

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIC ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

جامعة حسيبة بن بوعلي الشلف



FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

Spécialité: Hydraulique

Option : Ouvrage hydraulique et hydraulique urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE

MASTER

Thème :

Analyse numérique d'un barrage en terre

Stabilité, Infiltration, Séisme et Contrainte/Déformation, Interaction

Présenté par :

Mohamed Mahmoud Dah Sedigh

Mohameden Elbou Mohamed

Dirigé par:

Mr Messoul Abderrahmane

Promotion : 2023/2024

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier ALLAH SWT qui a illuminé notre chemin et qui nous a armé de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail

Tout d'abord, nous remercions sincèrement notre promoteur , Mr Messoul Abderrahmane, pour bien accepter de nous encadrer, ses précieux conseils et son soutien constant tout au long de ce projet. Sa patience et son expertise ont été inestimables pour la réalisation de cette étude.

Nos remerciements vont aux membres du jury pour avoir accepté d'examiner, d'évaluer et d'enrichir ce travail.

Nous souhaitons également remercier l'ensemble du corps professoral et le personnel administratif de l'université de HASSIBA BEN BOUALI-CHLEF pour leur soutien et les ressources mises à notre disposition. Leur leur assistance ont joué un rôle crucial dans l'acquisition des connaissances nécessaires à la réalisation de ce travail.

Merci à tous pour votre contribution à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace 1

À mon père, Mohamed mahmoud

Pour son soutien indéfectible et ses précieux conseils qui m'ont guidé tout au long de ce parcours.

À ma mère, Fatimetou

Pour son amour inconditionnel, sa patience et ses encouragements constants.

À mes deux sœurs, Nessiba et Nejla

Pour leur présence, leur compréhension et leurs encouragements sans faille.

À mon frère, Mouhamedou

Pour son soutien, sa camaraderie et ses encouragements qui m'ont aidé à surmonter les défis.

À mon binôme, Mohameden

Pour sa collaboration, son esprit d'équipe et son dévouement tout au long de notre travail commun.

À tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire

Je vous dédie ce travail avec ma profonde gratitude et mes remerciements les plus sincères.

Mohamed Mahmoud Dah Sedigh

Dédicace 2

Je dédie ce travail

À ma famille, elle qui m'a doté d'une éducation digne son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

Particulièrement à mon père Elbou Mohamed pour le goût à l'effort qu'il a suscité en moi de par sa rigueur

À ma mère Aminetou

De m'avoir soutenu, son amour inconditionnel et pour l'encourager, elle m'a donné la force et la patience d'accomplir ce projet.

À mes sœurs, Mame, Rahma, Zeinbou et Maria

Pour leur présence, leur compréhension et leurs encouragements sans faille.

À mes amis

Pour leur soutien indéfectible, leur amour inconditionnel et leurs encouragements constants qui nous ont donné la force et la détermination nécessaires pour mener à bien ce projet.

À mon binôme Sedigh dahi

Également cela à mon ami grâce à ses efforts, nous avons pu compléter cette mémoire

Je vous dédie ce travail avec ma profonde gratitude et mes remerciements les plus sincères.

Mohameden Elbou Mohamed

الملخص

تقدم هذه الدراسة محاكاة رقمية لسد ترابي، مع التركيز على الاستقرار، والتسرب، والتفاعل بين التربة والبنية باستخدام برنامج GeoStudio.

يقيم التحليل استقرار السد من خلال تحديد عوامل الأمان ويفحص تأثيرات تسرب المياه على ضغط المسام وتشبع التربة. كما يتم تحليل التفاعل بين التربة والبنية لفهم سلوك المواد تحت الأحمال المختلفة. تشير النتائج إلى أن الإزاحات الرأسية تكون في حدها الأقصى في مركز السد، متوافقة مع التوقعات النظرية، وتتناقص باتجاه الأطراف. تسلط هذه الدراسة الضوء على أهمية النمذجة الرقمية في تصميم وصيانة السدود الترابية، مما يوفر رؤى للتنبؤ بالمخاطر المحتملة والتخفيف منها.

الكلمات المفتاحية: تفاعل التربة-الهيكل، المحاكاة الرقمية، السد الترابي، الاستقرار، التسرب

Résumé

Cette étude présente une simulation numérique d'un barrage en terre, se concentrant sur la stabilité, l'infiltration et l'interaction sol-structure à l'aide du logiciel GeoStudio. L'analyse évalue la stabilité du barrage en déterminant les facteurs de sécurité et examine les effets de l'infiltration d'eau sur la pression interstitielle et la saturation du sol. L'interaction sol-structure est également analysée pour comprendre le comportement des matériaux sous différentes charges. Les résultats indiquent des déplacements verticaux maximaux au centre du barrage, conformément aux prédictions théoriques, et décroissent vers les extrémités. Cette étude souligne l'importance de la modélisation numérique dans la conception et la maintenance des barrages en terre, fournissant des connaissances pour prédire et atténuer les risques potentiels.

Les mots clé : Simulation numérique, Barrage en terre, Stabilité, Infiltration, Interaction sol-structure

Abstract

This study presents a numerical simulation of an earth dam, focusing on stability, infiltration, and soil-structure interaction using GeoStudio software. The analysis evaluates the dam's stability by determining safety factors and examines water infiltration effects on pore pressure and soil saturation, we can see also a dynamic movement of the soil using QUAKE software. Soil-structure interaction is also analyzed to understand material behavior under various loads. Results indicate maximum vertical displacements at the dam's center, aligning with theoretical predictions, and decreasing towards the extremities. This study highlights the importance of numerical modeling in the design and maintenance of earth dams, providing insights for predicting and mitigating potential risks.

