité obtenus sont en général un peu plus élevés. Le plus souvent, pour éviter d'alourdir exagérément la masse de calcul, on détermine le cercle le plus critique par la méthode de Fellenius et on vérifie que la valeur du coefficient de sécurité calculé par la méthode de Bishop est supérieure à celle du coefficient calculé par la méthode de Fellenius. Si ce n'est pas le cas, il faut reprendre la recherche du cercle selon la méthode de Bishop [32].

II.5. Méthodes d'analyse de la stabilité sismique

La plupart des méthodes couramment utilisées pour étudier la stabilité sismique des barrages en terre et d'autres structures en sol soumises à des sollicitations sismiques sont dérivées de trois méthodes principales : la méthode pseudo-statique, la méthode de Newmark, et la méthode de Seed-Lee-Idriss.

II.5.1. Méthode pseudo-statique

Cette méthode intègre l'effet de la sollicitation sismique dans une analyse de stabilité statique conventionnelle sous la forme d'une force statique horizontale appliquée au centre de gravité de la masse du sol au-dessus de la surface de rupture potentielle considérée. Cette force est égale au produit d'un coefficient sismique (K_s), et du poids du sol impliqué (figure II-12).

Comme cette méthode n'introduit généralement pas l'influence de la sollicitation sismique sur la résistance du sol, un coefficient de sécurité supérieur à 1.0 ne signifie pas nécessairement une condition stable. Afin de parer à ce problème, une correction au coefficient de sécurité déterminé est appliquée pour prendre en compte l'affaiblissement de la résistance dû au chargement sismique.

Il reste qu'un facteur de sécurité de 1,0 ne traduit pas nécessairement une condition d'instabilité. En effet, le coefficient de sécurité peut descendre jusqu'à 1,0 à plusieurs reprises durant un séisme mais durant de très courtes périodes de temps, faisant en sorte que seul un déplacement permanent se produit et non une rupture de la pente.

Toutefois, Seed [33] conclut que la méthode pseudo-statique fournit des résultats utiles lorsque les matériaux formant la pente ne sont pas soumis à une perte de résistance lors d'une sollicitation sismique. Le choix du coefficient sismique et l'interprétation des résultats restent difficiles.

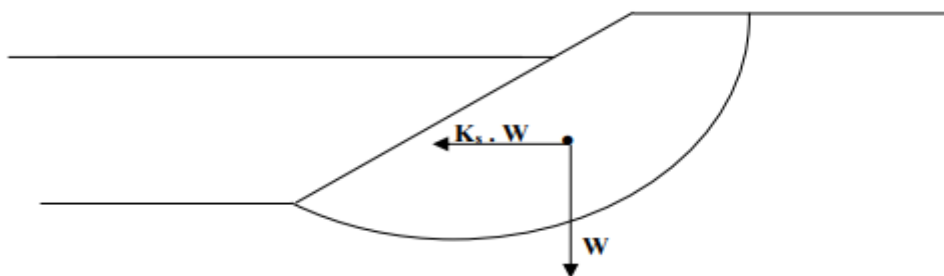


Figure II-12 : Illustration de la méthode pseudo-statique

II.5.2. Les méthodes dynamiques

II.5.2.1. La méthode de NEWMARK (1965) :

L'approche de Newmark est la première contribution au calcul des déplacements irréversibles d'un barrage. Le principe consiste à calculer le mouvement d'une partie du barrage, sous l'effet d'une

Accélération A , dès que la résistance est dépassée, par la double intégration dans le temps de la différence entre l'accélération A et l'accélération critique N . Dans la pratique, N est déterminé par l'approche pseudo-statique sur une masse définie par un cercle de rupture.

Newmark note sur accélérogrammes réels que l'accélération maximale A a souvent un pic de durée très courte, alors que le chronogramme a un pic de vitesse maximale, V , de durée plus longue contribuant fortement au déplacement maximal, Um . Il écrit : « la plus importante mesure de l'intensité d'un séisme est la vitesse maximale du terrain ». Il justifie son propos par la valeur du déplacement horizontal irréversible à la base du remblai pour une secousse par :

$$Um = \frac{V^2}{2N} \left(1 - \frac{N}{A}\right) > \frac{V^2}{2N} \quad (\text{II-27})$$

Il remarque que le déplacement irréversible est proportionnel au nombre de cycles effectifs n

Et à A/N , si $A/N < 5$, et tend vers une limite égale à $\frac{3V^2}{N}$ au-delà.

$$\text{Si } \frac{A}{N} > 0.2 \quad Um \leq \frac{V^2}{2N} \left(\frac{A}{N}\right) \quad \text{Si } \frac{A}{N} < 0.2 \quad Um \leq \frac{6V^2}{2N} \quad (\text{II-28})$$

II.5.2.2. Méthode de SEED et MARKDISI (1978) :

La méthode de F.I. MAKDISI et H.B. SEED [1978] complète l'approche de Newmark par une évaluation du mouvement vibratoire du remblai (période propre T_0 , accélération maximale en crête aD). Le remblai est supposé ensuite parfaitement plastique quand l'intégration des états de contraintes issus d'une modélisation aux éléments finis n'assure plus l'équilibre le long de la surface de glissement. La fondation est supposée rigide. La méthode comporte trois grandes étapes :

- 1- La détermination de l'accélération critique a_c correspondant à un facteur de sécurité de 1, au-delà de laquelle des déplacements irréversibles auront lieu pour une surface de glissement à la profondeur y .
- 2- Évaluation de l'accélération critique maximale en crête Ad et de la période propre T_0 (s), pour évaluer l'accélération maximale à la profondeur y .
- 3- Évaluation du déplacement irréversible le long de la surface de glissement étudiée. L'accélération critique est en général calculée avec la méthode pseudo-statique. Souvent, mais pas toujours, la masse étudiée avec le logiciel de stabilité est délimitée par une ligne de glissement circulaire. Le calcul doit évaluer les déplacements les plus dangereux :

- Le tassement de la crête le long d'un cercle traversant l'épaisseur du noyau ;

- Le cisaillement du filtre le long d'un cercle incliné traversant l'épaisseur du filtre. La méthode s'articule autour des étapes suivantes :

II.5.2.2.1. Evaluation de l'augmentation potentielle des pressions interstitielles dues au séisme

L'augmentation des pressions interstitielles dues au séisme est estimée sur la base des courbes granulométrique et de la compacité des matériaux.

Une analyse de l'augmentation des pressions interstitielles dues au séisme doit être effectuée à l'aide d'essais cyclique en laboratoire, si les critères mentionnés ci-après sont tous remplis sur des zones étendues de la digue ou des couches continues des fondations :

- ❖ La courbe granulométrique se situe dans zone critique en se reportant à la (figure II-13)
- ❖ Mise en place peu dense (densité relative < 0.5)
- ❖ Matériaux saturés.

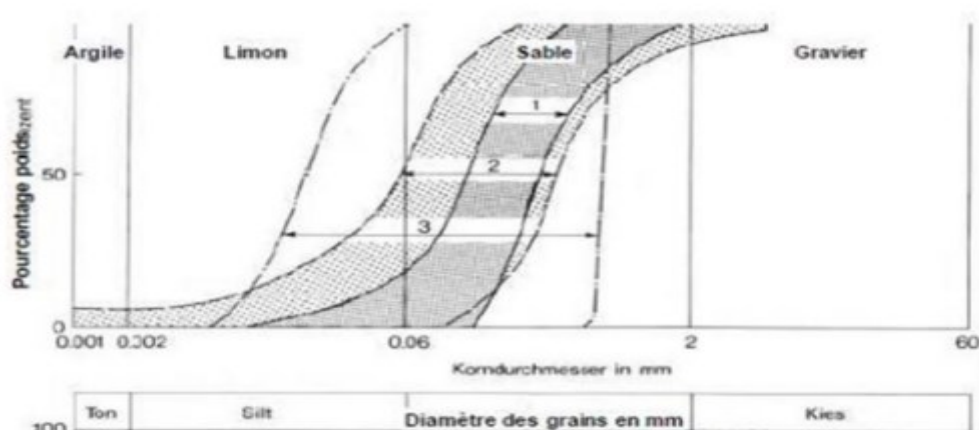


Figure II-13 : Domaines granulométrique de sols liquéfiables

Le domaine 1 correspond au sable de Niigata, le domaine 2 représente l'enveloppe de sables japonais qui se sont liquéfiés sous une sollicitation sismique alors que le domaine 3 est obtenu par des essais en laboratoire de Lee et Focht.

- Analyse de courbe granulométrique

La (figure II-13) montre les types de sol subissant une augmentation importante des pressions interstitielles lorsqu'ils sont soumis à une sollicitation cyclique en état saturé. L'augmentation des pressions interstitielles est à étudier plus en détail (à l'aide d'essais SPT ou des essais cyclique en laboratoire), si la courbe granulométrique d'un matériau se situe à l'intérieur des domaines de la (figure II-13) (en particulier à l'intérieur du domaine 2 entre 10 et 90%) et si le coefficient d'uniformité

$Cu = \frac{d_{50}}{d_{10}}$ est inférieur à environ 2.

- Analyse de la compacité.

La compacité du sol est représentée par la densité relative D_r exprimée par la formule

$$D_r = \frac{\gamma_d - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin}} * \frac{\gamma_{dmax}}{\gamma_d} \quad (II-29)$$

Elle est considérée faible si D_r est inférieure à 0.5

- Evaluation du potentiel de liquéfaction à l'aide d'essais SPT.

Alternativement, des corrélations entre le potentiel de liquéfaction du sol les essais de présentation, tels que SPT peuvent être utilisés pour l'estimation de l'augmentation des pressions interstitielles dus au séisme

- Détermination de la contrainte de cisaillement due à la sollicitation cyclique.

Contrainte de cisaillement cyclique τ_{cyc} dans la fondation.

La contrainte de cisaillement cyclique τ_{cyc} est calculée à chaque profondeur à l'aide de l'équation suivante :

$$\tau_{cyc} = 0.65 \left(\frac{a_c}{g} \right) \sigma_v \quad (II-30)$$

Avec :

a_h : Accélération de pointe = a_{max}

g : Accélération de gravité

σ_v : Contrainte normale verticale à la profondeur z

r_d : Facteur de réduction selon la figure suivante :

- ✓ Contrainte de cisaillement cyclique τ_{cyc} dans le corps de digue

De manière analogue, La contrainte de cisaillement cyclique τ_{cyc} au centre de gravité d'une surface de glissement est calculée dans le profil en travers de la digue selon l'équation suivante :

$$\tau_{cyc} = 0.65 \left(\frac{a_G}{g} \right) \sigma_v \quad (II-31)$$

Avec :

a_G : Accélération maximale au centre de gravité (figure ci-dessous)

σ_v : Contrainte normale vertical totale au centre de gravité étudié.

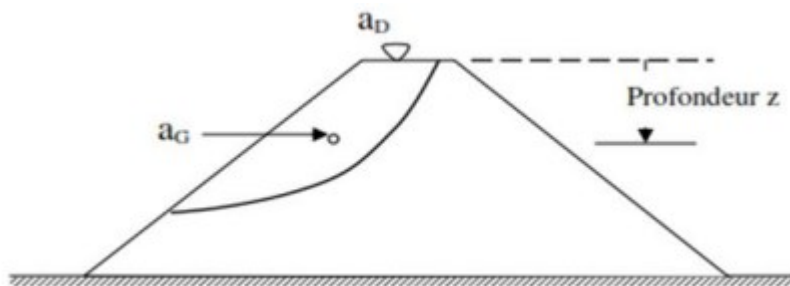


Figure II-14 : Corps de la digue

- ✓ Accélération maximale a_G au centre de gravité

La valeur de l'accélération a_G est déterminée à l'aide de la (figure II-15) ci-dessous en fonction de la position de la surface de glissement. Elle permet de déterminer le rapport a_G/a_D en fonction de la profondeur y du bloc de glissement.

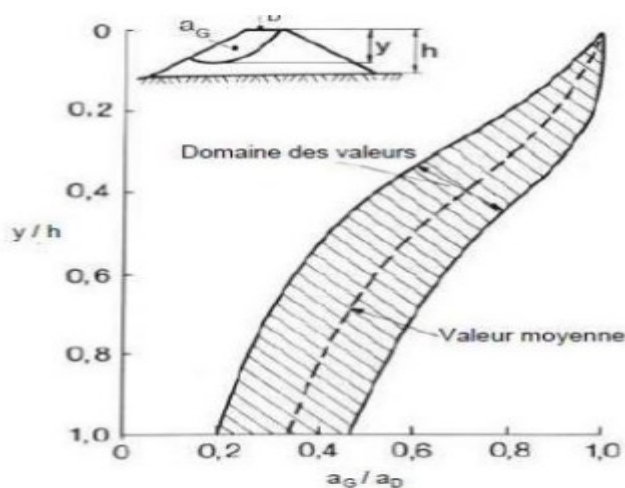


Figure II-15 : Evolution de l'accélération de point du bloc de glissement en fonction de la Position de la surface de glissement

- ✓ Accélération maximale au couronnement

La valeur de l'accélération maximale au couronnement à D est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$a_D = \sqrt{(1.60 * a_1)^2 + (1.06 * a^2) + (0.86 * a^3)} \quad (\text{II-32})$$

a_1, a_2 et a_3 étant les valeurs spectrales de l'accélération selon les spectres de réponse pour les divers types de sol A, B et C (avec un amortissement de 15%) (figure II-16 et II-17 et II-18), pour les trois premières fréquences propres f_1, f_2 et f_3 respectivement.

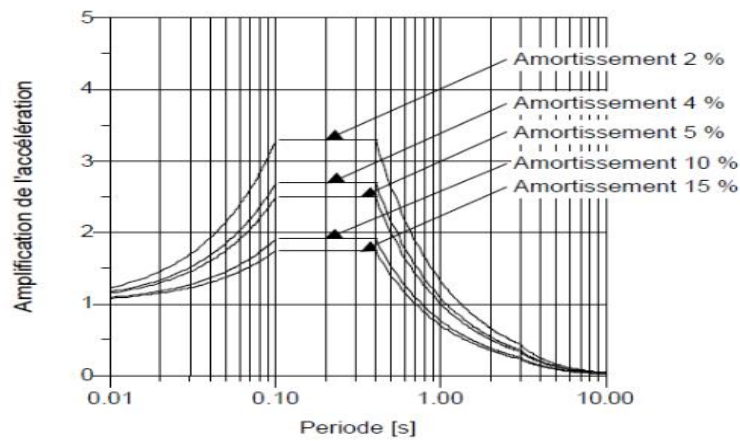


Figure II-16 : Spectre de réponse classe de fondation A

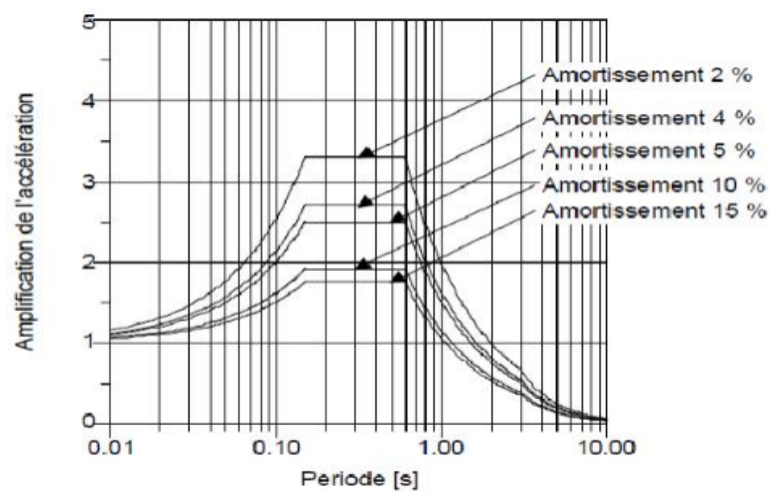


Figure II-17 : Spectre de réponse classe de fondation B

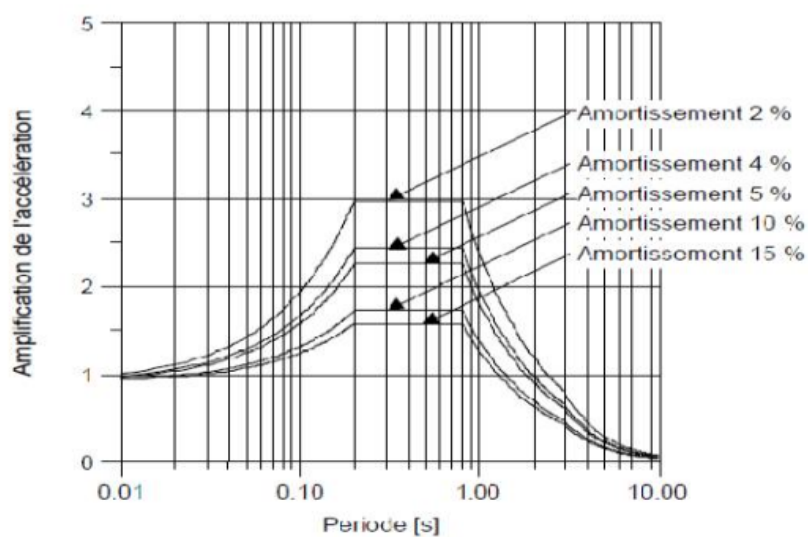


Figure II-18 : Spectre de réponse classe de fondation C

$\omega_1, \omega_2, \omega_3$ peuvent être calculés selon les formules suivantes :

$$\omega_1 = 2.40 \frac{v_s}{h} \quad (\text{II-33})$$

$$\omega_2 = 5.52 \frac{v_s}{h} \quad (\text{II-34})$$

$$\omega_3 = 8.65 \frac{v_s}{h} \quad (\text{II-35})$$

Avec :

h : Hauteur de la digue

V_s : Célérité moyenne de l'onde de cisaillement dans les matériaux de la digue.

Ces valeurs correspondent aux fréquences propres d'une digue homogène sur fonction rigide.

Les périodes T_1 à T_3 correspondant aux valeurs de ω_1 , ω_2 , ω_3 sont calculées par :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (\text{II-36})$$

II.5.2.2.2 Analyse simplifiée de la stabilité sismique

L'analyse de la stabilité sismique à l'aide d'une analyse simplifiée comporte les étapes de calcul suivantes :

- Détermination de la période fondamentale T_0 de la digue dans la direction perpendiculaire à l'axe de la digue au droit de la plus haute section de la (figure II-19)

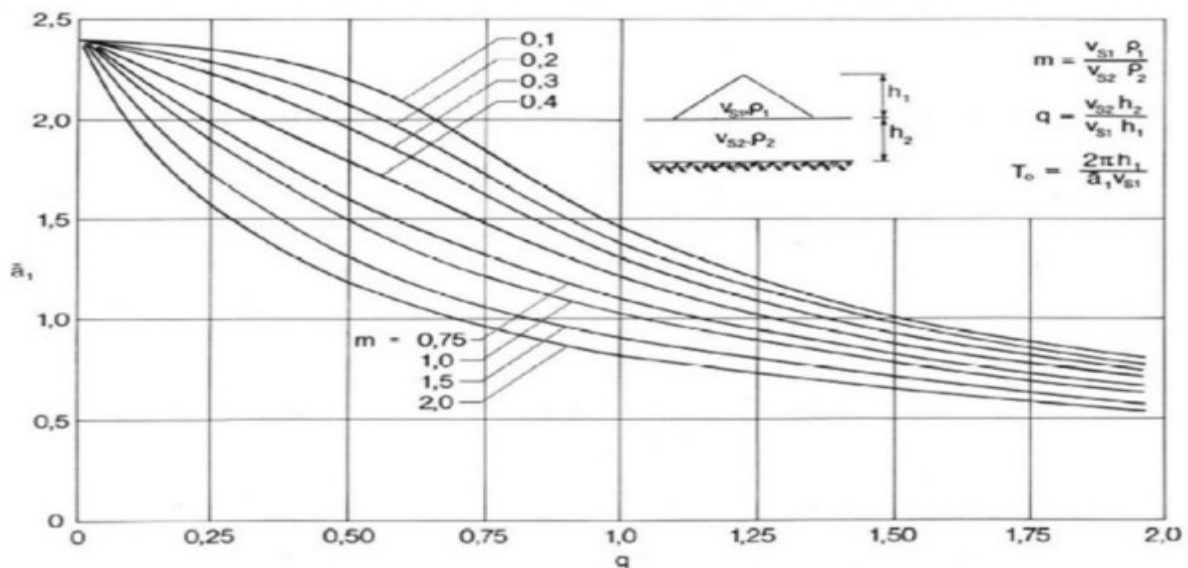


Figure II-19 : Période fondamentale T_0 pour une digue une couche de fondation élastique

Où

V_s : Célérité de l'onde de cisaillement.