Keywords: Numerical simulation, Earth dam, Stability, Infiltration, Soil-structure interaction

CHAPITRE I Théorie sur la stabilité et l'infiltration	1
I.1.Introduction	1
I.1.1 Ligne de saturation.....	1
I.1.3 Débit de fuite :	3
I.2.Etude de stabilité du barrage en terre	5
I.2.1 Méthodes de calcul de la stabilité	5
I.3.Conclusion	7
CHAPITRE II Les catastrophes des barrages	8
II .1. introduction	9
II.2. Causes des Ruptures de Barrages.....	9
II.2.1 Facteurs Naturels	9
II.2.2 Facteurs Humains	11
II.3 Effets des Ruptures de Barrages.....	12
II.4.Les principaux accidents de rupture de barrage	14
II.4.1 Rupture du Barrage de Banqiao (1975).....	14
II.4.2 Rupture du Barrage de Vajont (1963)	15
II.4.3 Rupture du Barrage de Malpasset (1959).....	16
II.4.4 Rupture du Barrage de Fergoug en Algérie (1939)	17
II.6 Prévention et Gestion des Risques	18
II.7 Conclusion.....	19
CHAPITRE III Présentation du logiciel Géostudio	20
III.1 INTRODUCTION	21
III.2 Utilisation de GeoStudio pour les Barrages en Terre	21
III.2.1 Traçage de la Ligne de Saturation.....	21
III.2.2 Détermination des Pressions Interstitielles	21
III.2.3 Calcul du Débit de Fuite.....	21
III.3 Utilisation de GeoStudio dans les Études de Terrain.....	22
III.3.1 Collecte de Données de Terrain	22
III.3.2 Validation et Calibrage.....	22
III.3.3 Analyse et Interprétation	22
III.4 Modules de GeoStudio pour l'Analyse Géotechnique	22
III.6. Conclusion	25
CHAPITRE IV Construction par étapes de la digue	26

<i>Par utilisation de SIGMA/W</i>	26
IV.1 Introduction.....	27
IV.2.1 Analyse de déformation	27
IV.2.2 Construction par étapes	28
IV.2.3 Pressions interstitielles excessives	28
IV.2.4 Interactions sol-structure.....	28
IV.2.5 Analyses de consolidation.....	28
IV.3 Notions de base.....	29
IV.4 Placement du remplissage (les étapes) – notre exemple.....	29
IV.5 Résultats et discussions.....	31
IV.5.4 Autres graphes utiles	36
IV.6 Conclusion	37
<i>CHAPITRE V Analyse de l’Infiltration</i>	38
V.1 Analyse en 2 dimensions.....	39
V.1.1 Introduction.....	39
V.1.2 Simulation numérique	39
V.1.3 Résultats et Discussions :	42
V.1.3.1 : Contours	42
V.1.3.2 : Courbes dans différents emplacements	43
V.2 Drainage par Puits (Analyse plan)	47
V.2.1 Introduction.....	47
V.2.2 Simulation numérique	47
V.2.3 Résultats et Discussions	50
V.2.3.1 Les emplacements où visualiser les graphismes	50
V.2.3.2 Contours et graphes:.....	53
V.3 Conclusion	56
<i>CHAPITRE VI Analyse de la stabilité</i>	57
1 ^{ère} partie : SLOPE avec SEEP comme parent	58
VI.1.1 Introduction.....	58
VI.1.2 Simulation numérique.....	59
VI.1.3 Résultats et Discussion	60
VI.1.3.1 Après construction du barrage	60
VI.1.3.2 Avec vidange instantanée.....	64
VI.1.4 Analyse de la stabilité du barrage pendant la vidange couplée en fonction du temps (5 jours).....	67

VI.1.4.1 Introduction :	67
VI.1.4.2 Résultats et discussions :	69
VI.1.4.3 Graphes et tableaux des facteurs de sécurités :	73
A. Méthode de Bishop	73
B. Méthode de Janbu	74
C. Méthode Ordinaire - Fellenius	75
D. Méthode de Mogenstern Price	75
VI.1.5 Conclusion	77
2 ^{ème} partie : SLOPE avec SIGMA comme parent	77
VI.2.1 Introduction	77
VI.2.2 Résultats et discussions:	79
VI.2.2.1 Graphes et tableaux des coefficients de sécurité critiques :	80
VI.2.2.2 Tableaux récapitulatifs des coefficients de sécurité	83
VI.3 Comparaison entre facteurs de sécurité critiques pour les deux cas SLOPE avec SEEP et SLOPE avec SIGMA au cas du régime permanent et transitoire (comparaison) - Talus amont seulement	84
VI.3.1 Facteurs de sécurité	84
VI.3.2 Courbes de la pression interstitielle – Pression d’eau	85
CHAPITRE VII ÉVALUATION DE LA STABILITE SISMIQUE D'UN BARRAGE	87
VII.1 Introduction	88
VII.2 Simulation numérique	88
VII.3 Résultats et discussions	93
VII.4 Résumé et conclusion	97
Conclusion Générale	98
Références Bibliographiques	101

CHAPITRE I

Figure I.1: Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable	2
Figure I.2: Cas d'un drain horizontal	2
Figure I.3: Cas d'un drain vertical	2
Figure I.4: Ligne de saturation d'un barrage à noyau	3
Figure I.5: Réseau d'écoulement	4
Figure I.6: Glissement de terrain	5
Figure I.7: Schéma statique de la tranche	6

CHAPITRE II

Figure II. 1: Barrage de Banqiao (1975)	15
Figure II. 2: Barrage de Vajont (1963)	16
Figure II. 3: Barrage de Malpasset (1959)	17
Figure II. 4: Barrage de Fergoug en Algérie (1939)	18

CHAPITRE IV

Figure IV. 1: Illustration du placement du remblai par étapes	30
Figure IV. 2: Arborescence des analyses	30
Figure IV. 3: Configuration de la première, deuxième et troisième analyse.	31
Figure IV. 4: Emplacement horizontal (pour les graphes).....	32
Figure IV. 5: Emplacement vertical (pour les graphes).....	32
Figure IV. 6: Déplacements en y après construction (toutes les couches).....	32
Figure IV. 7: Déplacements en y après la 1 ^{ère} couche	33
Figure IV. 8: Déplacements en y après la 8 ^{ème} couche.....	33
Figure IV. 9: Contraintes totales après construction (toutes les couches)	34
Figure IV. 10: Contraintes totales après construction (1 ^{ère} couche)	34
Figure IV. 11: Contraintes totales après construction (8 ^{ème} couche)	34
Figure IV. 12: Contraintes de cisaillement après construction	35
Figure IV. 13: Contraintes de cisaillement après 1 ^{ère} couche	36
Figure IV. 14: Contraintes de cisaillement après 8 ^{ème} couche	36
Figure IV. 15: Contraintes totales en x vs distance après construction	36
Figure IV. 16: Déformations en x vs y	36
Figure IV. 17: Charge interstitielle vs y.....	36
Figure IV. 18: Charge interstitielle vs x.....	36

CHAPITRE V

Figure V. 1: Schéma général du profil du barrage.....	39
Figure V. 2: Les Fonctions hydrauliques (conductivité hydraulique et teneur en eau)	40
Figure V. 3: Affectation des matériaux (conductivité hydraulique et teneur en eau).....	40
Figure V. 4: Fenêtre des propriétés des matériaux pour le modèle saturé-insaturé.....	40
Figure V. 5: Affinement du maillage dans la fenêtre Propriétés du maillage.....	42
Figure V. 6: Niveau d'eau dans le réservoir	42
Figure V. 7: Conditions pour une limite de face d'infiltration potentiel	42
Figure V. 8: Affectation des conditions aux limites	42
Figure V. 9: Charge totale d'eau.....	42
Figure V. 10: Pression d'eau.....	43

Figure V. 11: Flux d'eau.....	43
Figure V. 12: Premier emplacement – avant le noyau.....	43
Figure V. 13: charge totale d'eau –emplacement 1	44
Figure V. 14: Pression d'eau – emplacement 1	44
Figure V. 15: flux d'eau-emplacement 1	44
Figure V. 16: Charge totale d'eau –emplacement 2	45
Figure V. 17: Pression d'eau – emplacement 2	45
Figure V. 18: Flux d'eau - emplacement 2	45
Figure V. 19: Troisième emplacement – après le noyau	45
Figure V. 20: Charge totale d'eau -emplacement 3	46
Figure V. 21: Pression d'eau – emplacement 3	46
Figure V. 22: Flux d'eau –emplacement 3.....	46
Figure V. 23: Position de la ligne piézométrique avec drain ligne et drain point.....	46
Figure V. 24: Schéma du problème avec la configuration de la vue en plan de SEEP/W.	48
Figure V. 25: Génération du maillage.....	48
Figure V. 26: Boîte de dialogue de la vue en plan pour la génération de l'épaisseur du maillage en fondation	49
Figure V. 27: Emplacement à droite et à gauche de la ligne au pied du talus	50
Figure V. 28: Débit à gauche et à droite de la ligne - sans puits	51
Figure V. 29: Débit à gauche et à droite de la ligne – puits espacés de 40m	51
Figure V. 30: Débit à gauche et à droite de la ligne – puits espacés de 20m	51
Figure V. 31: Débit à gauche et à droite de la ligne – puits espacés de 10m	51
Figure V. 32: Débit à gauche et à droite de la ligne – puits espacés de 5m	52
Figure V. 33: Débit à gauche et à droite de la ligne – tranchée.....	52
Figure V. 34: Charge totale d'eau.....	53
Figure V. 35: Pression d'eau.....	53
Figure V. 36: Flux d'eau.....	54
Figure V. 37: Vecteurs du flux d'eau.....	54
Figure V. 38: Les chemins d'écoulement	54
Figure V. 39: Emplacement entre 2 puits et en haut près du puit d'extrémité	55
Figure V. 40: Profils de pressions interstitielles avec un espacement de 40 m	55
Figure V. 41: Profils de pressions interstitielles avec un espacement de 5 m.	55

CHAPITRE VI

Figure VI. 1: Type d'analyse et définition de la surface de glissement	59
Figure VI. 2: Fonction du temps	59
Figure VI. 3: Boîte de dialogue de la surface de glissement d'entrée et de sortie	60
Figure VI. 4: Conditions aux limites - après construction - talus amont et aval.....	60
Figure VI. 5: Vidange instantanée avec ligne piézométrique	60
Figure VI. 6: Coefficient de sécurité du talus amont après construction.....	61
Figure VI. 7: Coefficient de sécurité du talus amont après construction.....	61
Figure VI. 8: Graphique du coefficient de sécurité par rapport à lambda pour la surface de glissement critique	62