ρ : Densité des matériaux.

a_1 : Déterminé à l'aide de la figure à partir des valeurs calculées pour m et q .

T_0 : Peut finalement être calculé

- Calcul des forces sismiques de substitution horizontales et verticales pour divers blocs de glissement selon le paragraphe
- Calcul de la sécurité au glissement pour les blocs de glissement choisis en tenant compte du poids propre et des forces sismiques de substitution horizontale et verticale selon le paragraphe. La combinaison la plus défavorable des directions des forces sismiques de remplacement est déterminante pour la vérification.

Si la conclusion de ce calcul est que le bloc de glissement n'est pas stable, les déplacements par glissement sont à calculer selon le paragraphe. Un bloc de glissement est admis stable, si le facteur de sécurité selon le paragraphe est supérieur à 1,04.

- ✓ Détermination de la période fondamentale de la digue (perpendiculaire à l'axe de la digue)

La période fondamentale T_0 de la digue est estimée de la (figure II-19).

- ✓ Calcul des forces sismiques de substitution pour un bloc de glissement

La force sismique horizontale de substitution E_h pour un bloc de glissement potentiel est calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$E_h = a_G \cdot m \quad (\text{II-37})$$

Avec :

a_G : Accélération moyenne selon la (figure II-14) au centre de gravité du bloc de glissement.

m : Masse du bloc de glissement.

La force sismique verticale de substitution E_v est calculée de manière analogue en supposant que le comportement dynamique dans la direction verticale est approximativement rigide.

Ainsi, l'accélération verticale dans le corps de digue correspond à celle à la base :

$$E_v = a_v \cdot m \quad (\text{II-38})$$

a_v : L'accélération verticale de pointe

$$a_v = \frac{2}{3} \cdot a_h \quad (\text{II-39})$$

- ✓ Calcul de la sécurité au glissement d'un bloc spécifique

Le facteur de sécurité F_s pour le bloc choisi est calculé à l'aide des méthodes statiques usuelles en tenant compte des sollicitations horizontale et verticale données. Les méthodes statiques applicables sont par exemple la méthode de tranches de Bishop, respectivement Janbu ou d'autres méthodes simplifiées.

La contribution à la résistance totale de chaque tranche est calculée par l'équation de la résistance au cisaillement selon Colomb :

$$\tau_f = \sigma \tan \varphi' + c' \quad (\text{II-40})$$

Le facteur de sécurité est ensuite calculé par l'équation suivante sur la base de cette résistance au cisaillement τ_f et de la contrainte τ due à la sollicitation sismique et à l'ensemble des charges statiques :

$$F = \frac{\sum \tau_f}{\sum \tau} \quad (\text{II-41})$$

Avec : $\sum \tau$: Somme de toutes les tranches de long de l'interface de glissement potentiel.

II.5.2.2.3 Calcul simplifié des déplacements par glissement

La détermination des déplacements par glissement à l'aide d'un calcul simplifié se fait selon les étapes suivantes :

- Calcul de la période fondamentale T_0 de la digue dans la direction perpendiculaire à l'axe de la digue au droit de la plus haute section de la (figure II-20).
- L'accélération critique d'une surface de glissement potentielle est celle qui conduit à un facteur de sécurité F de 1,0 du bloc de glissement correspondant.
- Le facteur de sécurité au glissement F_s est calculé à l'aide des méthodes statique usuelles (par exemple selon Bishop ou Janbu) en tenant compte des forces statiques de substitution pour chaque tranche. La force statique de substitution horizontale pour une tranche est égale à :

$$I = m \cdot a_c \quad (\text{II-42})$$

Avec m : masse de tranche.

- Calcul des valeurs d'accélération a_G (accélération moyenne au centre de gravité du bloc de glissement) selon la (figure II-16) et l'accélération critique a_c
- Détermination du déplacement de glissement résiduel total u . Le déplacement de glissement résiduel total u est déterminé à l'aide de la (figure II-21).

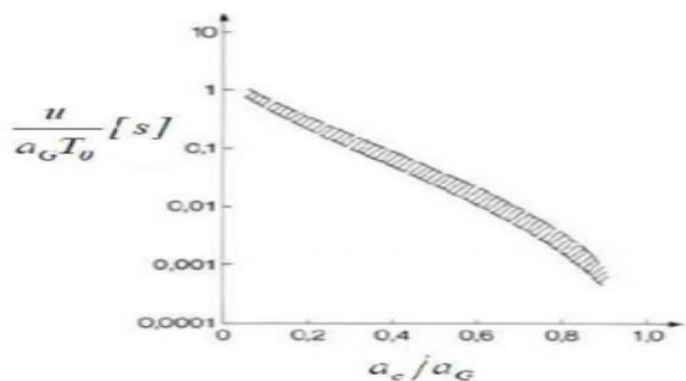


Figure II-20 : Déplacement de glissement résiduel selon une surface de glissement

a_c : Accélération critique pour une surface de glissement potentielle

a : Accélération maximale au centre de gravité selon (figure II-14)

T_0 : Période fondamentale de la digue selon (figure II-19)

La profondeur du bloc de glissement est déterminée à l'aide d'une parallèle au permanent de la digue (figure II-22).

II.5.2.3. Modélisation du comportement cyclique du sol

Le comportement des matériaux soumis à une sollicitation cyclique est non-linéaire et non élastique.

Dans les ouvrages de références, on trouve différentes approximations décrivant l'évolution du module de cisaillement G , et de l'amortissement du matériau D en fonction de la déformation de cisaillement γ .

Ces approximations décrivent en général l'évolution de la fonction G/G_{max} , et D/D_{max} en fonction de la déformation de cisaillement γ . G_{max} , et D_{max} correspondent à la valeur maximale du module de cisaillement, respectivement à la valeur maximale de l'amortissement. Pour adapter ces courbes aux conditions locales (compacité, etc.) il faut déterminer au moins la valeur de G_{max} à l'aide d'essais dynamiques. Le rapport de l'amortissement D peut en règle générale être déterminé en restant du cote de la sécurité à partir de matériaux similaires.

Les figures suivantes montrent l'évolution possible du module de cisaillement G et de l'amortissement D en fonction du déplacement du cisaillement et des propriétés de plasticité.

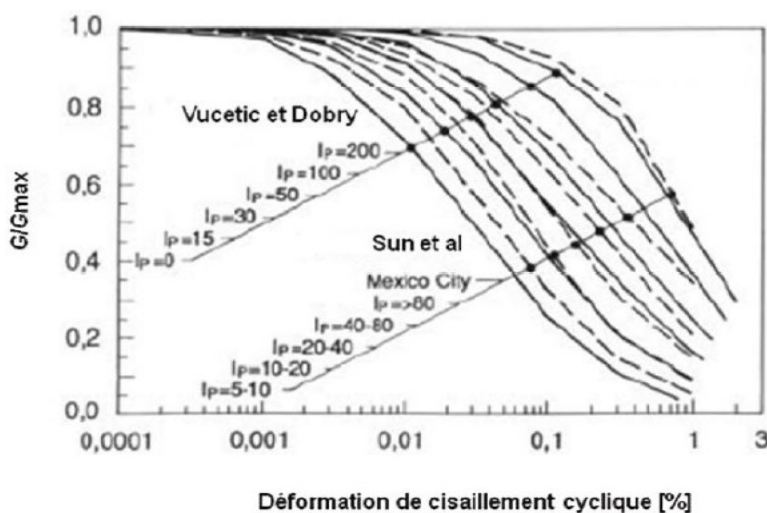


Figure II-21 : Évolution du module de cisaillement réduit G/G_{max} en fonction de la déformation de cisaillement cyclique (en pourcentage)

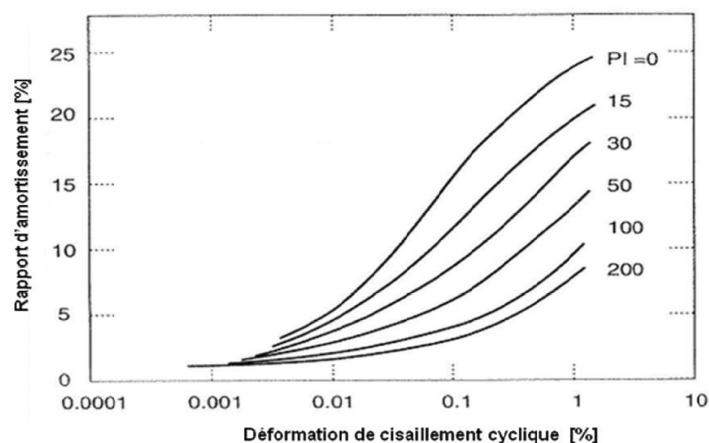


Figure II-22 : Évolution de l'amortissement D en fonction de la déformation de cisaillement et des propriétés de plasticité

II.6. Drainage dans le barrage en terre

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

II.6.1. Nature des matériaux granulaires (Règle de filtre)

Sous l'effet de la circulation de l'eau, les particules de sol peuvent migrer vers une zone de sol plus grossier. C'est par exemple ce qui peut se produire entre le remblai d'un barrage et le matériau drainant. Pour l'éviter, deux zones successives d'un ouvrage hydraulique doivent vérifier des conditions de filtre qui sont des règles granulométriques.

En pratique, les conditions de filtre ne sont pas faciles à respecter entre ces deux matériaux et l'on interpose, le plus souvent, un matériau de granulométrie intermédiaire, appelé filtre. Les conditions explicitées ci-après doivent être vérifiées aux deux interfaces : + entre matériau fin du remblai et filtre puis entre filtre et drain. Dans chaque cas, D désigne la taille des grains du matériau le plus grossier et d celle des plus fins.

- Lorsqu'un matériau fin à granulométrie continue est en contact dans un ouvrage hydraulique avec un matériau uniforme (drain ou filtre), leurs granulométries doivent répondre aux conditions suivantes :

-condition de non entraînement des fines : $D_{15} < 5.d_{85}$;

-condition de perméabilité : $D_{15} > 0.1\text{mm}$;

-coefficient d'uniformité des filtres et des drains compris entre 2 et 8.

On impose aussi le plus souvent une condition de propreté pour le matériau constitutif d'un drain, condition qui s'écrit par exemple $D_{05} > 0.08\text{mm}$.

- La condition de filtre au contact entre deux matériaux très uniformes ($D_{60}/D_{10} < 3$ et $d_{60}/d_{10} < 3$), ce qui est le cas entre le filtre et le drain, s'écrit : $d_{50} < D_{50} < 10.d_{50}$.
- Pour réaliser le drain vertical d'un petit barrage en terre, il est habituel de recreuser plusieurs couches du matériau fin compacté pour y déverser un sable considéré comme drainant et auto filtrant (pas de filtre entre ce sable et le matériau du remblai). On recommande dans ce cas de choisir un sable 0-5 mm vérifiant : $D_{05} > 0.08\text{mm}$ (propreté) et $D_{15} > 0.1\text{mm}$ (perméabilité).
- Enfin, un sol très gradué ($d_{60}/d_{10} > 16$) et à granulométrie discontinue présente des risques d'érosion interne de sa partie fine sous l'effet des circulations d'eau. Le filtre contigu à ce matériau doit donc être déterminé avec le d_{85} de la partie inférieure de la courbe granulométrique du sol, après le changement de pente (figure II-23) [39].

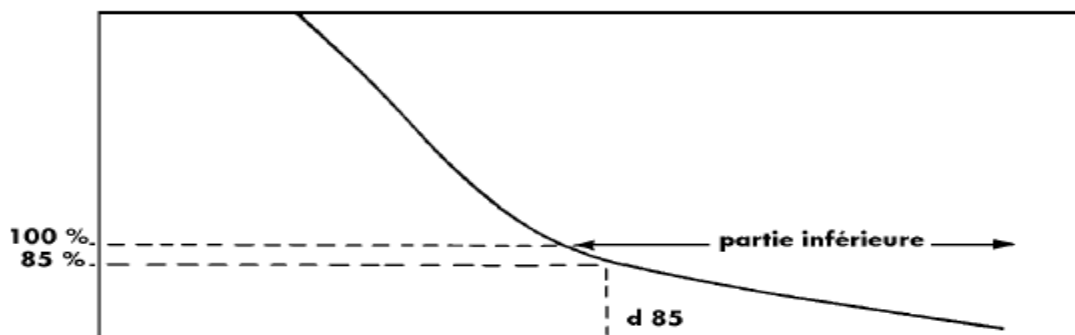


Figure II-23 : Exemple d'un sol très gradué

II.6.2. Dispositifs drainants dans un barrage en terre

La construction des barrages en terre exige dans la plu part des temps la construction des dispositifs de drainage afin d'évacuer les eaux infiltrées et de protéger le talus aval contre les sous pressions et l'érosion. Le rôle d'un drain est d'éviter la surface de suintement et avoir un debit minimum [40,41,42]

Le choix du type de drain dépend de plusieurs facteurs tels que :

- La hauteur du barrage.
- La perméabilité de la fondation.
- La disponibilité du matériau.
- Le coût du matériau.

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité.

II.6.2.1. Drain de pied

Il peut être utilisé pour les barrages de faible hauteur avec une fondation imperméable [43,44,45,46]. Suivant la perméabilité des matériaux constituant le massif, il n'est pas nécessaire de prévoir et de construire un tapis filtrant : un simple drain de pied peut suffire. Ce drain de pied n'éloigne pas tout au moins de façon aussi sensible que le fait le tapis filtrant, la ligne de saturation du parement aval ; son rôle consiste uniquement à collecter les eaux de résurgence ayant cheminé dans le massif et prémunir l'ouvrage contre tout risque de renard provoquant la destruction du talus aval par érosion régressive (figure II-24).

II.6.2.2. Coussins drainants horizontaux

De centaines de milliers de barrages ont été construits avec ce type de drain [45].

Si l'on ne trouve dans le site de l'ouvrage projeté qu'un seul et même type de matériaux acceptables et s'il s'avère trop coûteux d'en chercher d'autres, la solution à employer pour obtenir un massif stable, c'est-à-dire pour que la ligne de saturation ne traverse pas la face aval, consiste à placer vers son extrémité et sur une certaine longueur un tapis filtrant (figure II-24). Il doit être bien conçu car l'insuffisance de la conception du filtre conduit inévitablement à une érosion interne donc un problème important dans le barrage [47]. L'épaisseur minimale de chaque couche granulaire horizontale étant de 0.20m (drain et filtre).

On exige fréquemment qu'un filtre soit plus perméable que le sol de fondation qu'il protège, pour s'assurer qu'il agisse également comme drain une perméabilité du filtre dix fois celle du sol de fondation est souvent requise pour les filtres granulaires.

Le tapis filtrant ne réduit pas les pertes par infiltration, il a même pour effet de les augmenter puisque les distances de cheminement des eaux à travers le massif sont réduites mais son but est de rabattre vers l'intérieur du massif la ligne de saturation [43,46]. S'il y a pénurie de matériau drainant, on peut utiliser des bandes drainantes.

Une des méthodes les plus efficaces de la dissipation de l'excès de pression interstitielle et l'amélioration de la stabilité du talus amont au cours de la vidange rapide est l'utilisation du drain horizontal en amont. Les lignes équipotentiels ont tendance à devenir horizontales [48].

II.6.2.3. Drain cheminée

Ce drain peut être incliné ou vertical et doit aussi répondre au critère de filtre (figure II-24). Il est conçu pour contrôler non seulement les infiltrations normales mais aussi des fuites plus importantes à travers des fissures de tassement [44]. Le drain peut être incliné vers l'amont ou vers l'aval, son épaisseur minimale est de 0.5m, il a pour rôle de :

- 1- Contrôler les infiltrations.
 - 2- Augmenter la stabilité de la pente aval ou même amont.
 - 3- Réduire les pressions interstitielles générées durant la construction et suite à une vidange rapide.
 - 4- Eviter une décharge sur le talus aval surtout pour un matériau anisotrope ou s'il y a tendance à la stratification où des couches plus imperméables sont incorporées ou des plans plus perméables résultant de la mise en place.
- Si le matériau du remblai n'est pas très imperméable, le drain incliné vers l'aval devient plus avantageux. Il augmente la longueur de la ligne d'écoulement en partie inférieure d'eau ce qui induit un débit d'infiltration plus faible.
 - Si le matériau du remblai est de faible perméabilité, le drain incliné vers l'amont devient plus avantageux. La partie amont agit comme un noyau et elle est plus stable en condition de vidange rapide.

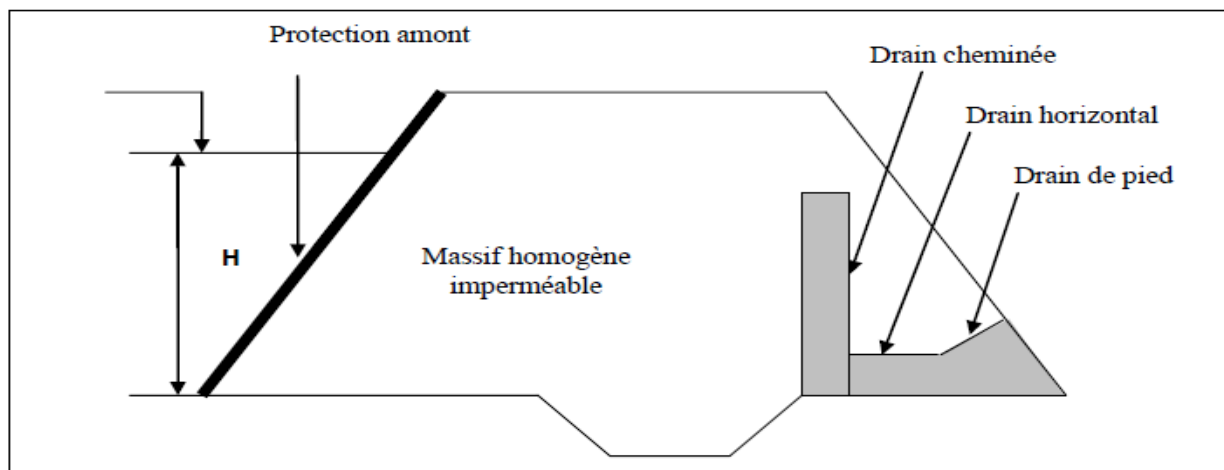


Figure II-24 : Système de drainage dans un barrage en terre

II.6.3. Drainage des terrains et des chaussées

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Les techniques de drainage peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation, on distingue :

Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et autres ouvrages profonds [30].

II.6.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus

simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

II.6.3.2. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi.

II.6.3.3. Drains subhorizontaux

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas (figure II-25).

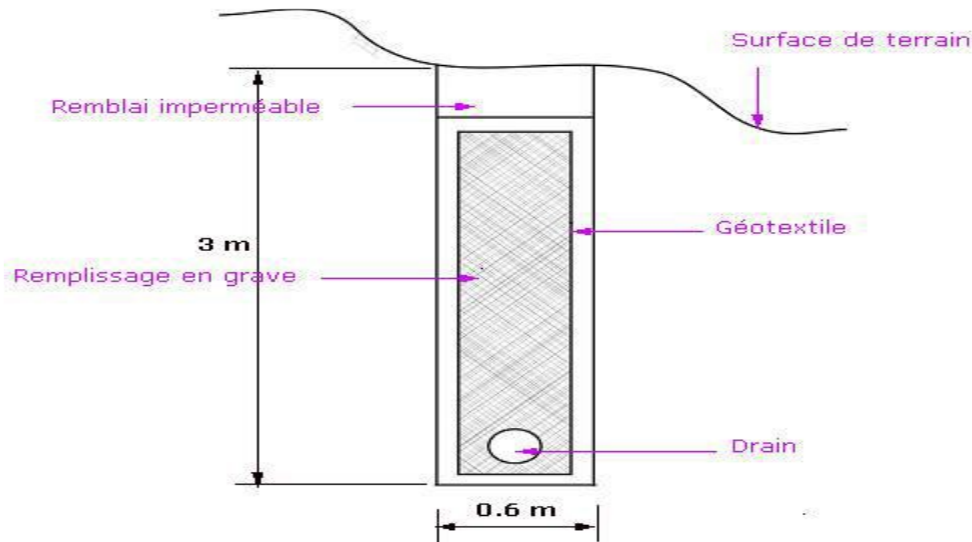


Figure II-25 : Drain subhorizontal

II.6.3.4. Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

II.6.3.5. Drains verticaux

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation. Ces drains sont en plastique souple, plats ou cylindriques, ou bien sous forme de colonnes de sable ou de granulats.