Figure VI. 9: Détails des forces de tranche et diagramme du corps libre (après construction).	63
Figure VI. 10: contraintes effectives et totales talus amont (après construction)	63
Figure VI. 11: contraintes effectives et totales - talus amont (après construction)	64
Figure VI. 12: Coefficient de sécurité du talus amont (vidange instantanée)	64
Figure VI. 13: Coefficient de sécurité du talus aval (vidange instantanée)	65
Figure VI. 14: Détails des forces de tranche (N 23 comme exemple) et diagramme de corps libre (vidange instantanée)	65
Figure VI. 15: Contraintes effectives, totales et pression interstitielle, talus amont (vidange instantanée)	66
Figure VI. 16: Contraintes totale et pression interstitielle, talus aval (vidange instantanée)	66
Figure VI. 17: Coupe transversale de notre domaine d'étude.	68
Figure VI. 18: Arbre des analyses à exécuter	68
Figure VI. 19: Coefficient de sécurité du talus amont - méthode Morgenstern Price (réservoir plein)	69
Figure VI. 20: Coefficient de sécurité du talus aval (réservoir plein)	69
Figure VI. 21: Détails des forces de tranche et diagramme de corps libre (réservoir plein)	70
Figure VI. 22: Contraintes effective, totale et pression interstitielle, talus amont (réservoir plein)	70
Figure VI. 23: contraintes effective, totale et pression interstitielle, talus aval (réservoir plein)	71
Figure VI. 24: Lignes piézométriques pendant le temps de la vidange	71
Figure VI. 25: Coefficient de sécurité en fonction du temps, talus amont – Méthode Ordinaire	72
Figure VI. 26: Coefficient de sécurité en fonction du temps, talus aval – Méthode Ordinaire	72
Figure VI. 27: Surface de glissement 394-amont et 63-aval (spencer)	73
Figure VI. 28: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (spencer)	73
Figure VI. 29: Surface de glissement 394-amont et 63-aval (Bishop)	73
Figure VI. 30: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (Bishop)	74
Figure VI. 31: Surface de glissement 393-amont et 64-aval (Janbu)	74
Figure VI. 32: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (Janbu)	74
Figure VI. 33: Surface de glissement 396-amont et 64-aval (ordinaire)	75
Figure VI. 34: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (Ordinaire)	75
Figure VI. 35: Surface de glissement 394-amont et 63-aval (M.price)	75
Figure VI. 36: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (M.price)	76
Figure VI. 37: arbre d'analyse	77
Figure VI. 38: configuration du temps	78
Figure VI. 39: Conditions aux limites dans le cas du régime permanent (réservoir plein)	78
Figure VI. 40: Conditions aux limites dans le cas du régime permanent (réservoir plein)	78
Figure VI. 41: fonction du temps	78
Figure VI. 42: Coefficient de sécurité des talus amont– Après 04 jours de vidange (un exemple)	79
Figure VI. 43: Coefficient de sécurité des talus aval – Après 04 jours de vidange (un exemple)	79

Figure VI. 44: Surface de glissement 178-amont et 44-aval (spencer).....	80
Figure VI. 45: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (spencer).....	80
Figure VI. 46: Surface de glissement 178-amont et 44-aval (Bishop)	80
Figure VI. 47: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (Bishop).....	81
Figure VI. 48: Surface de glissement 178-amont et 44-aval (Janbu)	81
Figure VI. 49: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (Janbu).....	81
Figure VI. 50: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (Ordinaire).....	82
Figure VI. 51: Surface de glissement 178-amont et 44-aval (M.price)	82
Figure VI. 52: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (M.price)	82
Figure VI. 53: pression interstitielle amont et aval a l'état transitoire (SLOPE avec SEEP).85	
Figure VI. 54: pression interstitielle amont et aval a l'état transitoire (SLOPE avec SIGMA)	
.....	86
Figure VI. 55: pression interstitielle amont et aval a l'état permanent (SLOPE avec SIGMA)	
.....	86
Figure VI. 56: pression interstitielle amont et aval a l'état permanent (SLOPE avec SIGMA)	
.....	86

CHAPITRE VII

Figure VII. 1: la configuration du problème	88
Figure VII. 2: Accélérogrammes (horizontal)	89
Figure VII. 3: Maillage du domaine	90
Figure VII. 4: Analyse dynamique et analyse parente	90
Figure VII. 5: Conditions aux limites pour l'analyse dynamique	91
Figure VII. 6: Les deux ''points de l'historique''	91
Figure VII. 7: La fonction de pression d'eau interstitielle.....	92
Figure VII. 8: La fonction du nombre cyclique	92
Figure VII. 9: Contraintes totales.....	93
Figure VII. 10: Contraintes effectives	93
Figure VII. 11: Comparaison entre la crête et le bas de l'accélération sismique horizontale..	94
Figure VII. 12: Profils du déplacement latéral absolu à la ligne centrale de la digue	95
Figure VII. 13: Profils du déplacement latéral relatif à la ligne centrale de la digue	95
Figure VII. 14: Quelques profils des déplacements à chaque pas de temps (0.2 s).....	95
Figure VII. 15: Déplacements relatifs d'un maillage déformé à 0.2s	96
Figure VII. 16: déplacements relatifs d'un maillage déformé à 1.2s	96
Figure VII. 17: Déplacements relatifs d'un maillage déformé à 1.68s	96
Figure VII. 18: Déplacements relatifs d'un maillage déformé à 5.2s	96
Figure VII. 19: Rapport de contraintes cycliques - zones de liquéfactions potentielles.....	97

Tableau 1: Débits traversant la fondation dans les différents cas de figure.....	52
Tableau 2: Facteurs de sécurité au cas du barrage vide (après construction).....	62
Tableau 3: Facteurs de sécurité au cas du vidange instantanée	65
Tableau 4: Facteurs de sécurité au cas du régime permanent (réservoir plein).....	69
Tableau 5: Facteurs de sécurité au cas du régime permanent	76
Tableau 6: Facteurs de sécurité au cas du régime transitoire.....	76
Tableau 7: Facteurs de sécurité au cas du régime permanent (SLOPE avec SEEP)	83
Tableau 8: Facteurs de sécurité au cas du régime permanent (SLOPE avec SIGMA).....	83
Tableau 9: Facteurs de sécurité (SLOPE avec SEEP)	83
Tableau 10: Facteurs de sécurité (SLOPE avec SIGMA).....	84
Tableau 11: Comparaison entre F_s pour SLOPE avec SEEP et SLOPE avec SIGMA Régime Permanent	84
Tableau 12: Comparaison entre F_s pour SLOPE avec SEEP et SLOPE avec SIGMA Régime Transitoire	85

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les barrages en terre sont des infrastructures essentielles pour la gestion de l'eau, la production d'énergie hydroélectrique, l'irrigation agricole et la protection contre les inondations. Leur conception et leur construction reposent sur des principes géotechniques complexes, visant à garantir leur stabilité et leur durabilité. La sécurité de ces structures est d'une importance capitale, car une défaillance peut entraîner des conséquences catastrophiques pour les populations et l'environnement en aval.