Le premier drain vertical était un drain de sable constitué d'un puits rempli de sable. Dastidar et al (1969) introduisent un drain en matière poreuse qui a un avantage par rapport au drain de sable de point de vue la facilité de construction et la continuité du drain. L'apparition en 1970 du PVD originalement développé par Kjellman (1948) remplace le drain en matière poreuse. La première fonction du PVD est de filtrer l'excès d'eau des sols consolidés (filtration) et de drainer ces eaux (drainage) [49].

La popularité des PVD_s est attribuée à leur avantage de rapidité d'installation, de stockage, de transport et leur coût moins cher [50]. On cite aussi comme drain vertical de référence le Mebradrain, plus de 200 millions de mètres linéaires ont été installés autour du globe. C'est une marque déposée de géotechnique Holland BV (figure II-26).

Le préchargement classique par la mise en place d'un remblai temporaire est très souvent utilisé en complément du drainage vertical pour atteindre une consolidation primaire totale et une garantie de plusieurs dizaines d'années sur la consolidation secondaire. La consolidation atmosphérique, grâce au procédé Menard Vacuum est encore plus efficace et permet d'économiser temps et matériaux (figure II-27).

Pour le drainage des chaussées, généralement le drainage vertical est associé à un drainage horizontal assurant l'écoulement des eaux vers des fossés latéraux. Le premier consiste en l'installation, en bordure de chaussées, d'un dispositif drainant, le deuxième consiste en l'installation d'un dispositif drainant sur l'ensemble de la surface de l'infrastructure. Ce dernier est généralement constitué d'une géo synthétique ou autres matériaux drainants [51].



Figure II-26 : Drains verticaux

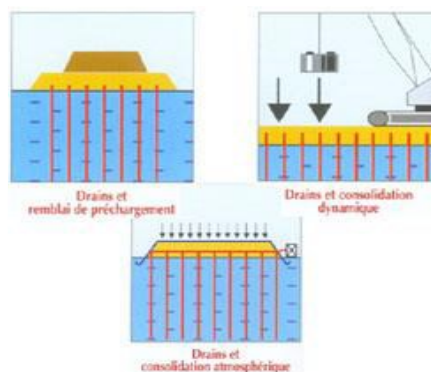


Figure II-27 : Techniques associées Au drainage vertical

II.7. Conclusion

En conclusion de ce chapitre, nous avons passé en revue les concepts et les méthodes essentiels pour l'analyse de la stabilité des talus des barrages en terre et l'importance du drainage. La compréhension fine des mécanismes de glissement, leur classification, leurs causes et leurs symptômes est une étape préliminaire indispensable à toute évaluation. La notion de coefficient de sécurité, bien que sujette à diverses définitions, demeure l'indicateur clé pour apprécier la marge de sûreté d'un talus. Nous avons présenté les principales méthodes de calcul à la rupture, statiques et sismiques, en mettant l'accent sur les méthodes des tranches (Fellenius et Bishop) pour leur application courante et sur les méthodes dynamiques (Newmark, Seed-Markdisi) pour l'analyse sous chargement sismique, en incluant la modélisation du comportement cyclique des sols.

Parallèlement à ces outils d'analyse, nous avons souligné le rôle critique des systèmes de drainage. Qu'il s'agisse de dispositifs intégrés au corps du barrage ou de drainages des terrains adjacents, le drainage est un levier fondamental pour maîtriser les pressions interstitielles et prévenir les désordres liés à l'eau. La combinaison d'une analyse de stabilité rigoureuse et adaptée aux conditions de sollicitation (statiques ou dynamiques) et la mise en œuvre de solutions de drainage efficaces constituent les piliers de la garantie de la stabilité des talus, assurant ainsi la sécurité et la performance à long terme des barrages en terre.

Chapitre III : Présentation du barrage d'OUED EL-KOLLA et logiciel Géo-Slope

III.1. Introduction

Ce Chapitre sert de présentation essentielle à notre étude, focalisant sur deux éléments clés : le barrage d'Oued El-Kolla, notre cas d'étude concret, et le logiciel Geo-Slope, l'outil d'analyse numérique. Nous décrirons d'abord le barrage en détail. Sa géométrie, sa construction (barrage en terre homogène), et sa localisation géographique précise près d'Ain Temouchent seront exposées. Les études géologiques et géotechniques menées sur le site, incluant les sondages, permettront de comprendre les sols et leur comportement. Crucialement, sa situation en zone sismique V selon le RPA 2024 nécessitant une analyse sismique significative (0,25g) sera soulignée. Ensuite, nous introduirons le logiciel Geo-Slope, présentant ses modules pertinents comme SEEP/W, SLOPE/W, et QUAKE/W. Leur application à la modélisation de l'infiltration, de la stabilité statique et de la réponse dynamique sera expliquée. Ce chapitre prépare ainsi le terrain en fournissant la connaissance de l'ouvrage et des moyens techniques utilisés pour ses analyses futures.

III.2. Présentation du barrage d'Oued El-Kolla

III.2.1. Présentation du modèle numérique

Le barrage d'Oued El-Kolla est un barrage en terre homogène reposant sur une fondation dont les caractéristiques géométriques sont présentées dans la (figure III-1). Le réservoir est supposé rempli instantanément. Ainsi la charge hydraulique en amont est égale à 21.5 m.

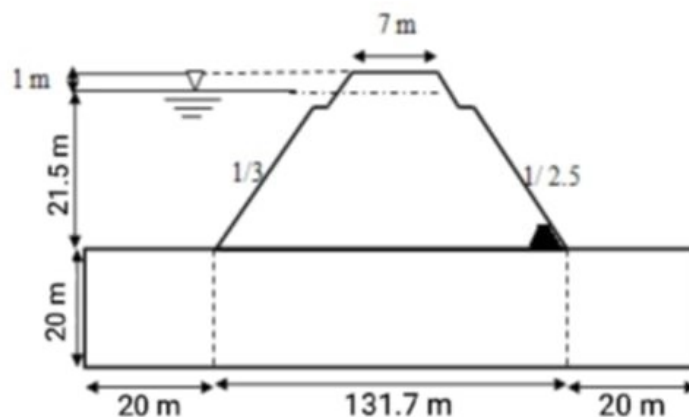


Figure III-1 : Géométrie du barrage étudié

Ce barrage est muni d'un prisme de drainage dont les dimensions sont les suivantes :

- Talus amont : 1/3 ;
- Talus aval : 1/2.5 ;
- Hauteur : 22.5 m ;
- Largeur au sommet : 7 m ;
- Les bermes sont exécutées à une hauteur de 15 m, leur largeur est de 3 m.

III.2.2. Présentation de l'ouvrage



Figure III-2 : Vue générale Digue d'Oued El-Kolla

III.2.3. Situation géographique de la zone d'étude (le séisme d'Ain Temouchent) [52]

Le site de Kolla est situé à environ 3 km vers l'ouest de Sidi Fredj et à 5.5 km environ au sud-est de la ville de Hassasna. Il se trouve à 18 km de la ville d'Ain Temouchent. L'accès au site se fait en passant par le site de Merzga et le site de Sidi Frdj. L'axe de la future retenue est implanté au niveau d'un étranglement topographique du lit de l'oued Kolla. Le bassin versant fait partie du bassin côtiers Oranais de code 04, il est drainé dans la direction SE-NW par l'oued Kolla qui rejoint 250m à l'aval du site de la retenue oued Tchira. L'axe proposé de la présente étude de retenue collinaire est défini sur la carte d'État-major de Ain Temouchent à l'échelle 1/25.000 par les coordonnées suivantes :

- X= 169 880 m. ; - Y= 223 800 m. ; - Z= 305 m NGA.

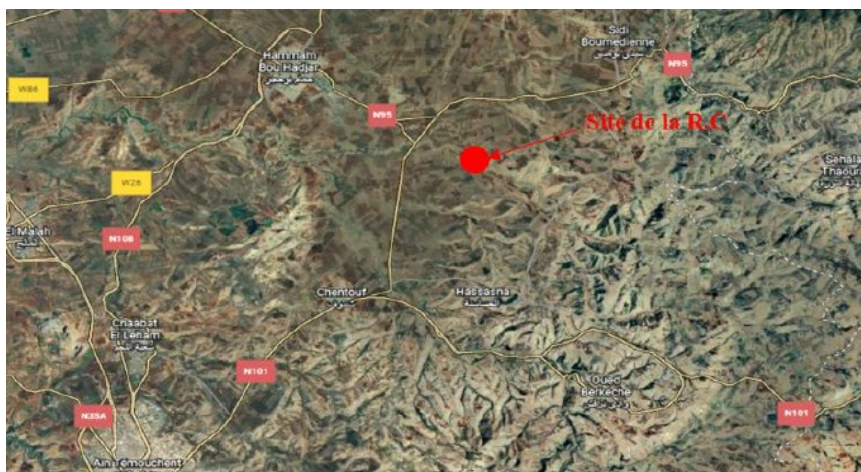


Figure III-3 : Site de la retenue collinaire

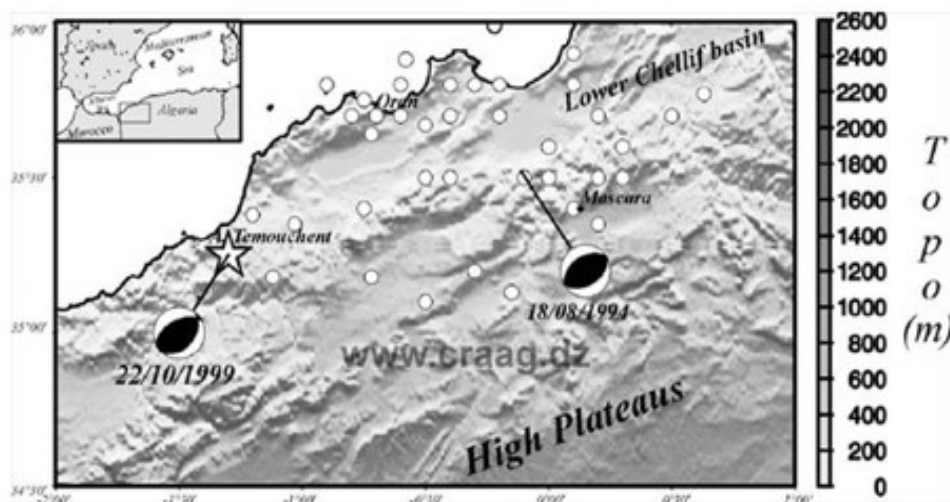


Figure III-4 : Séisme d'Ain Temouchent du 22.11.1999

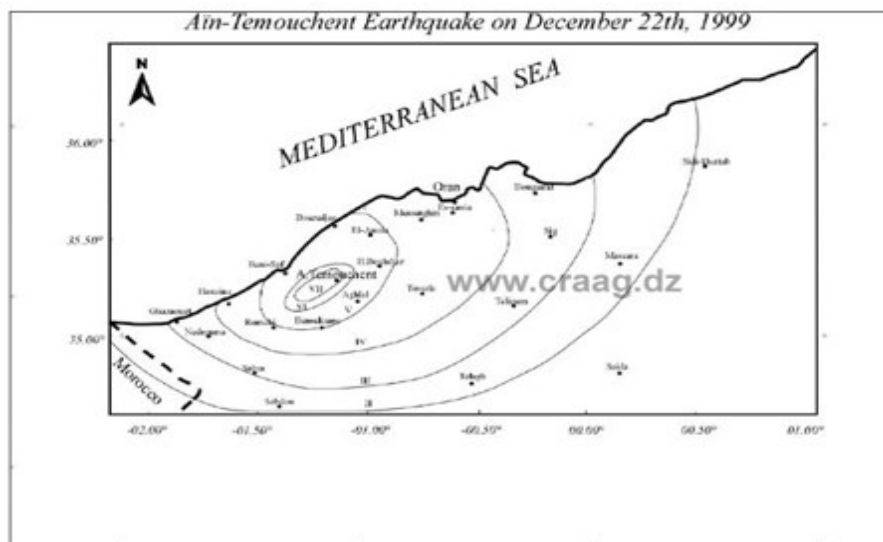


Figure III-5 : Carte isoséiste du séisme

Le séisme d'Ain Temouchent a été localisé à 35.25°N, 01.30°W près de localité de Ain Allem. Ce séisme de magnitude (M_l :5.8) s'est produit à une profondeur de 4km ce qui explique également qu'il fut fortement ressenti par la population.

Le mécanisme focal déterminé à partir des stations mondiales en inverse confirme l'état en compression de la région.

Le réseau de stations sismologiques portables déployé quelques heures après le séisme a permis de suivre l'activité microsismique pendant près d'un mois. Au-delà cette surveillance s'est poursuivie grâce aux stations du réseau national.

Si l'activité microsismique juste après le séisme fut intense, plusieurs répliques assez fortes ressenties par la population se produisant, elle décroit progressivement pour s'atténuer définitivement. et une année après la dernière secousse enregistrée fût le 4 janvier 2001 avec une magnitude de 3.1. [53]

III.2.4. Étude topographique [52]

Un autre levé topographique du site et de la cuvette, a été réalisé par le bureau d'étude. Les travaux sont présentés sous formes de plans :

- Un levé topographique de la cuvette à l'échelle 1/1000.
- Un levé topographique du site à l'échelle 1/500.

III.2.5. Étude géologique et géotechnique [52]

Les études géologiques et géotechniques établis sur le site de futur retenue collinaire nous permettent de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter, en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

L'objectif des études et donc de répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique de la retenue collinaire, l'étanchéité de son corps et de la cuvette.
- La stabilité de la fondation, son étanchéité et les traitements nécessaires s'il faut.

III.2.5.1. Géologie régionale

En se basant sur les observations faites sur les cartes géologiques de la région et sur le terrain, les formations géologiques présentes appartiennent au domaine externe de l'orogène Nord Maghrébin. Au cours du Miocène moyen, des unités essentiellement marneuses ont glissées et se sont superposées dans un bassin subsidant, à sédimentation continue. Par la suite et jusqu'à présent, ces mouvements se sont poursuivis, provoquant la formation des structures post nappes.

La (figure III-6) donne les différentes formations géologiques proches et voisines de notre site.

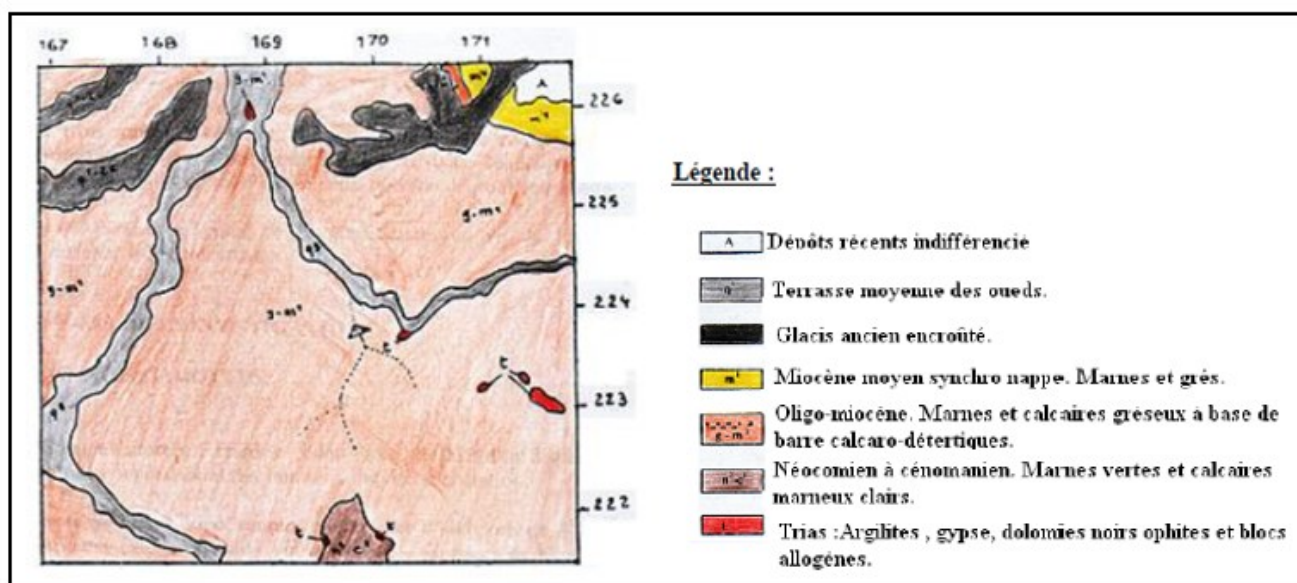


Figure III-6 : Carte géologique (Oued El-Kolla) N°209, Ech : 1/50000

III.2.5.2. Géologie du site

Le site de Kolla est représenté par un substratum à base d'intercalation de calcaire marneux a gréseux et des marnes sombres, recouvert d'une formation alluvionnaire de 3.0 m en lit d'oued et 12.0 m en rive droite ce qui veut dire que l'on doit envisager un dispositif d'étanchéité approprié.

III.2.6. Séismicité de la région

En se basant sur une étude sur le nouveau document technique réglementaire DTR B C 2 48 concernant les règles parasismiques algériennes RPA 2024, élaboré par le CGS (centre de recherche appliquées au génie parasismique), qui consiste à élaborer une carte des zones sismiques divisant le territoire national en sept zones croissantes, le site étudié "la ville Ain Temouchent" se situe dans la zone 5 selon le (RPA 2024) Cette région est considérée comme ayant une sismicité élevée. Et en se basant sur une étude sismologique expérimentale historique et géologique (Harcat and Shah 1978), des cartes d'iso accélération sismique utilisant un modèle Bayésien pour les périodes 1000,500, et 100 ans furent établis. Les cartes permettent d'obtenir l'accélération de crête en un lieu donné.

Connaissant le groupe d'usage auquel appartient notre ouvrage (groupe 1B), on peut aisément déduire le coefficient d'accélération sismique « a » dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l'ouvrage. Selon le règlement parasismique algérien de 2024 le coefficient d'accélération sismique est : $a = 0,25g$.

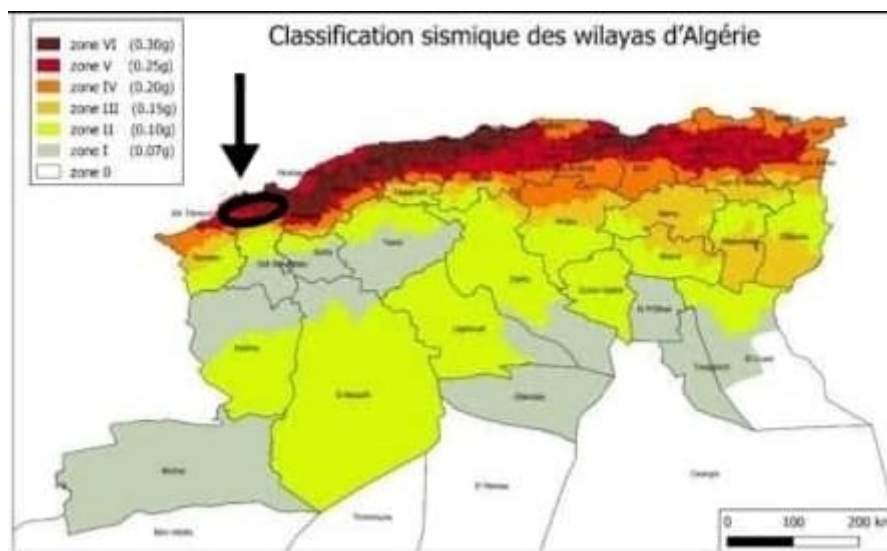


Figure III-7 : Carte de zonage sismique de territoire national (RPA 2024)

III.3. Présentation du logiciel Geo-Slope

III.3.1. Introduction

Le calcul de stabilité des talus repose sur l'approche de Mohr-Coulomb modifiée par des paramètres tels que l'angle de frottement et cohésion et l'effet de diminution des pressions interstitielles.

L'avancée des logiciels, tels que GEO-SLOPE, permet d'intégrer ces facteurs en utilisant les méthodes d'équilibre limite et des éléments finis pour des analyses plus réalistes des pentes. Ce logiciel a été choisi pour sa capacité à modéliser divers scénarios de glissement de terrain. GEO-SLOPE comprend plusieurs modules adaptés à des applications variées comme l'évaluation de barrages, l'infiltration et la résistance aux séismes.

III.3.2. Définition de logiciel

GEO-SLOPE est un programme de calcul de stabilité des pentes qui permet de modéliser des problèmes de géotechnique et de géo-environnement. Ce programme de conception assistée par ordinateur permet d'utiliser la méthode des tranches pour déterminer le facteur de sécurité des massifs en pente constitués d'une ou de plusieurs couches de sol, avec ou sans présence de nappe, avec ou sans sollicitations sismiques, avec ou sans succion, etc. Dans son architecture globale,

Ce programme est composé de sept modules distincts. Voici une brève présentation de ces différents modules :

- SEEP/W : pour modéliser les infiltrations ;
- SLOPE/W : pour la stabilité de la pente ;
- QUAKE/W : pour calculer les contraintes et déformations induites par un événement sismique.

Dans notre étude nous concentrerons sur trois programmes SEEP/W et SLOPE/W et QUAKE/W, qui sont utilisés dans l'analyse du comportement des barrages en terre.

III.3.2.1. SEEP/W

III.3.2.1.1. Présentation

SEEP/W est un logiciel d'éléments finis qui permet de modéliser le mouvement et la distribution des pressions interstitielles dans un milieu poreux tel que le sol. Sa formulation complète permet d'analyser à la fois des problèmes d'infiltration simples et très complexes. SEEP/W est utilisé dans l'analyse et la conception de projets géotechniques, civils, hydrogéologiques et miniers.

III.3.2.1.2. Domaine d'application

SEEP/W est un programme d'analyse d'infiltration général qui modélise le flux saturé et non saturé. Sa capacité à modéliser le flux non saturé lui permet de traiter un large éventail de problèmes concrets.

L'intégration du flux non saturé dans la modélisation des eaux souterraines est cruciale pour obtenir des résultats précis. Dans les sols, la conductivité hydraulique et le contenu en eau, ou l'eau stockée, varient en fonction de la pression interstitielle. SEEP/W modélise ces relations sous forme de

fonctions continues. La plupart des autres logiciels d'analyse d'infiltration ne prennent pas en compte ces relations. [54]

III.3.2.2. SLOPE/W

III.3.2.2.1. Présentation

SLOPE/W est un logiciel qui se base sur la théorie de l'équilibre limite pour calculer le coefficient de sécurité des pentes. Grâce à sa formulation complète, SLOPE/W permet d'analyser facilement les problèmes de stabilité des pentes, qu'ils soient simples ou complexes, en utilisant diverses méthodes de calcul du coefficient de sécurité.

SLOPE/W trouve des applications dans l'analyse et la conception de projets géotechniques, civils, hydrogéologiques et miniers.

III.3.2.2.2. Domaine d'application

SLOPE/W est un logiciel puissant d'analyse de stabilité des pentes. En utilisant la méthode de l'équilibre limite, il est capable de modéliser des sols de types hétérogènes, avec une stratigraphie complexe et différentes conditions de pression interstitielle. Les analyses peuvent être réalisées en utilisant des paramètres d'entrée déterministes ou probabilistes. De plus, les forces programmées à l'aide de l'analyse des forces en éléments finis peuvent être intégrées dans la programmation en équilibre limite pour la plupart des analyses de stabilité des pentes. La combinaison de toutes ces fonctionnalités signifie que SLOPE/W peut être utilisé pour analyser pratiquement tous les problèmes de stabilité de pente rencontrés. [54]

III.3.2.3. QUAKE/W

III.3.2.3.1. Présentation

QUAKE/W est un module du logiciel Geo-Studio développé par GEO-SLOPE International Ltd. Ce module est spécifiquement conçu pour effectuer des analyses de réponses dynamiques dans les sols, c'est-à-dire pour simuler les effets des séismes (ou autres charges dynamiques) sur les structures géotechniques.

Il permet de modéliser le comportement du sol lorsqu'il est soumis à des sollicitations dynamiques en utilisant une approche éléments finis, en prenant en compte les propriétés non linéaires et dépendantes du temps des matériaux.

III.3.2.3.2. Domaine d'application

QUAKE/W est utilisé dans plusieurs domaines de génie civil, de la géotechnique, et de l'ingénierie sismique, notamment :

- Stabilité des pentes et des talus en zone sismique.
- Analyse du comportement de barrages en terre ou digues lors de tremblements de terre.
- Évaluation des fondations soumises à des sollicitations sismiques.
- Étude des liquéfactions potentielles (en couplant avec d'autres outils).
- Analyse des infrastructures critiques : routes, tunnels, pipelines, etc.

III.3.3. Le Fonctionnement du Logiciel

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



Figure III-8 : Barre d'outils principale dans logiciel de SEEP/W

Définir (Define) :

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

Créer un espace de travail problématique et des propriétés d'analyse, créez une analyse SEEP /W et configurez l'espace de travail du problème. Choisissez le type d'analyse, tel que la pression de l'eau interstitielle.

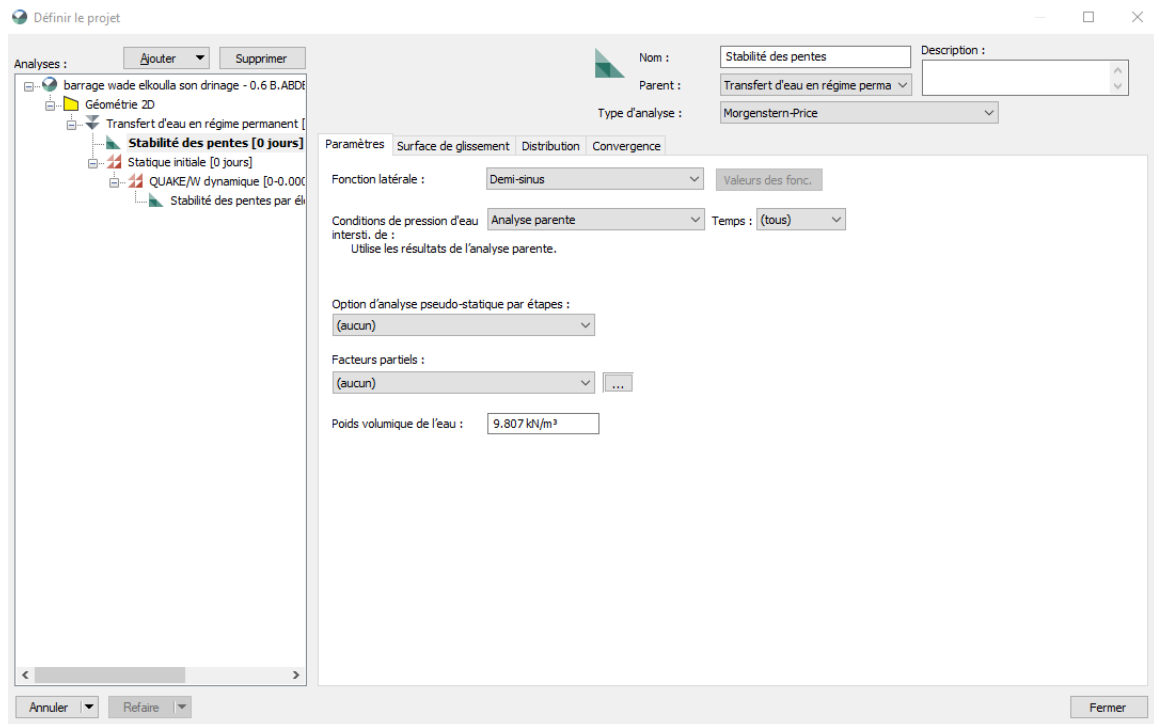


Figure III-9 : Fenêtre d'analyse et de définition des unités

III.3.4. Caractéristiques du programme

Le programme à l'usage duquel nous allons introduire présente principalement, les caractéristiques suivantes :

- **Méthodes de calcul :**

Le programme permet d'effectuer des calculs de stabilité grâce à une grande variété de méthodes :

- Ordinaire (Fellenius).
- Bishop simplifié.
- Janbu généralisé.
- Janbu simplifié
- Spencer.
- Morgenstern-Price.
- Méthode Corps of Engineers. (I et II)
- Lowe-Karafiath.
- Sarma

- **Afficher (View) :**

Chapitre III Présentation du barrage d'OUED EL-KOLLA et logiciel Géo-Slope

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

- **Esquisser (Sketch) :**

Permet le dessin des régions de domaine, y compris les polygones et les régions circulaires.

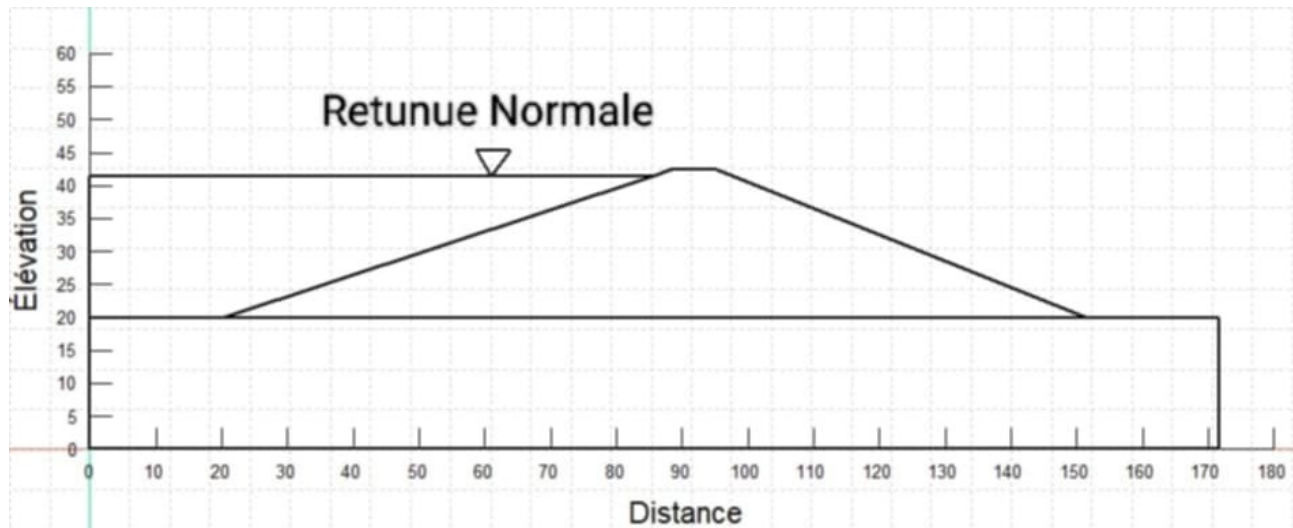


Figure III-10 : Dessin des régions

- **Dessiner (Draw) :**

- Le dessin des régions.
- Le dessin des points.

- **Définir (KeyIn) :**

Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul. [55]

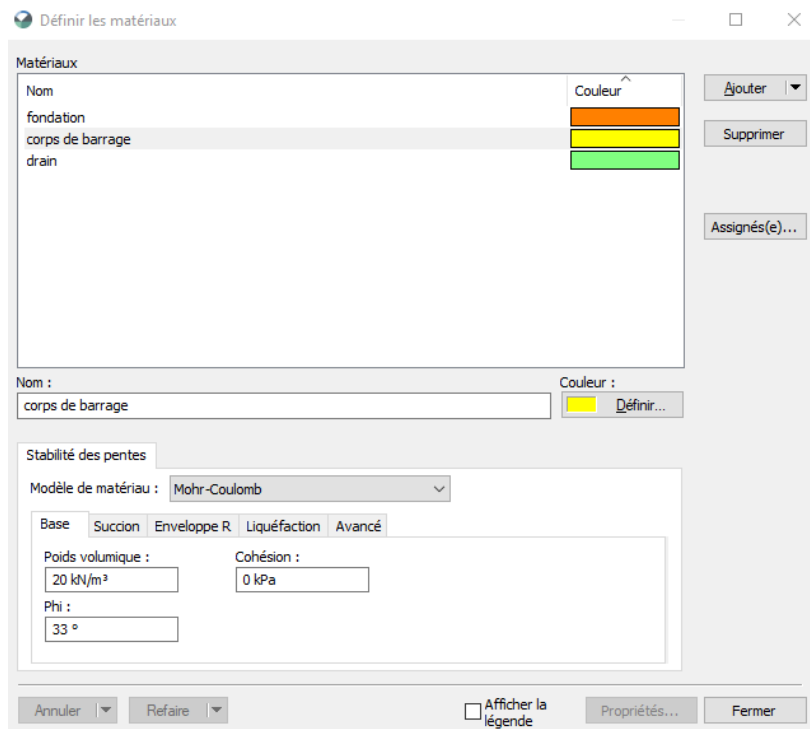


Figure III-11 : Introduction des propriétés des matériaux

Après d'entrée les données des matériaux, on a défini ces matériaux par la fenêtre : **draw materials**.

- **Modifier (Modify) :**

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

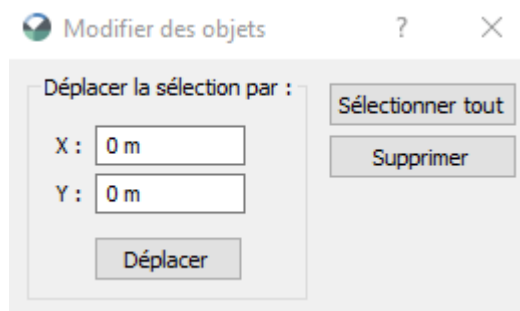


Figure III-12 : Modifier des objets

- ✓ **Profil étudié :**

La géométrie de la digue Kolla étudiée est schématisée sur la (figure III-13) ci-dessous :

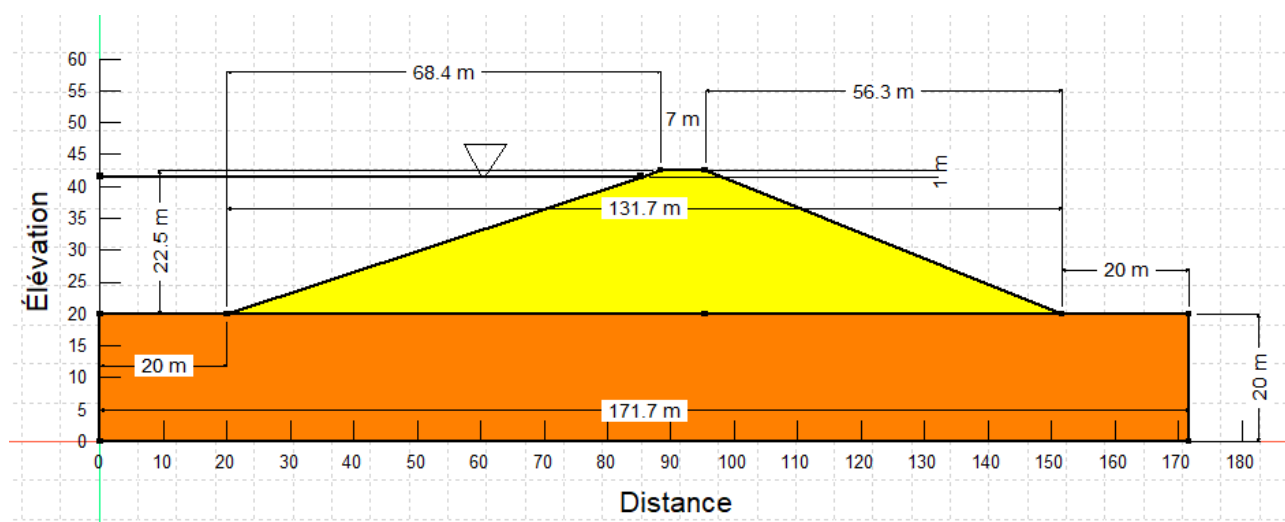


Figure III-13 : Profil géométrique de la digue d'Oued El-Kolla

✓ **Procédure de calcul :**

Le problème de la stabilité statique d'un massif se résout par les méthodes d'équilibres limites qui divisent la masse glissante en tranches verticales, en utilisant la méthode de Morgenstern Price. Le matériau sol est supposé ayant un comportement rigide plastique obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb.

En cas du régime permanent (en cours d'exploitation), le calcul de stabilité consiste à déterminer le réseau des pressions interstitielles établies dans le corps du barrage après remplissage pour l'analyse de la stabilité. Pour arriver à cet objectif, on a fait un calcul en élément finis à partir du module Seep/w du logiciel Geo-Studio 2024, ensuite on a emporté les résultats obtenus lors de cette analyse dans le module Slope/w du même logiciel, et ça pour analyser le comportement de la digue vis-à-vis le glissement.

Dans cette étude, le logiciel QUAKE/W a été utilisé pour effectuer une analyse dynamique du sol sous des charges sismiques. Le modèle géométrique a d'abord été préparé à l'aide de SLOPE/W, puis transféré vers QUAKE/W pour définir les propriétés dynamiques du matériau, notamment le module de cisaillement et le rapport d'amortissement. Le tremblement de terre a été simulé en utilisant une accélération sismique de 0,25 g selon RPA2024 (figure III-14), où cette accélération a été prise comme composante horizontale pour représenter l'intensité attendue du tremblement de terre dans la zone étudiée. Après avoir appliqué le mouvement sismique, la réponse dynamique a été analysée et son effet sur le facteur de sécurité de la pente a été évalué.