Plusieurs problèmes techniques se posent avec les barrages en terre, tels que la stabilité des talus, l'infiltration d'eau et l'interaction entre les matériaux du barrage et le sol de fondation. Différents éléments influencent la stabilité, comme la saturation des sols, les charges appliquées et les caractéristiques géotechniques des matériaux employés. De son côté, la présence d'eau peut avoir un impact sur la résistance des matériaux et la pression interstitielle, ce qui accroît le risque de glissement. Il est également essentiel d'analyser l'interaction entre le sol et la structure afin d'évaluer le comportement global du barrage dans diverses conditions de chargement.

Ce mémoire vise à réaliser une étude numérique globale d'un barrage en terre, en se concentrant sur trois aspects principaux : la stabilité, l'infiltration et l'interaction sol-structure tout en combinant ces trois derniers avec le seisme.

Les objectifs spécifiques de cette étude sont :

1. **Évaluer la stabilité des pentes du barrage** : Analyser les conditions de stabilité sous différentes hypothèses de chargement et de conditions hydrauliques.
2. **Étudier l'infiltration d'eau à travers le barrage** : Modéliser les flux d'eau pour comprendre les effets de la pression interstitielle et de la saturation des sols.
3. **Analyser l'interaction sol-structure** : Comprendre comment les matériaux du barrage interagissent avec le sol de fondation et évaluer les impacts sur la performance globale de la structure.
4. Ainsi que le mouvement et le déplacement de notre structure sous l'action des forces sismiques.

Pour atteindre ces objectifs, nous utiliserons le logiciel **GeoStudio**, un outil puissant et polyvalent pour la modélisation géotechnique. GeoStudio offre une suite de modules permettant de traiter différents aspects de l'ingénierie des sols, notamment :

- **SLOPE/W** : Pour l'analyse de la stabilité des pentes.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

- **SEEP/W** : Pour la modélisation des écoulements d'eau et l'infiltration.
- **SIGMA/W** : Pour l'analyse des contraintes et déformations, et l'interaction sol-structure.
- **Quake/W** : pour l'analyse de la dynamique de la structure.

Les étapes méthodologiques de cette étude comprendront :

1. **Collecte et analyse des données géotechniques** : Caractérisation des matériaux utilisés pour le barrage et le sol de fondation.
2. **Modélisation numérique** : Utilisation de GeoStudio pour créer des modèles numériques du barrage et simuler les différents scénarios.
3. **Interprétation des résultats** : Analyse des résultats obtenus pour tirer des conclusions sur la stabilité, l'infiltration, l'interaction sol-structure ainsi que l'effet des tremblements de terre.

Cette étude apportera des éclairages nouveaux sur la conception et la gestion des barrages en terre, en utilisant des outils numériques avancés pour assurer leur sécurité et leur durabilité.

CHAPITRE I
Théorie sur la
stabilité et
l'infiltration

I.1.Introduction

L'infiltration à travers le corps d'un barrage en terre cause une perte d'eau dans la retenue et un risque d'instabilité dans la digue. L'étude de ce phénomène a pour but de déterminer

- La Ligne de saturation : La ligne de saturation est une ligne suivant laquelle la pression à l'intérieur du massif est égale à la pression atmosphérique, elle sépare la zone humide de la zone sèche.
- Les pressions interstitielles :Elles peuvent être déterminées à partir du tracé d'un réseau de lignes équipotentiels (les lignes équipotentiels sont des lignes fictives d'égale pression).
- Le Débit de fuite :Ce débit de percolation est un indice de fonctionnement de l'ouvrage, il doit être calculé et contrôlé en continu.[1]

I.1.1 Ligne de saturation

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

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

courant. Il est juste important de respecter quelques règles de distribution des lignes :

- Le parement amont est une équipotentielle.
- La ligne de saturation est une ligne de courant.
- La fondation est une ligne de courant (cas fondation imperméable).
- La pression hydraulique étant nulle sur la courbe de saturation, le potentiel en un point de cette ligne est due uniquement à la cote de ce point.
- Les équipotentiels sont perpendiculaires aux lignes de courant.

Kozeny a montré que, dans un barrage en terre homogène et isotrope non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage .[1]

L'équation de cette parabole s'écrit :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \text{ Avec : } Y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d$$

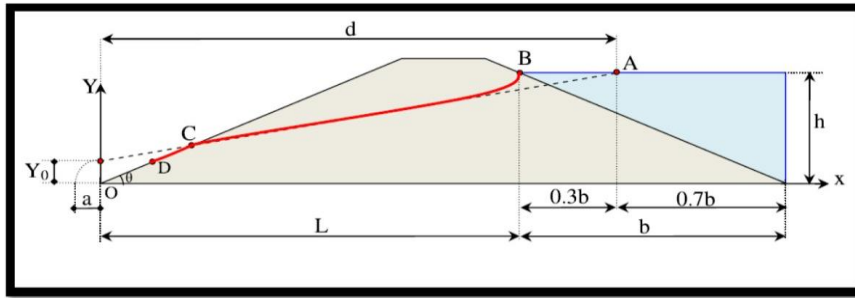


Figure I.1: Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable [1]

I.1.2.1 Ligne de saturation pour un barrage homogène avec drain :

En général, les barrages en terre sont munis de drain pour rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du barrage.