Name: Description:
 Parent:
 Analysis Type:

Settings Convergence Time **Advanced**

Starting Time: ☒ Get steps from horizontal earthquake record
 Duration:

of Steps:

Save Every steps

#	Increment (d)	Elapsed (d)	Elapsed	Save
1	2.3148148e-07	2.3148148e-07	0.02 sec	
2	2.3148148e-07	4.6296296e-07	0.04 sec	
3	2.3148148e-07	6.9444444e-07	0.06 sec	
4	2.3148148e-07	9.2592593e-07	0.08 sec	
5	2.3148148e-07	1.1574074e-06	0.1 sec	
6	2.3148148e-07	1.3888889e-06	0.12 sec	
7	2.3148148e-07	1.6203704e-06	0.14 sec	
8	2.3148148e-07	1.8518519e-06	0.16 sec	
9	2.3148148e-07	2.0833333e-06	0.18 sec	
10	2.3148148e-07	2.3148148e-06	0.2 sec	Save
11	2.3148148e-07	2.5462963e-06	0.22 sec	
12	2.3148148e-07	2.7777778e-06	0.24 sec	
13	2.3148148e-07	3.0092593e-06	0.26 sec	
14	2.3148148e-07	3.2407407e-06	0.28 sec	
15	2.3148148e-07	3.4722222e-06	0.3 sec	
16	2.3148148e-07	3.7037037e-06	0.32 sec	
17	2.3148148e-07	3.9351852e-06	0.34 sec	
18	2.3148148e-07	4.1666667e-06	0.36 sec	

Figure III-14 : Incrément adopté pour la simulation de l'accélération sismique de 0,25 g

- **Solutions (Solve) :**

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

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

Gestionnaire de solutions

Nom de l'analyse	État
<input checked="" type="checkbox"/> Transfert d'e...	Résolu 02/26/2025 14:12:02
<input checked="" type="checkbox"/> Stabilité des ...	Résolu 02/26/2025 14:12:08
<input checked="" type="checkbox"/> Statique initiale	Résolu 02/26/2025 14:12:10
<input checked="" type="checkbox"/> QUAKE/W dy...	Résolu 02/26/2025 14:22:52
<input checked="" type="checkbox"/> Stabilité des ...	Résolu 02/26/2025 14:24:28

Figure III-15 : Fenêtre du gestionnaire des solutions

- **Résultats (Results) :**

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

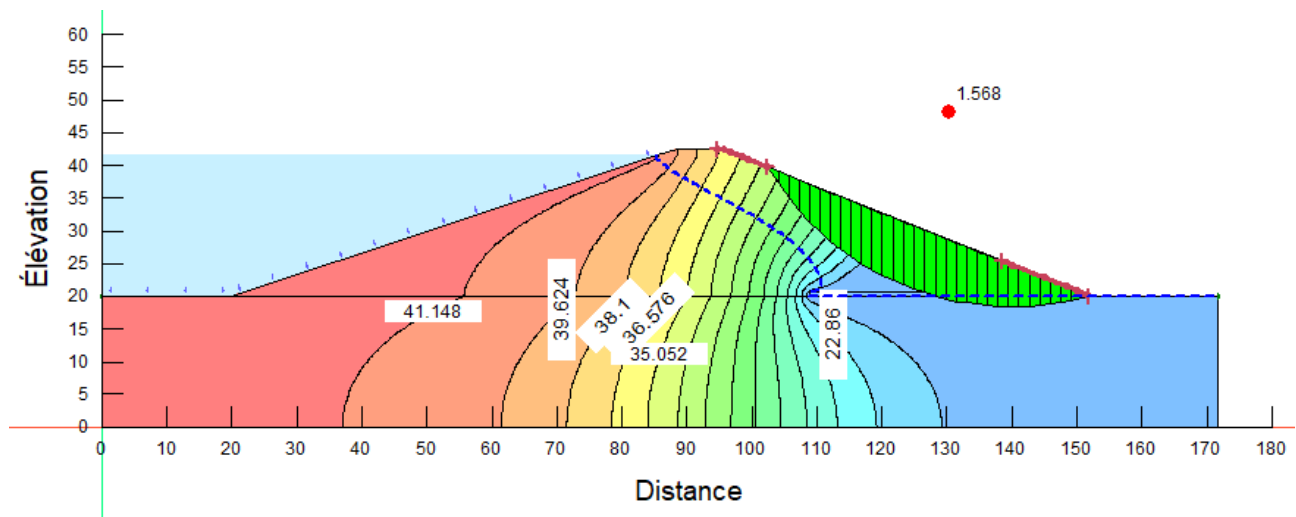


Figure III-16 : Les lignes équipotentiellles dans le barrage

III.4. Conclusion

Ce chapitre a rempli son objectif de présenter les fondations de notre étude. Nous avons étudié le barrage d'Oued EL-KOLLA, un barrage en terre homogène, en décrivant sa géométrie, son implantation géographique dans la région d'Ain Temouchent et les caractéristiques géologiques et géotechniques de son site, issues des campagnes de reconnaissance. L'identification de cette zone comme sismique V (RPA 2024), avec une accélération de 0,25g, s'est avérée un facteur environnemental majeur à considérer. Parallèlement, nous avons introduit le logiciel Geo-Slope, l'outil numérique choisi pour analyser le comportement de l'ouvrage. La présentation de ses modules clés (SEEP/W, SLOPE/W, QUAKE/W) a mis en évidence sa capacité à modéliser l'infiltration, la stabilité statique et la réponse sismique. L'intégration de ces informations sur l'ouvrage et l'outil d'analyse constitue désormais la base solide sur laquelle reposeront les simulations numériques détaillées et l'évaluation rigoureuse de la stabilité du barrage sous diverses conditions, y compris sismiques, présentées dans les chapitres suivants.

Chapitre IV : Étude de la stabilité du barrage d'OUED EL-KOLLA

IV.1. Introduction

L'analyse paramétrique présentée dans ce chapitre vise à évaluer l'influence des chargements sismiques sur la stabilité du talus aval du barrage d'Oued El-Kolla, en s'appuyant sur la méthode des éléments finis. Une modélisation numérique en deux dimensions (2D) a été réalisée à l'aide des logiciels SEEP/W, QUAKE/W et SLOPE/W, intégrés au package Geo-Studio (Geo-Slope, 2012). Ces outils permettent de simuler les propriétés mécaniques et hydrauliques des matériaux constituant le corps du barrage et sa fondation, notamment leur perméabilité, afin d'évaluer le coefficient de sécurité en conditions dynamiques.

- Pour garantir la précision des calculs, les données suivantes ont été intégrées dans les logiciels.
- **Lois physiques** : La loi de Darcy est utilisée pour modéliser les écoulements dans les sols saturés et non saturés.
- **Capacités des logiciels** : SEEP/W, QUAKE/W et SLOPE/W simulent en 2D la nappe phréatique, l'infiltration d'eau souterraine, les pressions interstitielles, les contraintes effectives, les chargements sismiques et les risques de glissement de terrain.
- **Unités** : Mètres (m), kilonewtons (kN), secondes (s).
- Cette étude combine des analyses statiques et dynamiques pour identifier les facteurs critiques affectant la stabilité du barrage et propose des solutions d'amélioration, notamment via l'intégration de systèmes de drainage.

IV.2. Géométrie du modèle

La modélisation géométrique a été réalisée dans Geo-Studio à l'aide des modules SEEP/W, QUAKE/W et SLOPE/W. Le modèle 2D comprend des points, des lignes et des clusters, générés à l'aide de l'outil de géométrie du logiciel. Une fois la géométrie définie, un maillage d'éléments finis est créé automatiquement. La (figure IV-1) illustre le modèle géométrique du barrage d'Oued El-Kolla, discrétisé en éléments finis, ainsi que le maillage associé.

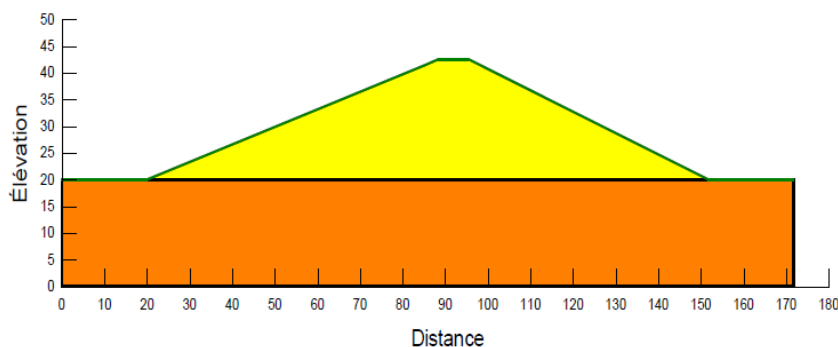


Figure IV-1 : Modèle géométrique 2D du barrage d'Oued El-Kolla

IV.3. Paramètres de calculs

L'analyse de stabilité repose sur les propriétés mécaniques et hydrauliques des matériaux du barrage et de sa fondation, extraites des données du projet d'Oued El-Kolla. Deux types de sols sont considérés :

- **Sol 1** : Recharge calcaire.
- **Sol 2** : Fondation en sable fin argileux.

Le (tableau IV-1) résume les caractéristiques de ces sols, incluant leur comportement drainé, les poids volumiques (sec et humide), la perméabilité horizontale et verticale, le coefficient de Poisson, la cohésion et l'angle de frottement interne.

Tableau IV-1 : Caractéristiques mécaniques des sols [10]

Paramètre	Nom	Sol 1 Recharge	Sol 2 Fondation
Modèle type	Model	Mohr-Colome	Mohr-Colome
Type de comportement	Type	Drainée	Drainée
Poids volumique sec kN/m ³	γ_d	18	16
Poids volumique hum kN/m ³	γ_h	20	19
Perméabilité m/s	$K_x/K_y=1$	$3.1 \cdot 10^{-3}$	$4.7 \cdot 10^{-2}$
Coefficient de poisson	ν	0.3	0.3
Cohésion kN/m ²	C	0.2	1
Angle de Frottement °	Φ	35	30
Coefficient de dilatance	Ψ	5	0

IV.4. Conductivité hydraulique et paramètres de drainage

La (figure IV-2) montre l'évolution des pressions interstitielles en fonction du nombre de cycles pour le corps du barrage.

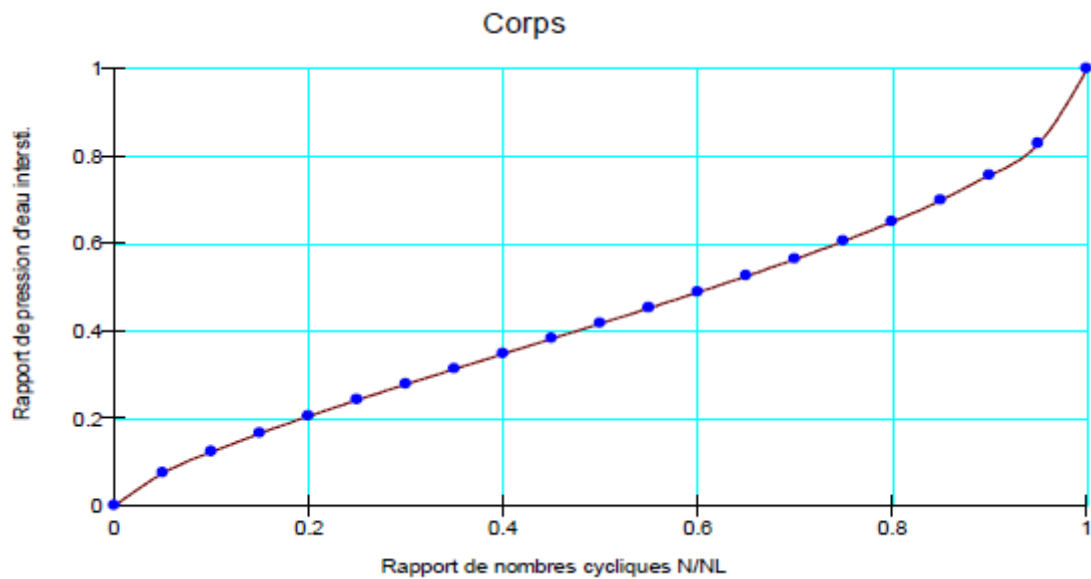


Figure IV-2 : Évolution des pressions interstitielles dans le corps du barrage en fonction du nombre de cycles de chargement

Les pressions interstitielles augmentent avec le nombre de cycles, indiquant une accumulation progressive de l'eau dans les pores, ce qui peut réduire les contraintes effectives et compromettre la stabilité.

La (figure IV-3) illustre la déformation du corps du barrage en fonction du nombre de cycles.

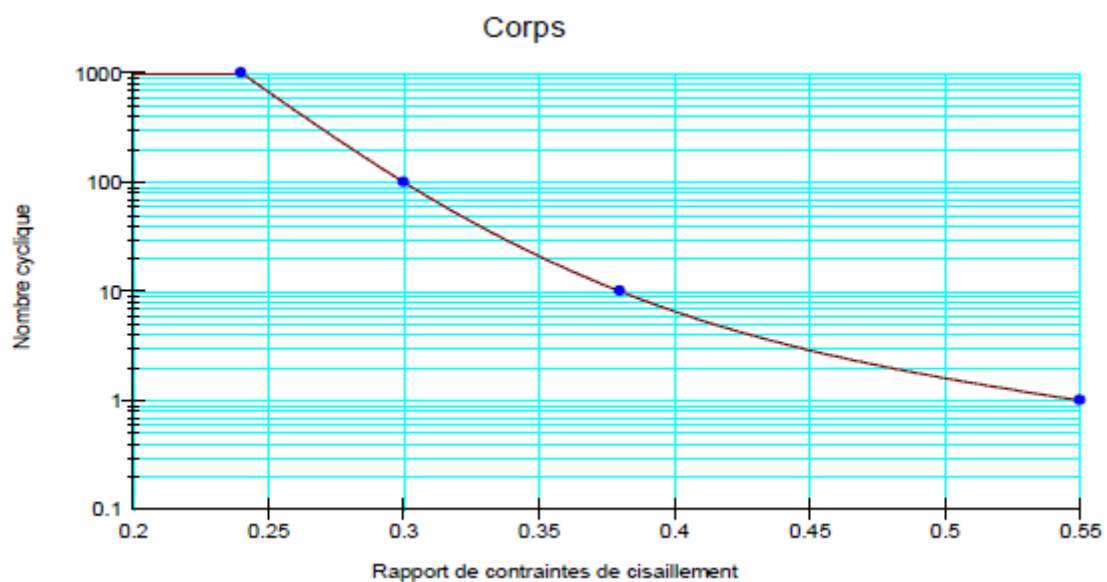


Figure IV-3 : La déformation en fonction de numéro de cycles pour le Corps du barrage

Les déformations augmentent avec les cycles, révélant une dégradation progressive de la structure sous des conditions dynamiques répétées.

La (figure IV-4) présente la contrainte effective verticale en fonction de G_{max} .

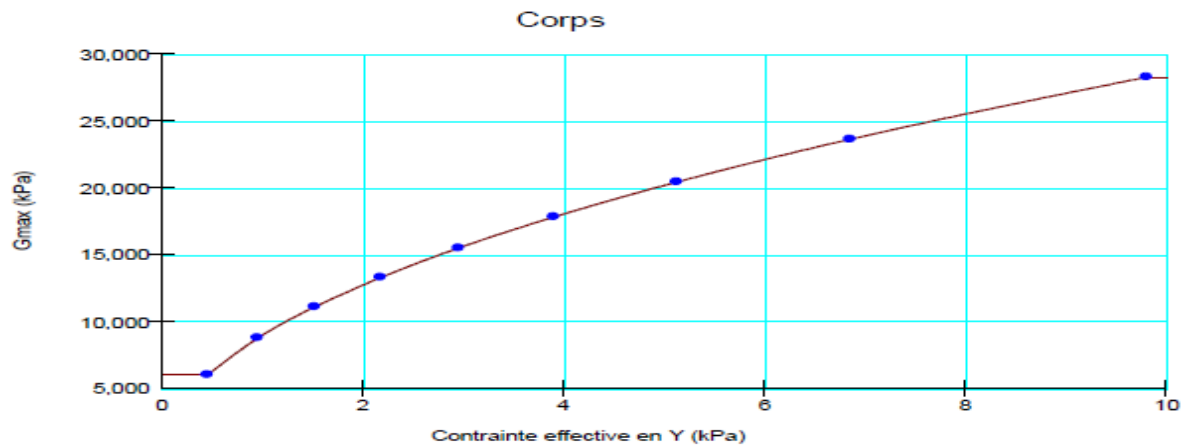


Figure IV-4 : Variation de La contrainte effective verticale en fonction de G_{\max}

La diminution des contraintes effectives sous l'effet des pressions interstitielles met en évidence un risque accru d'instabilité, nécessitant des mesures correctives comme le drainage.

Tableau IV-2 : Les paramètres du drain

Type du drainage	Dimensionnement (m)	Ration de Languer de drain par rapport (Largeur du talus aval)
Drain horizontal	0.5	0.2,0.4,0.6 et 0.7

Des systèmes de drainage horizontaux ont été intégrés pour réduire les pressions interstitielles au niveau du talus aval, améliorant ainsi la stabilité. Le (tableau IV-2) détaille les configurations des drains, avec une dimension fixe de 0,5 m et des ratios de longueur par rapport à la largeur du talus aval (0,2 ; 0,4 ; 0,6 ; 0,7).

La (figure IV-5) montre un croquis du barrage d'Oued El-Kolla avec les paramètres de drainage.

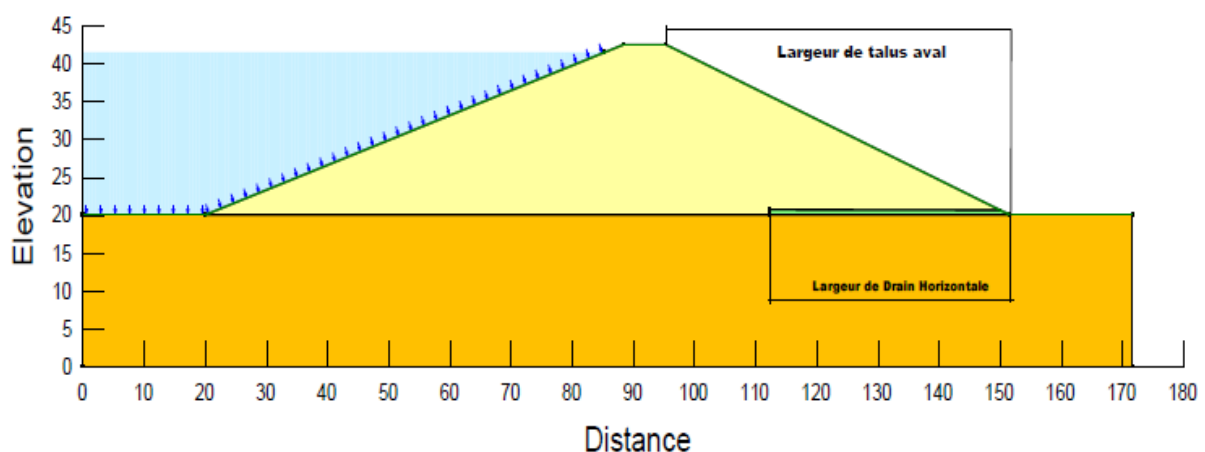


Figure IV-5 : Schéma du barrage d'Oued El-Kolla illustrant l'emplacement et la configuration des systèmes de drainage

Cette figure illustre l'emplacement stratégique des drains, conçus pour intercepter les écoulements d'eau et réduire les pressions interstitielles au niveau du talus aval.

IV.5. Conditions aux limites

Les logiciels SEEP/W, QUAKE/W et SLOPE/W permettent de définir des conditions aux limites adaptées à une large gamme de scénarios. Pour cette étude :

- Régime permanent : Les conditions aux limites incluent des têtes hydrauliques fixes (pression) ou des flux fixes.
- Niveau d'eau : Amont à 21,5 m (réservoir plein) ; aval à la surface de la fondation.
- Maillage : Le maillage, illustré dans la (figure IV-6), comprend 19 914 nœuds et 20 266 éléments, avec une taille d'élément moyenne de 0,5 m, garantissant une résolution suffisante pour capturer les variations locales.

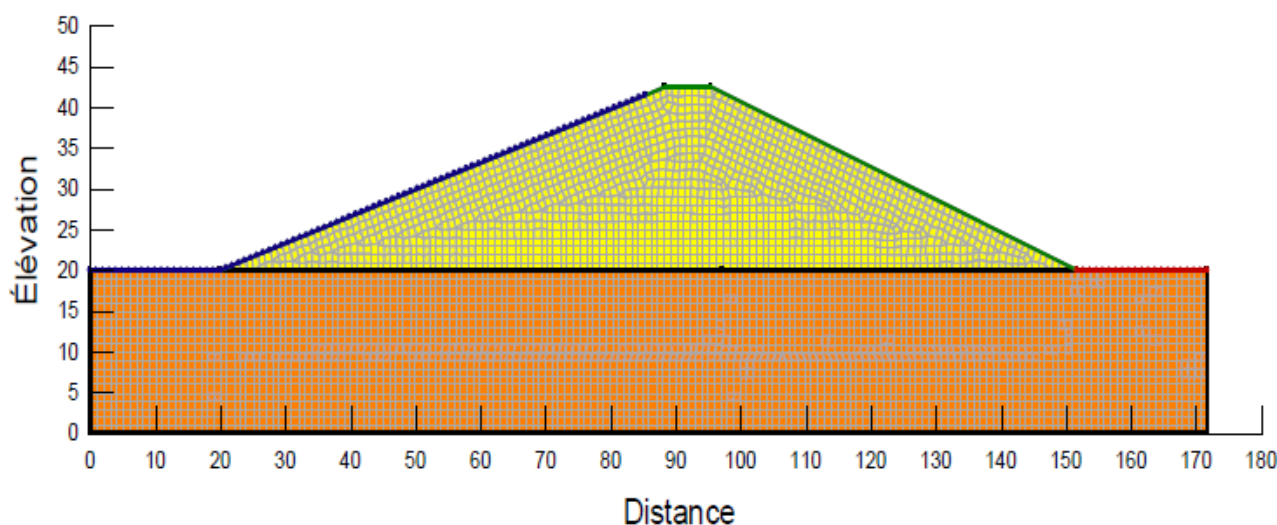


Figure IV-6 : Maillage d'éléments finis du barrage d'Oued El-Kolla pour l'analyse numérique

IV.6. Analyse de stabilité dynamique

L'analyse dynamique vise à évaluer la réponse du barrage sous des chargements sismiques, en tenant compte des surpressions interstitielles, la contraintes effectives et le risque de glissement au niveau talus aval. Cette analyse est réalisée à l'aide du logiciel QUAKE/W, qui calcule les contraintes dynamiques en réponse à un accélérogramme représentatif.

IV.7. Calcule et résultats

IV.7.1. Analyse des écoulements avant traitement

IV.7.1.1. Charge hydraulique et lignes équipotentiellles

La (figure IV-7) illustre la distribution des charges hydrauliques et des lignes équipotentiellles pour un niveau d'eau amont de 21,5 m, sans système de drainage.

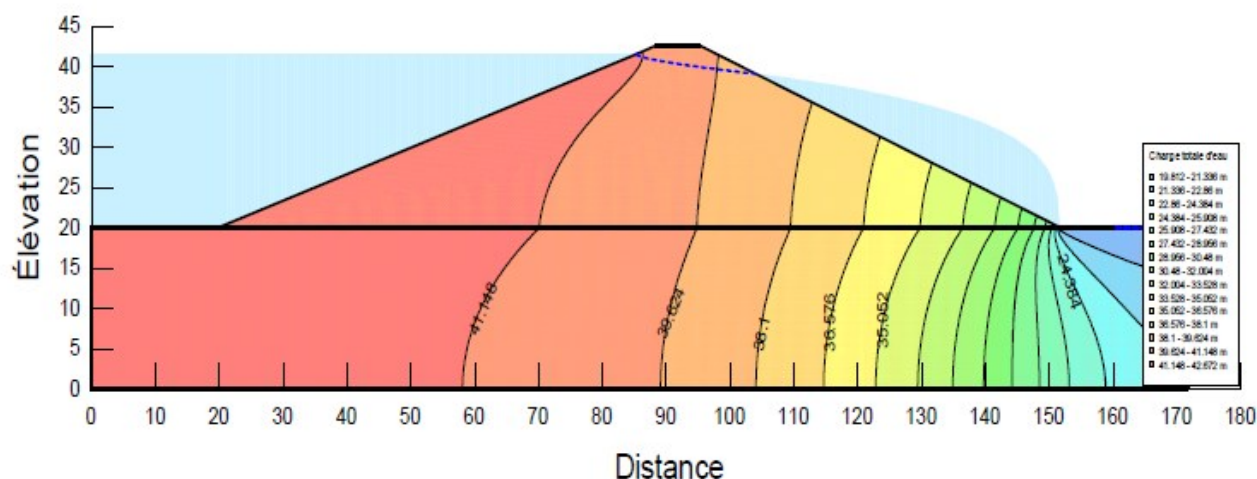


Figure IV-7 : Distribution des charges hydrauliques et des lignes équipotentiellles sans système de drainage (niveau d'eau amont : 21,5 m)

La figure montre Les lignes équipotentiellles se concentrent près du talus aval, indiquant des gradients hydrauliques élevés. Cette concentration suggère un risque d'instabilité si les écoulements ne sont pas contrôlés par un système de drainage.

IV.7.1.2. Pression interstitielle et lignes de courant

La (figure IV-8) présente la distribution des pressions interstitielles et des lignes de courant sous le barrage sans drainage.

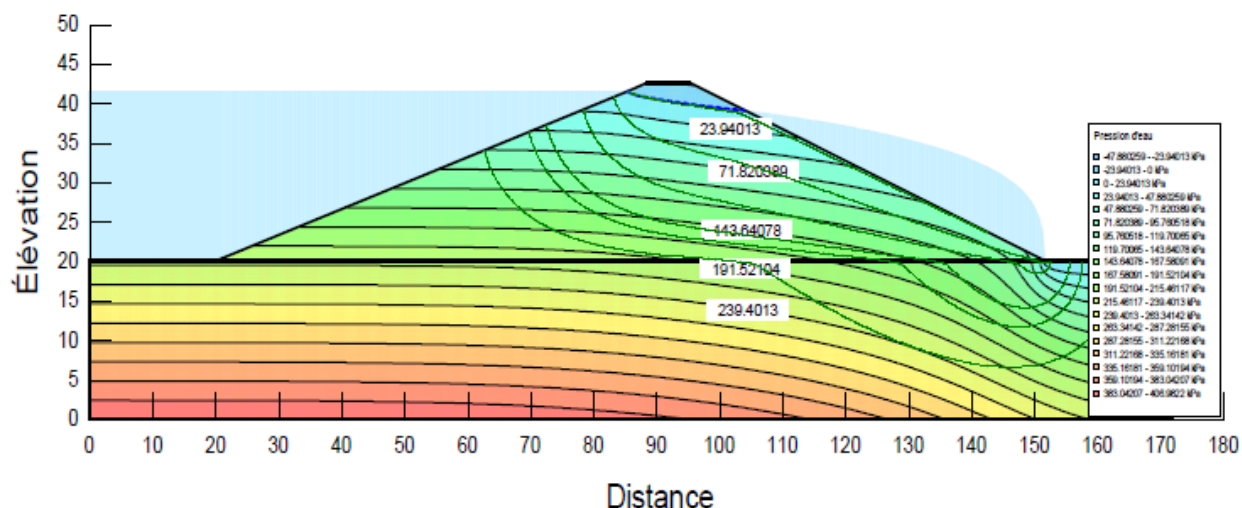


Figure IV-8 : Distribution des pressions interstitielles et des lignes de courant sans système de drainage

La figure met Des pressions interstitielles élevées sont observées au niveau du talus aval, réduisant les contraintes effectives et augmentant le risque de rupture. Les lignes de courant révèlent les chemins d'écoulement, soulignant l'importance d'un drainage efficace pour dissiper ces pressions.

IV.7.1.3. Contrainte effective

Les figures (figure IV-9) et (figure IV-10) montrent respectivement les distributions des contraintes effectives totales et verticales.

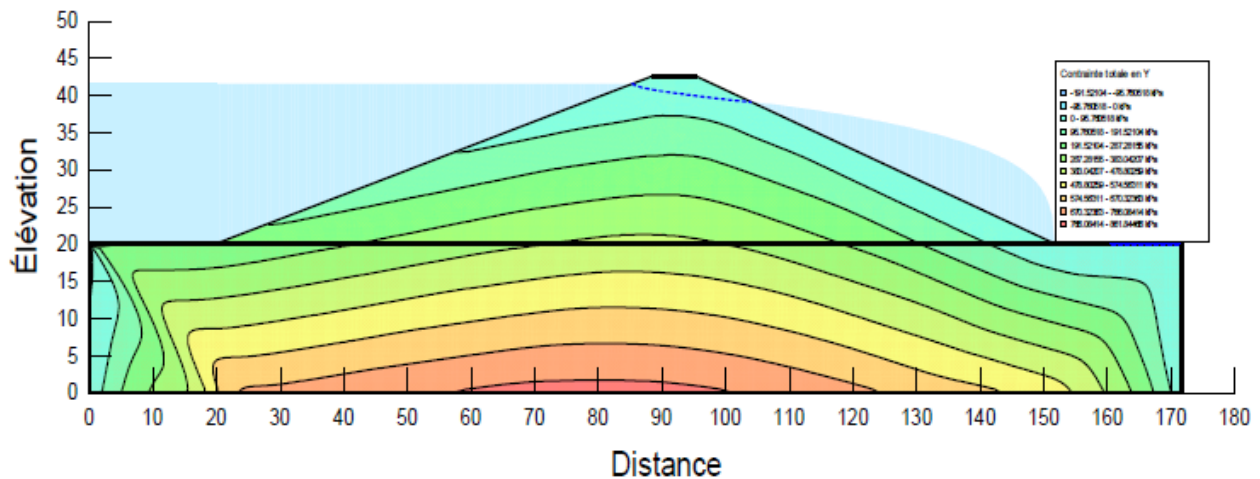


Figure IV-9 : Distribution des contraintes effectives totales dans le barrage sans drainage

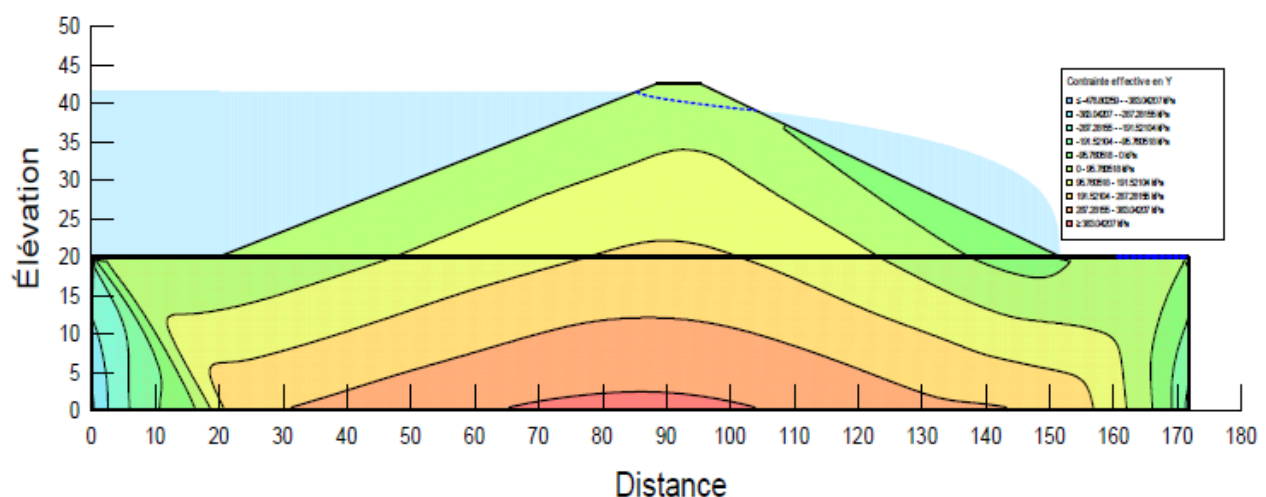


Figure IV-10 : Distribution des contraintes effectives verticales dans le barrage sans drainage
variation des contraintes effectives verticales

D'après les observations des figures (figure IV-8) et (figure IV-9), la distribution des contraintes effectives totales et des contraintes effectives verticales avec des valeurs élevées se retrouve sur le versant aval. Une diminution des contraintes effectives due aux pressions interstitielles indique un risque d'instabilité. La distribution confirme que le versant aval est soumis à des pertes de charge importantes, renforçant la nécessité d'un drainage pour améliorer la stabilité.

IV.7.1.4. Coefficient de sécurité sans drainage

La (figure IV-10) représente le coefficient de sécurité de talus aval du barrage sans drainage.

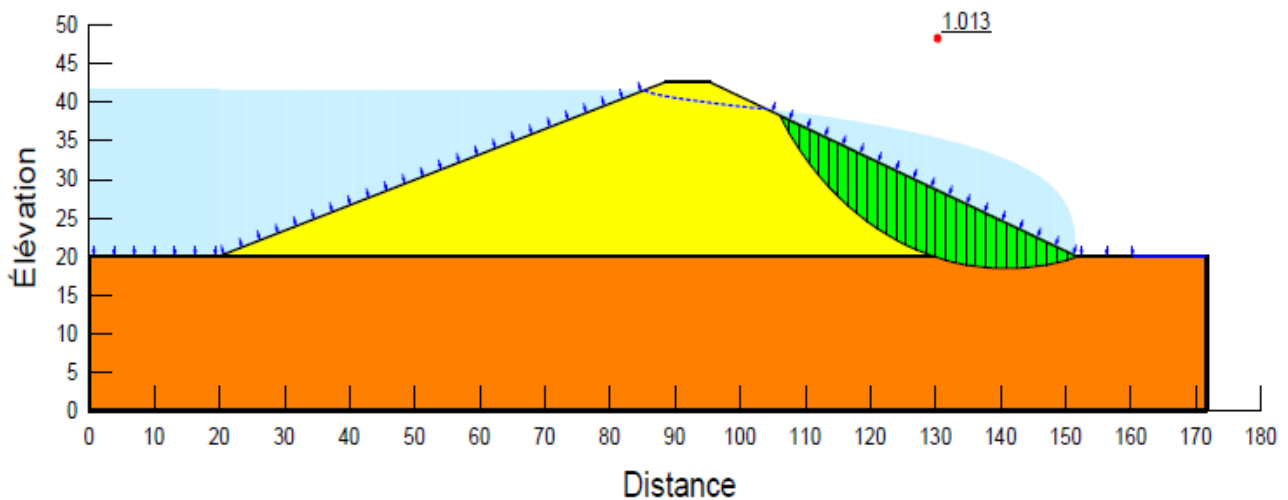


Figure IV-11 : Coefficient de sécurité de talus aval du barrage sans système de drainage

Ce F_s est largement inférieur à la valeur minimale requise de 1,5 (normes ANBT), indiquant une instabilité significative du talus sous un réservoir plein. Des mesures correctives, telles que l'installation de drains, sont indispensables.

IV.7.2. Analyse de stabilité dynamique

IV.7.2.1. Accélérogramme

Un accélérogramme horizontal avec une accélération maximale de 0,25 g a été utilisé, comme illustré dans la (figure IV-12). La secousse dure 10 secondes, avec une intégration numérique toutes les 0,02 secondes (50 itérations par seconde, soit 500 étapes de calcul).

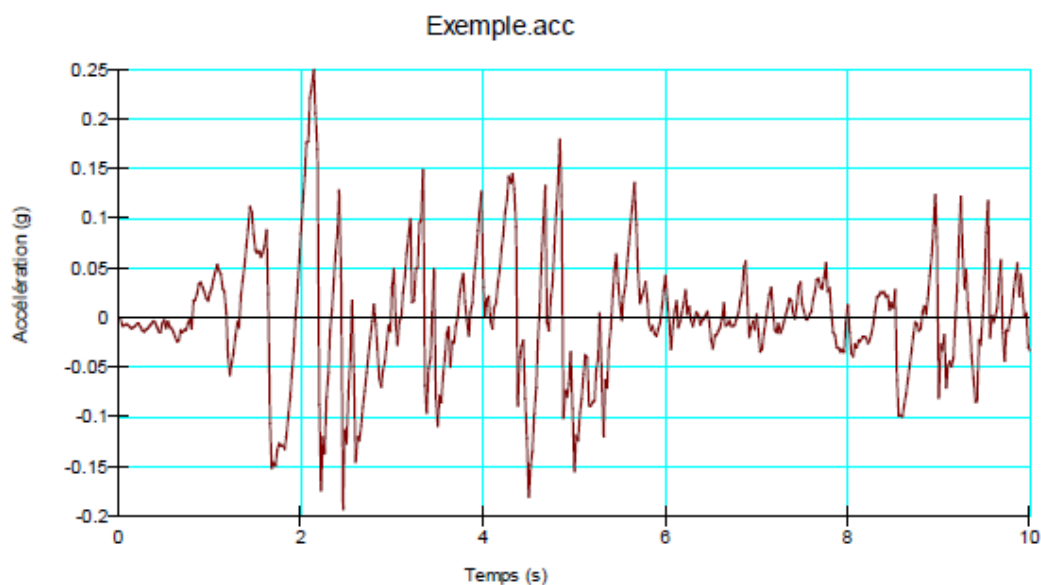


Figure IV-12 : Accélérogramme horizontal utilisé pour l'analyse sismique (accélération maximale : 0,25 g)

L'accélérogramme simule un séisme réaliste, permettant d'évaluer la réponse dynamique du barrage. La diminution du module de cisaillement (G) pendant la secousse reflète l'affaiblissement progressif du sol.

IV.7.2.2. Réponse sismique

La réponse sismique a été analysée en sélectionnant un nœud à la crête et la base du barrage. Les figures (figure IV-13 à IV-16) montrent les accélérations et déplacements à la crête et à la base ;

Les figures (figure IV-13 à IV-16) montre que la réponse à la crête du barrage. Une différence minimale est observée entre cet accélérogramme et celui d'entrée.