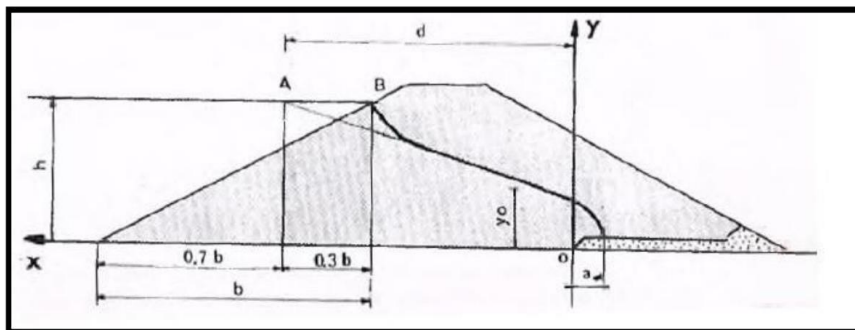


Figure I.2: Cas d'un drain horizontal [1]

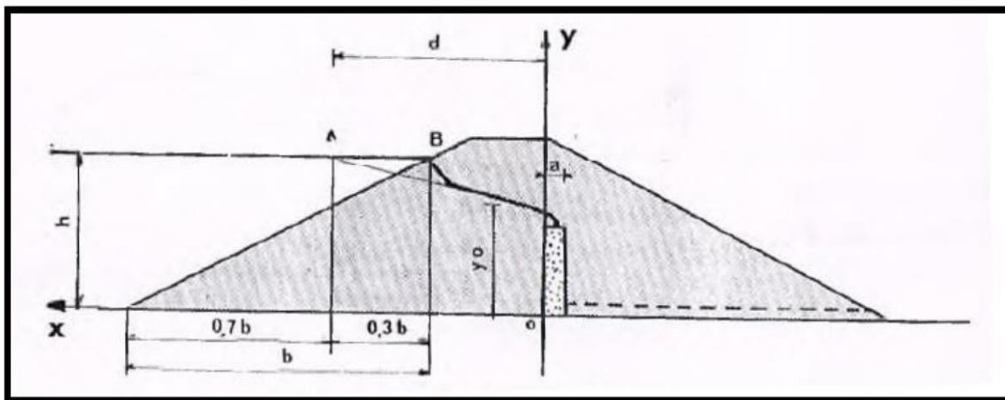


Figure I.3: Cas d'un drain vertical [1]

I.1.2.2 Ligne de saturation pour un barrage à noyau sur fondation imperméable :

Cette ligne est une représentation approximative de la réalité, mais est suffisante pour notre étude. Quoi qu'il arrive après en sortie de noyau, la construction de drains est obligatoire sur chaque face. Ces filtres permettent de garder l'intégrité du noyau en interdisant le lessivage des matériaux.

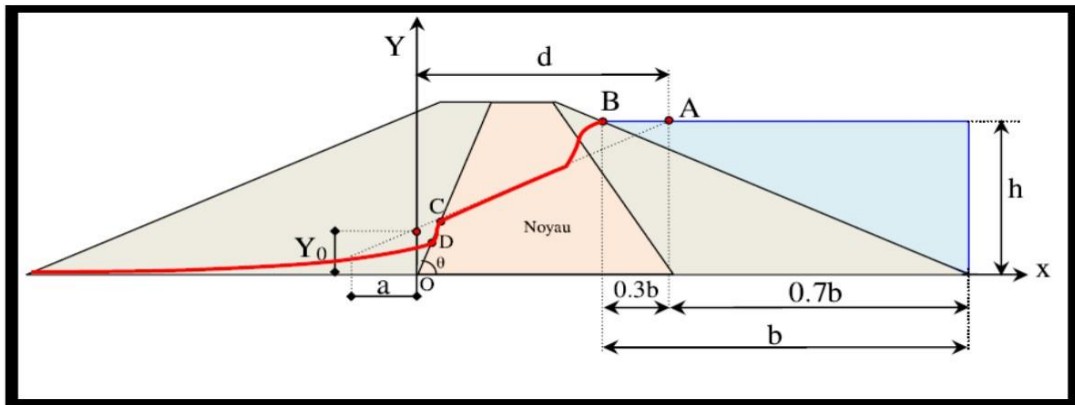


Figure I.4: Ligne de saturation d'un barrage à noyau [1]

I.1.3 Débit de fuite :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY par la formule suivante :

$$q = K \cdot I \cdot S$$

Avec :

q : Débit de fuite en ($m^3/s/ml$).

I : Gradient hydraulique adimensionnel.

S : Section mouillée sur le parement aval du barrage (m). K : Coefficient de perméabilité (m/s).

Dans le cas de l'écoulement parabolique, la section S est estimée par l'ordonnée y de la ligne phréatique et le gradient hydraulique I par sa pente dy/dx

donc : $q = K \cdot y \cdot dy/dx$, cela nous donne :

$$q = K \cdot Y_0 \quad (\text{Eq III 4})$$

$$q = K \cdot (\sqrt{h^2 + d^2} - d)$$

Le débit total à travers le barrage est :

$$Q = q \cdot 2 \cdot L$$

L : largeur de la digue . [1]

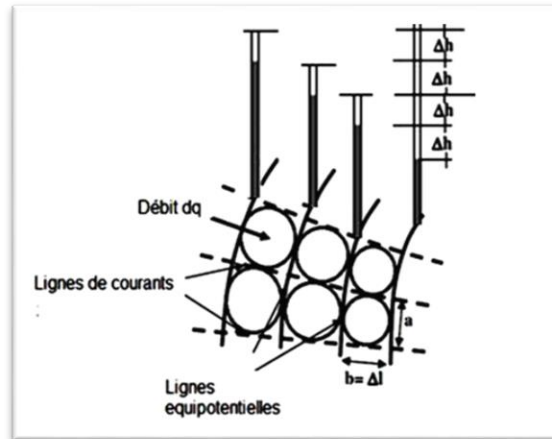


Figure I.5: Réseau d'écoulement [1]

I.1.3.1. Description des fuites dans les ouvrages en remblai

Par la suite, on appellera fuite tout écoulement à travers un ouvrage hydraulique.