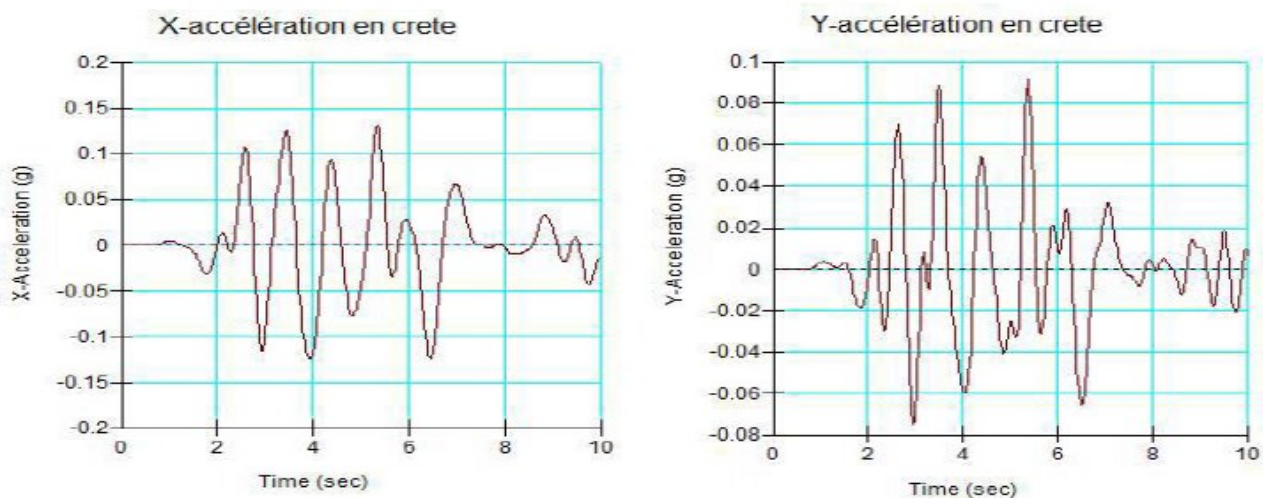


Figure IV-13 : Accélération verticale et horizontale à la crête du barrage

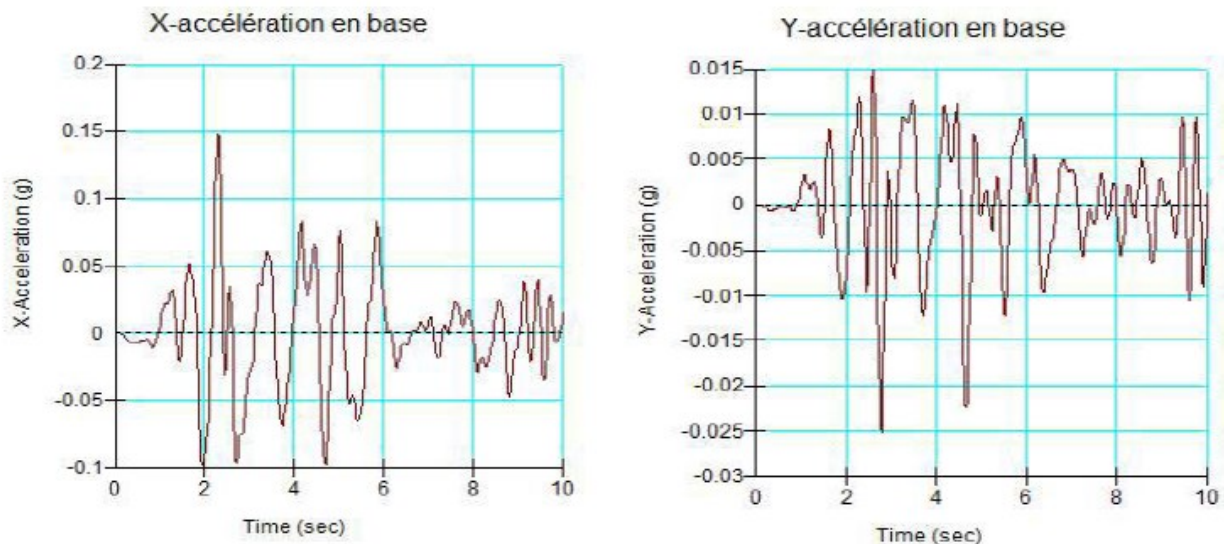


Figure IV-14 : Accélération verticale et horizontale à la base du barrage

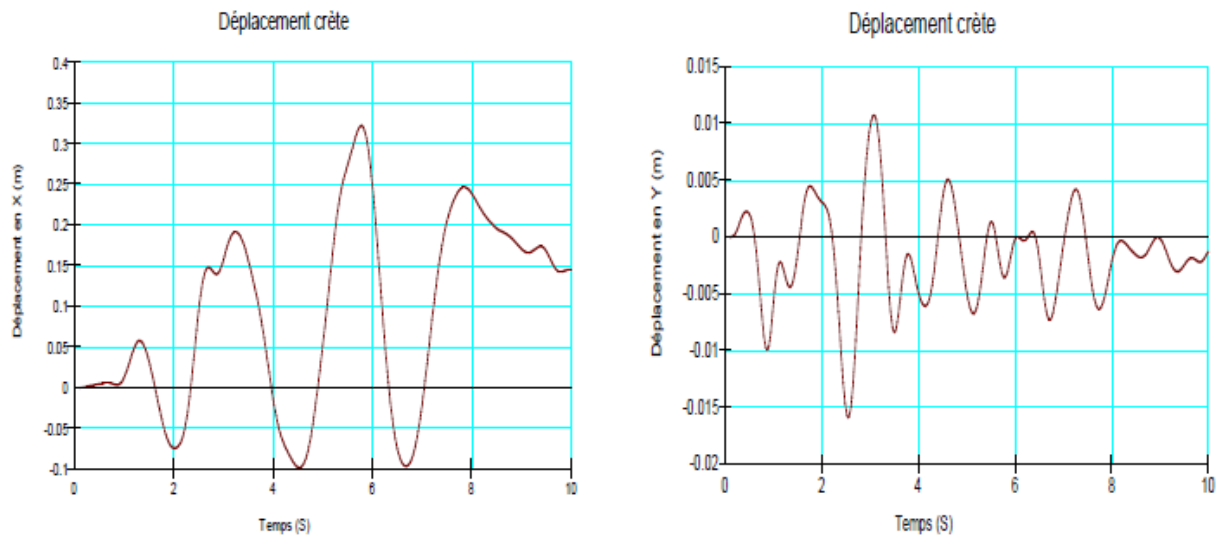


Figure IV-15 : Déplacement verticale et horizontale à la crête du barrage

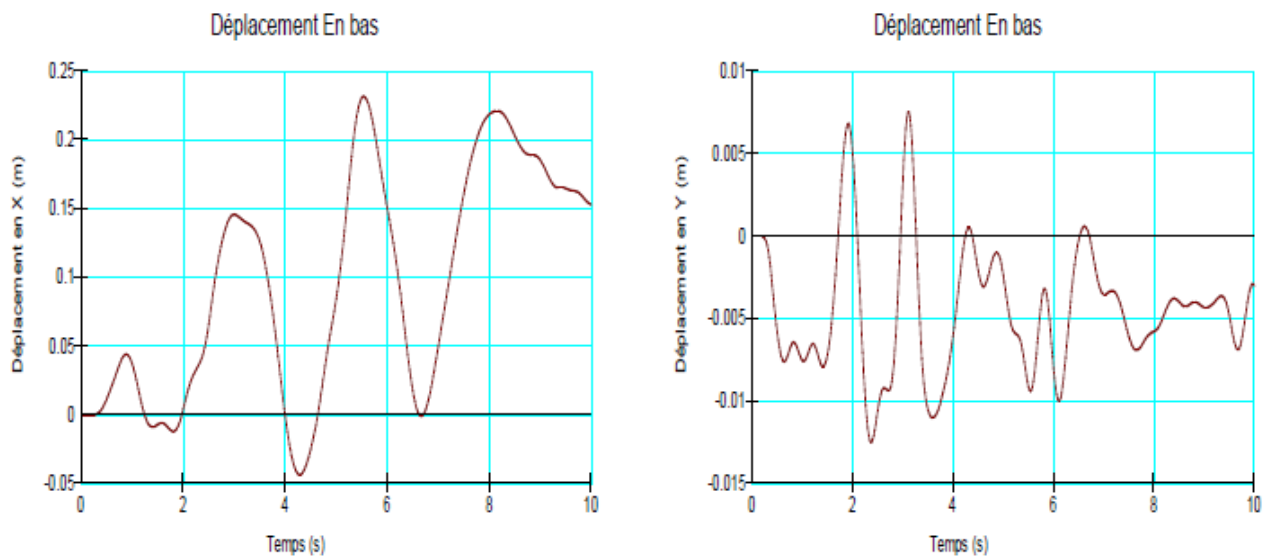
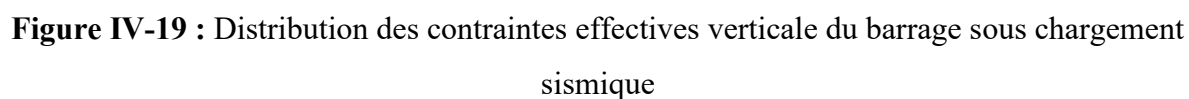
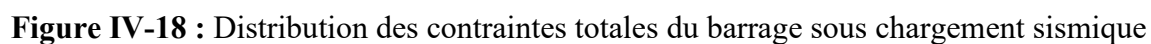


Figure IV-16 : Déplacement verticale et horizontale à la base du barrage

Une légère amplification des accélérations est observée à la crête par rapport à la base, indiquant une réponse dynamique modérée. Les déplacements, bien que limités, confirment la nécessité de vérifier la stabilité sous ces conditions.

IV.7.2.3. Pressions et contraintes en pseudo-dynamique

Les figures (figure IV-17 à IV-19) illustrent respectivement les distributions des pressions interstitielles et des contraintes effectives verticales sous chargement sismique.



Les pressions interstitielles augmentent significativement pendant le séisme, réduisant les contraintes effectives et augmentant le risque de liquéfaction dans certaines zones du barrage.

IV.7.2.4. Déformation du barrage à l'état dynamique

Les (figures IV-20 à IV-22) montrent la déformation latérale du barrage à 0,4 s, 4 s et 10 s.

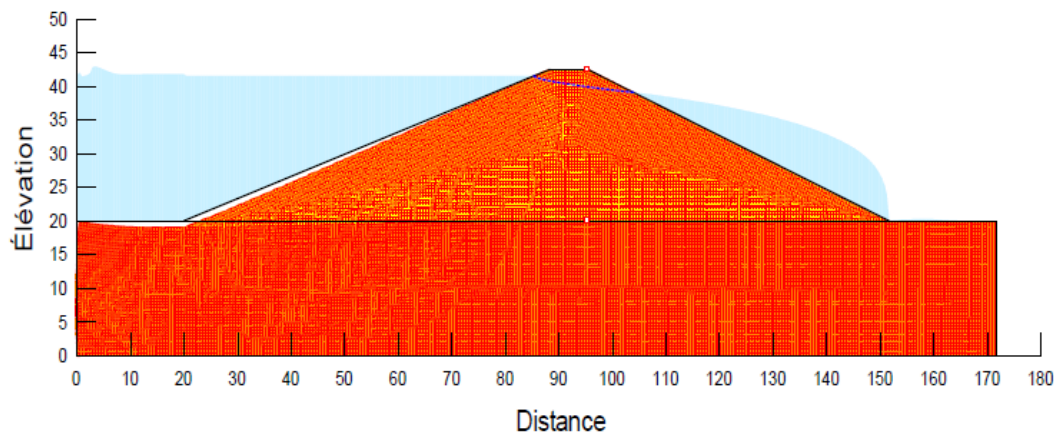


Figure IV-20 : Déformation latérale à $t = 0.4$ s

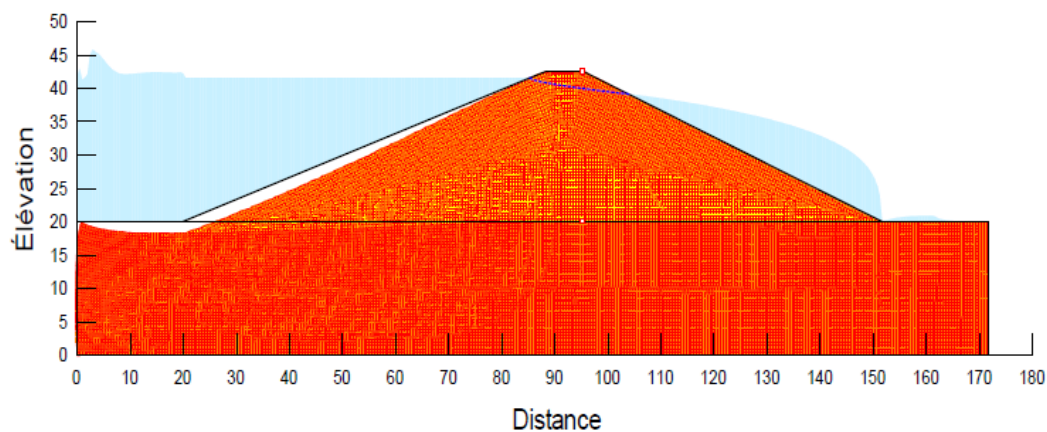


Figure IV-21 : Déformation latérale à $t = 4$ s

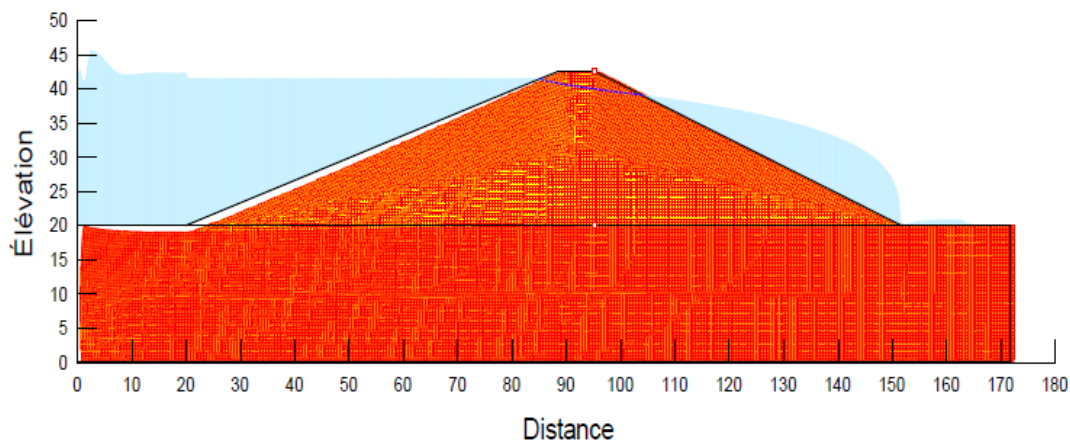


Figure IV-22 : Déformation latérale à $t = 10$ s

Les déformations augmentent avec le temps, particulièrement au niveau du talus aval, indiquant une réponse progressive du barrage aux sollicitations sismiques. Ces déformations restent toutefois dans des limites acceptables, mais nécessitent une surveillance.

IV.7.2.5. Coefficient de sécurité à l'état dynamique

La (figure IV-23) présente l'évolution du coefficient de sécurité (F_s) sous chargement sismique.

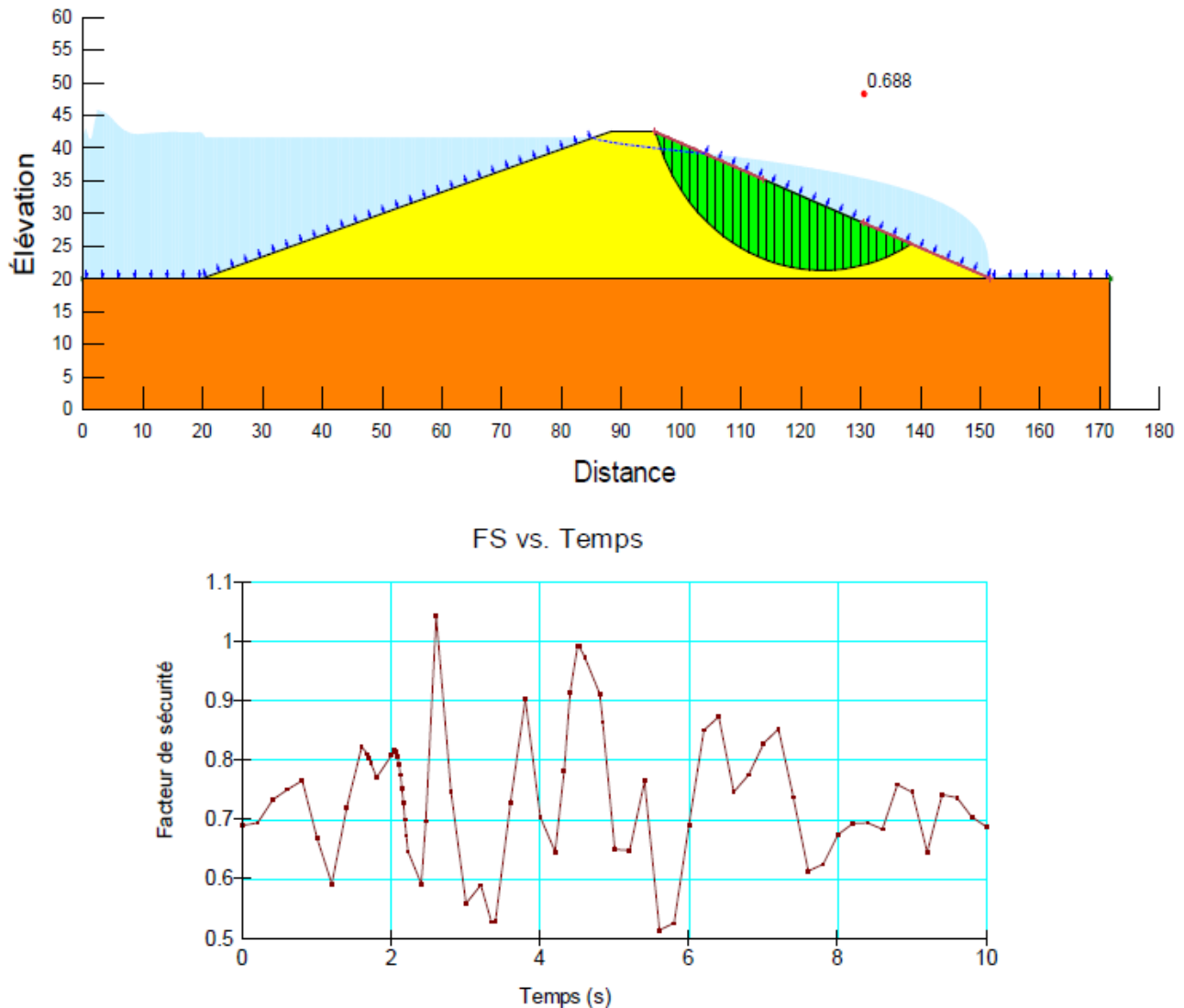


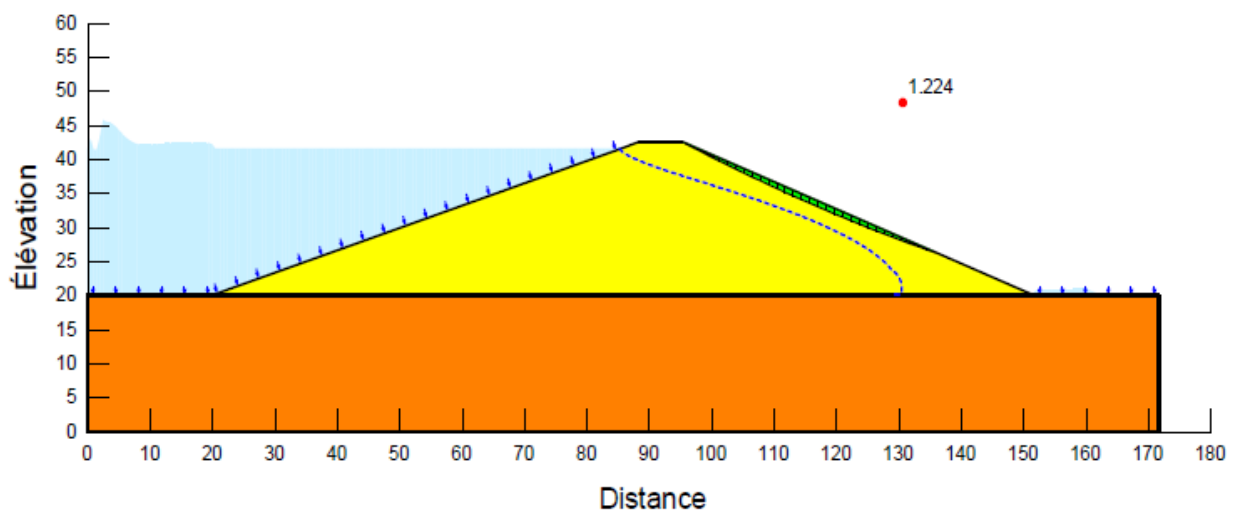
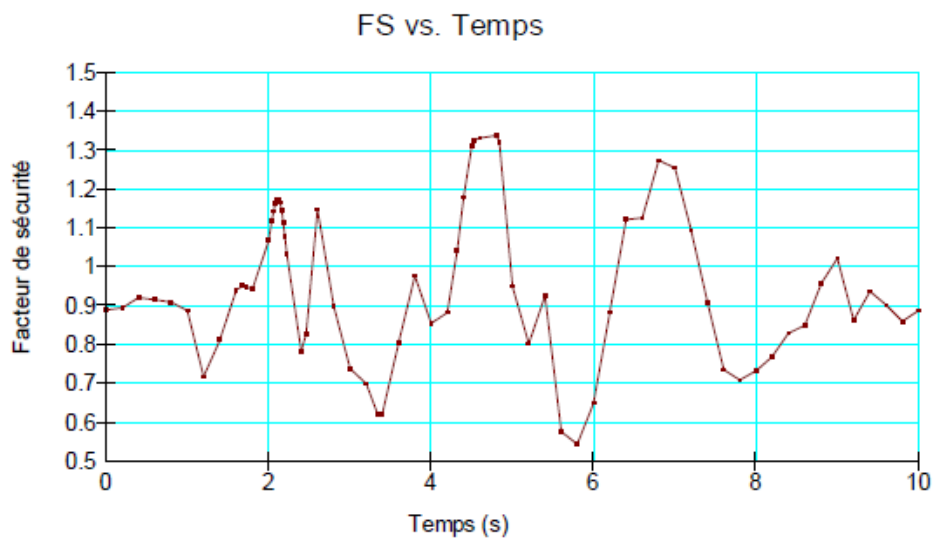
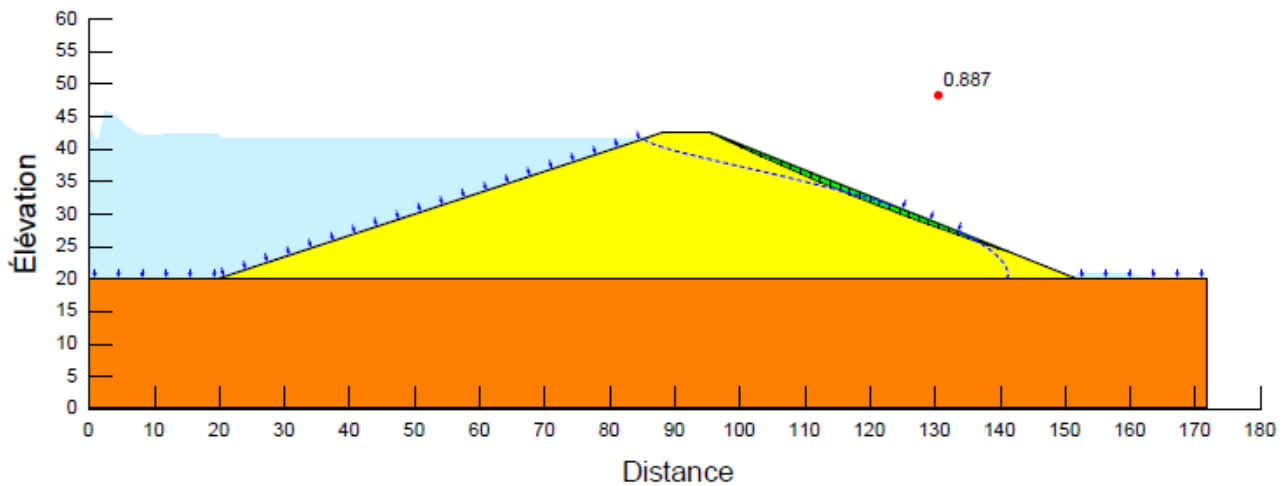
Figure IV-23 : Évolution du coefficient de sécurité du talus aval sous chargement sismique en fonction du temps

Le F_s diminue pendant le séisme, atteignant des valeurs critiques inférieures à 1,3, ce qui indique un risque élevé d'instabilité dynamique sans mesures correctives

IV.7.3. Analyse de stabilité après traitement

IV.7.3.1. Coefficient de sécurité avec drainage

Les figures (figure IV-24) et (figure IV-25) montrent l'évolution du coefficient de sécurité en fonction des ratios de longueur des drains (0,2 ; 0,4 ; 0,6 ; 0,7).



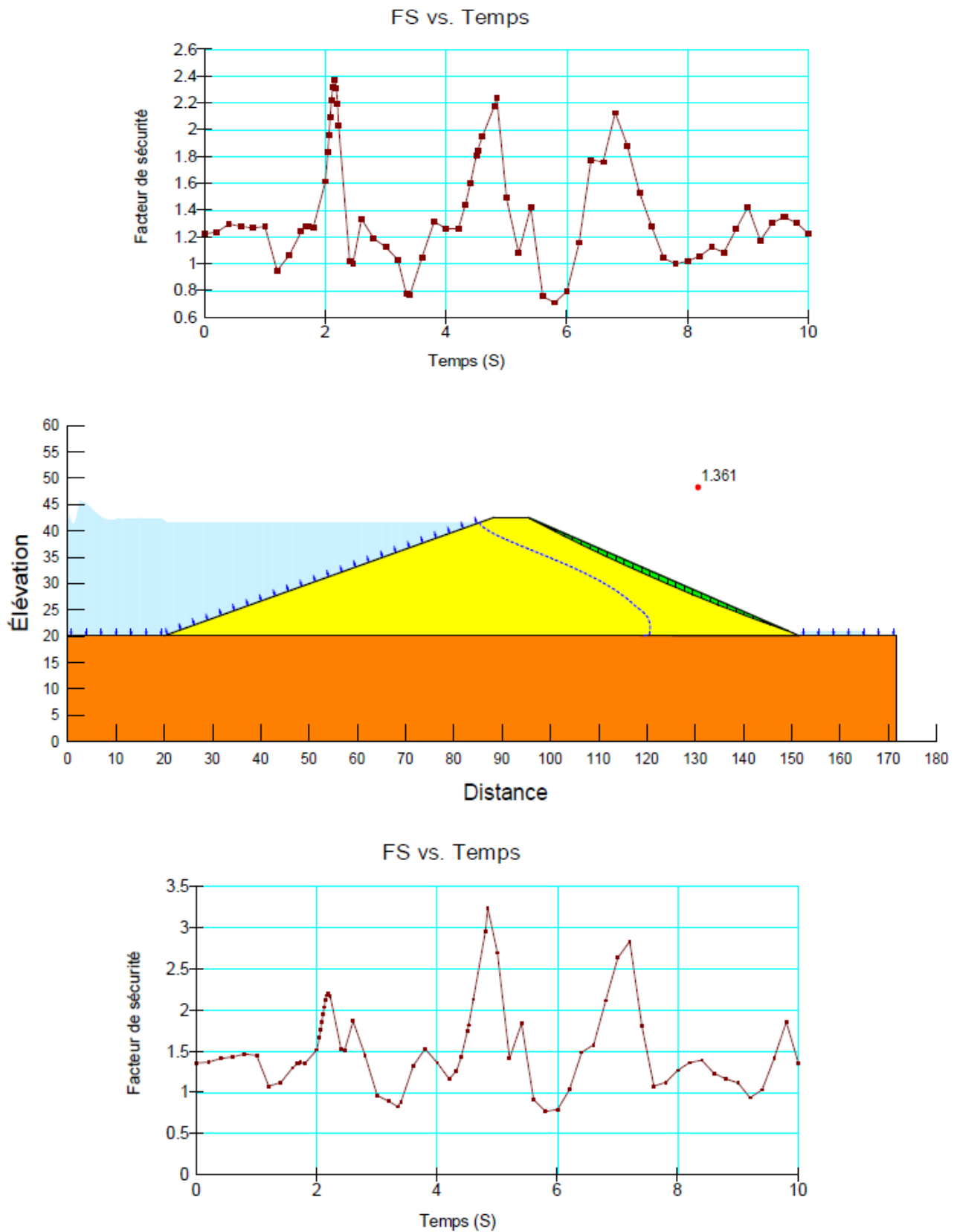


Figure IV-24 : Variation temporelle du coefficient de sécurité sous chargement sismique pour différents ratios de longueur de drains (0,2 ; 0,4 ; 0,6 ; 0,7)

L'ajout de drains horizontaux améliore significativement le F_s , qui atteint des valeurs supérieures à 1,3 pour des ratios de 0,6 et 0,7, répondant ainsi aux exigences des normes de l'agence nationale des barrages et transferts d'ingénierie et construction (ANBT) pour les conditions dynamiques.

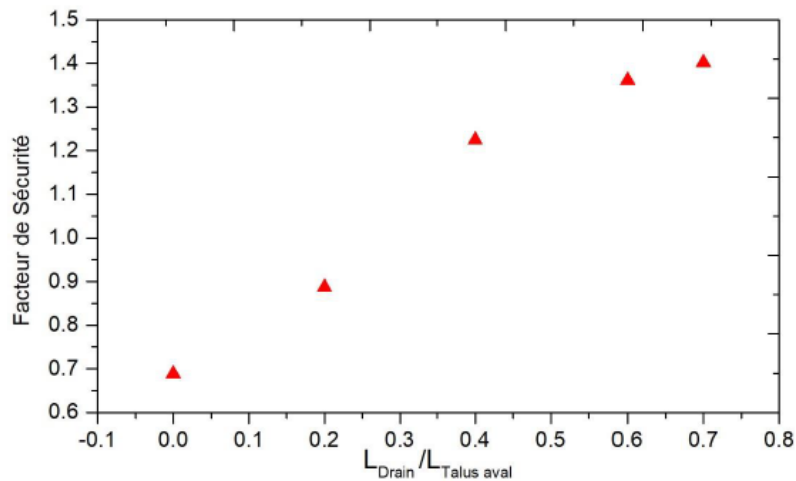


Figure IV-25 : Comparaison des coefficients de sécurité sous chargement sismique en fonction des ratios de longueur de drains (0,2 ; 0,4 ; 0,6 ; 0,7)

Cette figure compare les valeurs du coefficient de sécurité (F_s) pour différents ratios de longueur de drains (0,2 ; 0,4 ; 0,6 ; 0,7) sous chargement sismique. Les résultats montrent une amélioration significative du F_s avec l'augmentation de la longueur des drains. Les ratios de 0,6 et 0,7 permettent d'atteindre des F_s de 1,361 et 1,401, respectivement, garantissant une stabilité adéquate. En revanche, les ratios de 0,2 et 0,4 produisent des F_s de 0,887 et 1,224, insuffisants pour satisfaire les normes de sécurité ($F_s \geq 1.3$).

Le (tableau IV-3) compare les coefficients de sécurité avant et après renforcement, selon la méthode de Spencer.

Tableau IV-3 : Valeurs du F_s selon Morgenstern-price

Etat étudiée	F.S du talus amont (Avant le renforcement)	Longueur de drain horizontal	F.S du talus amont (Après le renforcement)	Valeur Imposée	Vérification
Statique	1.013	/	/	1.5	Non Vérifiée
Dynamique	0.668	0	0.668	1.3	Non Vérifiée
		0.2	0.887		Non Vérifiée
		0.4	1.224		Non Vérifiée
		0.6	1.361		Vérifiée
		0.7	1.401		Vérifiée

Les drains avec des ratios de longueur de 0,6 et 0,7 permettent d'atteindre un F_s supérieur à 1,3, garantissant la stabilité du talus aval sous des conditions sismiques. Ces résultats confirment l'efficacité des systèmes de drainage pour réduire les pressions interstitielles et améliorer la sécurité.

IV.8. Conclusion

L'étude de la stabilité du barrage d'Oued El-Kolla a révélé des faiblesses significatives dans les conditions initiales, avec un coefficient de sécurité statique de 1,013 (bien en dessous des 1,5 requis) et un F_s dynamique aussi bas que 0,668 sous chargement sismique. Les analyses ont mis en évidence des pressions interstitielles élevées au niveau du talus aval, augmentant le risque d'instabilité et de liquéfaction.

L'introduction de drains horizontaux avec des ratios de longueur de 0,6 et 0,7 a permis d'améliorer considérablement la stabilité, avec des F_s dynamiques atteignant 1,361 et 1,401, respectivement, conformes aux normes de l'agence nationale des barrages et transferts d'ingénierie et construction (ANBT). Ces résultats soulignent l'importance des systèmes de drainage pour contrôler les écoulements hydrauliques et réduire les pressions interstitielles.

En conclusion, cette étude démontre que des interventions ciblées, comme l'installation de drains, sont essentielles pour garantir la sécurité des barrages en terre dans des contextes sismiques. Des analyses complémentaires pourraient explorer d'autres solutions, telles que le renforcement des matériaux ou l'optimisation des géométries de drainage, pour assurer une stabilité à long terme.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Au terme de cette étude, nous avons abordé en profondeur la problématique cruciale de la stabilité des barrages en terre, en mettant un accent particulier sur l'impact des sollicitations sismiques et l'importance des mécanismes de drainage pour assurer leur sécurité à long terme. Les chapitres précédents ont permis de structurer notre réflexion, allant des généralités sur ces ouvrages et les mécanismes fondamentaux d'instabilité, à l'exposition des méthodes d'analyse géotechniques et sismiques les plus courantes, pour finalement appliquer ces concepts et outils au cas concret du barrage d'Oued El-Kolla.

Nous avons d'abord rappelé la diversité des types de barrages en terre et les facteurs de risque d'instabilité, soulignant l'importance du comportement sous séisme, notamment le potentiel de liquéfaction, étayé par l'examen de cas historiques de rupture ou de dommages significatifs. L'influence des écoulements d'eau et des pressions interstitielles sur la stabilité des talus a été identifiée comme primordiale, en particulier dans les scénarios de vidange rapide.

Par la suite, nous avons détaillé les méthodes d'analyse de stabilité des talus, des approches classiques par tranches comme Fellenius et Bishop aux méthodes dynamiques de Seed-Markdisi et Newmark, intégrant l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Ces méthodes ont mis en évidence la complexité de modéliser avec précision la réponse du sol sous charges cycliques. L'analyse a également souligné le rôle vital des dispositifs de drainage pour contrôler les pressions interstitielles et améliorer la stabilité des talus.

La présentation du barrage d'Oued El-Kolla comme cas d'étude, ainsi que l'introduction du logiciel Geo-Slope et de ses modules SEEP/W, SLOPE/W et QUAKE/W, ont préparé le terrain pour l'analyse numérique. La description détaillée de la géométrie, des propriétés des matériaux, et surtout de la situation de l'ouvrage en zone de sismicité notable, a souligné la pertinence d'une analyse dynamique approfondie.

L'analyse numérique, conduite dans le Chapitre 04, a révélé que, dans ses conditions initiales sans drainage spécifié, le barrage présente des insuffisances de stabilité vis-à-vis des normes sismiques en vigueur (RPA 2024), avec des facteurs de sécurité en dessous du seuil requis lors d'un événement sismique simulé. La simulation de la réponse dynamique a confirmé l'augmentation des pressions interstitielles et l'apparition de déformations sous l'effet du séisme, accentuant le risque de rupture par glissement et/ou liquéfaction. L'intégration de drains horizontaux dans la modélisation a démontré une amélioration significative du coefficient de sécurité dynamique, atteignant et même dépassant le seuil normatif pour des ratios de longueur adéquats.

CONCLUSION GENERALE

En conclusion, cette étude confirme que les analyses numériques intégrées, prenant en compte les interactions hydro-mécaniques et la réponse dynamique, sont indispensables pour l'évaluation réaliste de la sécurité des barrages en terre en zone sismique. Les résultats soulignent de manière empirique et quantitative l'efficacité des solutions de drainage pour atténuer les risques associés aux surpressions interstitielles induites par les séismes. Il est crucial que les concepteurs et les gestionnaires de barrages intègrent systématiquement ces analyses dans leurs pratiques et que des solutions de renforcement, telles que des systèmes de drainage optimisés, soient envisagées dès le stade de la conception ou comme mesures correctives pour garantir la résilience de ces ouvrages face aux aléas naturels.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographies

- [1] **Belkheir Messaoud (2015)** Etude de stabilité d'un barrage en terre a zones cas barrage ain zada, b.b. arreridj ; memoire master université mohamed boudiaf - m'sila -Algérie.
- [2] **Djemili. L (2006)**. Critères de choix de projet des barrages en terre « étanchéité par le masque en béton bitumineux », thèse de Doctorat.
- [3] **CIGB, Barrages en remblai (1993)**: protection du talus amont.
- [4] **Ministère de l'agriculture française (1977)**: Technique des barrages en aménagement rural, édition.
- [5] **ROLLEY R (1989)**. Dir. Technique des barrages en aménagement rural.
- [6] **http://www.barrages-cfgeb.org/Info/pr_barC4.html (ce site présente les raisons de la construction d'un barrage et les premier barrages construit par des civilisations).**
- [7] **Manojlovic (J.), Herment (R.) (1992)**, Perrés au mastic bitumineux pour les digues submersibles, Revue Générale des routes et des aérodromes.
- [8] **Alonso (E.), Poulain (D.) (1994)**, Influence des caractéristiques mécaniques et des pressions interstitielles sur la stabilité des barrages en terre homogènes, journées nationales d'étude AFEID-CFGB « petits barrages », Bordeaux, Cemagref édition.
- [9] **CFG. (1991)**, Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéités par géomembranes, Comité Français des Géosynthétiques, Rueil-Malmaison.
- [10] **Femmam, H (2014)**. thèse de doctorat Analyse numérique de l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des talus. Université Mohamed khider, Biskra.
- [11] **P. Mouroux. (2010)**. « Liquéfaction des sols sous séisme Retours d'expériences anciens et récents Lower San Fernando Dam (1971) »
- [12] **University of California Los Angeles. (2018)** « Failed Sheffield Dam after the earthquake, Santa Barbara, 1925 », UCLA, Library Special Collection, Charles E. Young Research Library
- [13] **P. L. Delliou. (2002)** « Les barrages et le risque sismique ».
- [14] **Le Delliou, P. (2002)**. "Les barrages et le risque sismique". Risques Infos n°13.
- [15] **Kokusho, T. (Ed.). (2009)**. Earthquake Geotechnical Case Histories for Performance-Based Design: ISSMGE TC4 2005-2009 Term Volume. CRC Press.

- [16] **Sasaki, Y., Towhata, I., Miyamoto, K., Shirato, M., Narita, A., Sasaki, T., & Sako, S. (2012).** Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake. *Soils and Foundations*, 52(5), 1016-1032.
- [17] **Sasaki, Y., & Tamura, K. I. (2007, June).** Failure mode of embankments due to recent earthquakes in Japan. In 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (No. 1479).
- [18] **Revue Paralia, (2016), SERRATRICE, Jean François.** Insabilité post-sismique des digues. Une approche en déplacements, Vol. 9.
- [19] **Rapti, I., Lopez-Caballero, F., Modaressi-Farahmand-Razavi, A., Foucault, A., & Voldoire, F. (2018).** Liquefaction analysis and damage evaluation of embankment-type structures. *Acta Geotechnica*, 1-19.
- [20] **Martin W. (2003).** "Aspects sismiques relatifs aux barrages. Commission international des grands barrages"; vingt et unième congrès des grands barrages, Montréal.
- [21] **" Méthodes de calcul sismique pour barrages". (1986).** CIGB(ICOLD), Bulletin 52.
- [22] **Seed, H.B., (1979).** "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock fill dams". *Geotechnique*, Vol.29, No.3.
- [23] **"The lower San Fernando dam".(2007).** Geo-Slope Office, Geo-Slope International Ltd, Calgary, Alberta, Canada.
- [24] **Seed, H.B., Idriss, I.M., Lee, K.L., and Makdissi,F.I., (1975).** "Dynamic analysis of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 9, 1971". *Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, GT*.
- [25] **Seed, H.B., (1979).** "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock fill dams". *Geotechnique*, Vol.29, No.3.
- [26] **Zerfa, F.Z., (1991).** "Contribution a l'analyse du comportement dynamique des barrages en terre". Thèse de Magister, École nationale polytechnique, Département Hydraulique.
- [27] **Madani Ilyas (2015),** Etude de la stabilité à long terme d'un barrage rigide, cas barrage El'Ksob, M'sila mémoire master université Mohamed Boudiaf - m'sila -Algérie.
- [28] **Soulef Mokhtar ahdouga (2017),** ANALYSE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI (Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif) mémoire master université Mohamed Boudiaf - m'sila -Algérie.

- [29] **Meriaux Patrice**, Royet Paul Et Folton Cyril, 2001, Surveillance Entretien Et Diagnostic Des Dignes De Ministere De L'ecologie Et Des Developpement Durable, « Les ruptures des barrage »
- [30] **Koudrey Alaa (2005)**. Stabilité des pentes. Cours, Université Halab Syrie.
- [31] **Lareal P (1980)**. Mécanique de sol, Méthodes d'analyse de la stabilité des talus. Département de Génie Civil et Urbanisme, I.N.S.A, Service Géotechnique, Lyon.
- [32] **Philipponnat G.&Hubert B (2000)**. Fondations et ouvrages en terre. 2ème édition. Editions Eyrolles, France.
- [33] **Seed, H.B., (1979)**. "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock fill dams". Geotechnique, Vol.29, No.3.
- [34] **Seed, H.B., MARTIN. GR. (1966)**. "The seismic coefficient in earth dam design", ASCE Journal of Geotechnical engineering vol. 92, No. SM3.
- [35] **Newmark, N.M. (1965)**. "Effects of earthquakes on dam and embankments". Géotechnique.Vol. 15, NO. 2
- [36] **Leboeuf, D. (1988)**. "Stabilité et liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques ». Thèse de doctorat des Sciences Appliquées, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec. Canada.
- [37] **Darbre, G., Hammer, J., et (2003)**. "Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes". Rapports de l'OFEG, série Eaux, Version 1.2.
- [38] **" Méthodes de calcul sismique pour barrages". (1986)**. CIGB(ICOLD), Bulletin 52
- [39] **Degoutte Gérard & Royet Paul (2005)**. Aide-mémoire de mécanique des sols. Réédition, pp.39-40.
- [40] **Marcel Frenette (1977)**. Ecoulement dans les milieux poreux. Note de cours, Université de Laval, Département de Génie Civil.
- [41] **Cassan Maurice (1994)**. Aide-mémoire d'hydraulique souterraine. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [42] **Schneebeli G (1987)**. Hydraulique souterraine. Editions Eyrolles, Paris.
- [43] **Mallet C & Pacquant J (1951)**. Les barrages en terre. Editions Eyrolles, Paris.
- [44] **Harry R (1968)**. Cedergren.Seepage, Drainage and Flow Nets. John Wiley & Sons.
- [45] **Harr M.E (1962)**. Groundwater and Seepage. Mc GRAW – Hill Book Company, New York.

- [46] **Mathieu P (1987)**. Etude de solutions de drainage de barrage en terre. The Ninth European Conference on soil mechanics and foundation engineering, Dublin.
- [47] **Reynaga Martin Ramirez (2003)**. Internal erosion at “el Batan” Dam. Mexico.Consulting Team National Water Commission.
- [48] **Zomorodian S. M. Ali &Abodollahzadeh S. Mehdi (2010)**, Shiraz University, Shiraz, Iran. Effect of Horizontal Drains on Upstream Slope Stability During Rapid Drawdown Condition. International Journal of Geology, Issue 4, Volume 4.
- [49] **Basu D & Madhav M.R (2000)**. Effet of prefabricated vertical drain clogging on the rate of consolidation, a numerical study. Geosynthetics International,vol.7, N°3, pp.189-
- [50] **Hausman M.R (1996)**. Engineering principales of ground modification. Mc GrawHill, Inc., New York, USA, 632p.
- [51] **Arab R, Gendrin P&Faure Y.H (2002)**. Drainage sous remblai, géocomposite Somtube.Revue Travaux, Paris, pp.23-26.
- [52] **R. BOUCHEMAL (Septembre 2005)**: « Etude de faisabilité d’un petit barrage sur l’oued de Kolla (wilaya de Ain Temouchent) ». Mémoire de fin d’études. (E.N.S.H). Blida.
- [53] **Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (2001)**. (CRAAG).
- [54] **Hadjira Femmam (2014)**. Analyse numérique de l’influence des pressions interstitielles sur la stabilité des talus. Doctorat en sciences à l’Université de Mohamed Khider –Biskra –Algérie.
- [55] **Walid.B ; Fouad.B (2018)**. Analyse de l’effet des infiltrations sur la stabilité d’un barrage en terre. Mémoire de fin d’étude de Master à l’Université Mohamed Boudiaf – M’sila.