Les causes de fuites peuvent être multiples :

- Perméabilité naturelle de l'ouvrage,
- Défauts des joints,
- Fissuration des appuis,
- Infiltrations et phénomènes d'érosion interne et externe sur les barrages en remblai. [2]

I.1.3.2 Description de la fuite à l'amont

Les points d'infiltration amont, aussi appelés points d'entonnement, ne sont pas évidents à repérer. La première difficulté est d'ordre pratique : le parement amont est noyé donc les désordres ne sont pas facilement visibles.

Lorsqu'un ouvrage en remblai présente des fuites qui exigent des réparations, souvent les travaux ne visent pas directement la cause, trop difficile à cerner, mais ont pour but de barrer les chemins d'écoulement.

I.1.3.3 Description de la fuite à l'aval

La mesure de débit caractérise l'intensité de la fuite. Si la fuite peut être collectée, deux techniques peuvent être utilisées : les mesures à la capacité, les mesures à l'aide d'un seuil. Les mesures de débit à la capacité consiste à remplir un volume d'eau dans un temps donné pour obtenir une évaluation du débit. [2]

Le débit peut être mesuré à partir d'un seuil. La donnée mesurée est la hauteur d'eau au-dessus du seuil. Cette grandeur est directement en lien avec le débit. Ce type de méthode est adaptée aux fuites localisées et dont le débit est suffisamment important.

I.2. Etude de stabilité du barrage en terre

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse

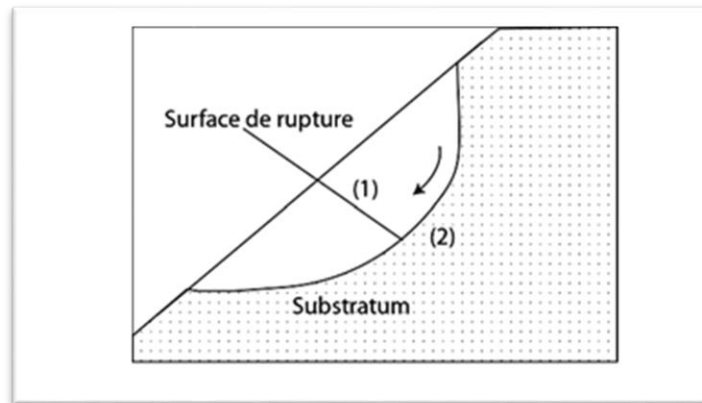


Figure I.6: Glissement de terrain [2]

I.2.1 Méthodes de calcul de la stabilité

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

Les méthodes des éléments finis.

Les méthodes des abaques.

Pour les méthodes sur l'équilibre limite. La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

-Ou bien on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est ; la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ.....). Ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP...).[3]

A) Méthodes des tranches :

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes.

Toutes les méthodes d'équilibre limite supposent que le corps du sol au-dessus de la surface de glissement est subdivisé en blocs (les plans de division entre les blocs sont toujours verticaux). [2]

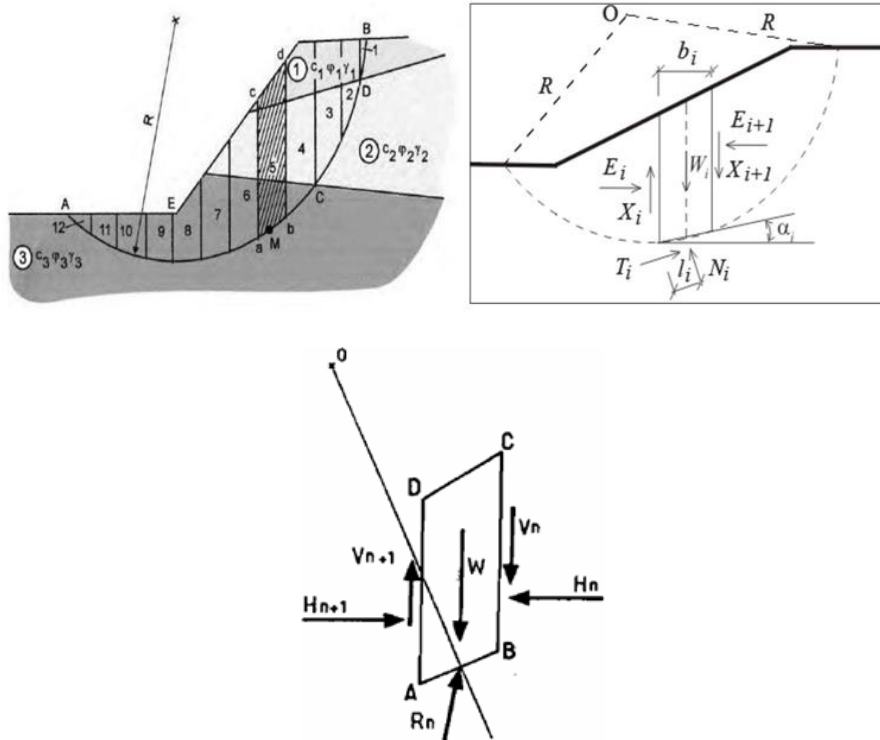


Figure I.7: Schéma statique de la tranche [2]

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- Son poids $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts

verticaux V_n et V_{n+1}
$$M = \sum W_i \cdot a_i$$

L'angle entre une ligne prolongée à partir du centre du cercle au centre de la base de la tranche et une ligne verticale est aussi égal à l'angle α_i . Ainsi, le bras de levier est exprimée par: $a_i = r \cdot \sin \alpha_i$ Et le moment moteur exprimé dans la relation [2]

$$M = r \cdot \sum W_i \sin \alpha_i$$

devient Le moment résistant de toutes les tranches est:

$$M_r = \sum r \cdot T_i = r \sum T_i$$

B) Méthode de Fellenius / Petterson (1955)

La méthode la plus simple des tranches suppose seulement l'équation d'équilibre du moment global écrite par rapport au centre de la surface de glissement. Les forces de cisaillement et forces normales entre les blocs X_i et E_i sont négligées. Le facteur de sécurité FS découle directement de l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\sum(W_i \sin \alpha_i)}{\sum [c \cdot l + (N - u \cdot l) \cdot \tan \varphi]}$$

Avec :

- W_i : le poids de la tranche
- N_i : la composante normale
- u_i : la composante interstitielle due à l'eau
- c, φ : valeurs effectives des paramètres du sol
- α_i : inclinaison du segment de la surface de glissement

C) Méthode de Bishop (1955) :

La méthode de Bishop simplifiée suppose que les forces X_i entre les blocs sont nulles. La méthode est basée sur la satisfaction de l'équation d'équilibre des moments et de l'équation de l'équilibre des forces verticales. Le facteur de sécurité FS se retrouve par une itération successive de l'expression suivante

$$F_s = \frac{1}{\sum(W_i \sin \alpha_i)} \times \sum (c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi_i) \times \cos \alpha + \tan \varphi_i \cdot \sin \alpha_i$$

Avec :

- W_i : Le poids de la tranche.
- N_i : La composante normale.
- u_i : La composante interstitielle due à l'eau.
- c_i, φ_i : Valeurs effectives des paramètres du sol
- α_i : Inclinaison de l'arc de la tranche
- b_i : Largeur horizontale de la tranche [2]

I.3. Conclusion

En conclusion, on note que l'infiltration des eaux à travers le corps du barrage ou sa fondation, est un phénomène qui est dû au gradient hydraulique et au coefficient de perméabilité. L'écoulement gravitaire de ces filets d'eaux entraînant avec lui les particules fines du sol. Ainsi, sous l'effet de pression elle forme un petit tunnel qui est dévastateur pour l'ouvrage et un danger pour sa stabilité.[1]

CHAPITRE II

Les catastrophes des barrages

II .1. INTRODUCTION

Les barrages jouent un rôle crucial dans la gestion des ressources en eau, la production d'énergie hydroélectrique, l'irrigation et la protection contre les inondations. Cependant, lorsqu'un barrage échoue, les conséquences peuvent être catastrophiques pour les communautés en aval, les infrastructures et l'environnement. Les catastrophes des barrages, bien que relativement rares, se distinguent par leur potentiel de destruction massive et leurs impacts à long terme.

Les barrages sont des infrastructures vitales pour de nombreuses sociétés modernes :

- **Régulation de l'eau** : Ils permettent de contrôler les flux d'eau, réduisant les risques d'inondations et garantissant l'approvisionnement en eau potable.[4]
- **Énergie** : De nombreux barrages produisent de l'électricité, constituant une source d'énergie renouvelable essentielle.
- **Irrigation** : Ils fournissent l'eau nécessaire à l'agriculture, soutenant la production alimentaire. .
- **Loisirs et Navigation** : Les barrages créent des réservoirs utilisés pour les activités récréatives et la navigation. . [5]

II.2. Causes des Ruptures de Barrages

II.2.1 Facteurs Naturels

Les ruptures de barrages peuvent être causées par divers facteurs naturels qui compromettent leur intégrité structurelle et fonctionnelle. Voici les principaux facteurs naturels contribuant aux ruptures de barrages :

II.2.1.1 Précipitations Excessives et Inondations

- **Pluies Torrentielles** : De fortes précipitations peuvent rapidement augmenter le niveau d'eau dans le réservoir, dépassant la capacité du barrage à contrôler le débit.
- **Inondations** : Les inondations causées par des événements météorologiques extrêmes comme des ouragans, des typhons ou des tempêtes tropicales peuvent exercer une pression excessive sur la structure du barrage. [8]

II.2.1.2 Séismes et Activité Sismique

- **Tremblements de Terre** : Les séismes peuvent provoquer des fissures et des déplacements dans la structure du barrage ou dans ses fondations, menant à une défaillance.
- **Secousses Sismiques** : Les secousses peuvent affaiblir les matériaux de construction et provoquer des glissements de terrain en amont ou en aval du barrage. [6]

II.2.1.3 Glissements de Terrain et Érosion

- **Glissements de Terrain** : Les mouvements de masse, comme les glissements de terrain, peuvent déplacer de grandes quantités de terre et de roche, endommageant le barrage ou bloquant les déversoirs.
- **Érosion des Fondations** : L'érosion causée par les flux d'eau, particulièrement lors des crues, peut affaiblir les fondations du barrage. [7]

II.2.1.4 Variations de Température et Gel-Dégel

- **Expansion et Contraction** : Les cycles de gel et dégel peuvent provoquer l'expansion et la contraction des matériaux de construction, entraînant des fissures et des faiblesses structurelles.
- **Formation de Glace** : La formation de glace sur les composants du barrage peut augmenter la pression et endommager les structures en béton ou en métal. [8]

II.2.1.5 Sédimentation Excessive

- **Accumulation de Sédiments** : La sédimentation excessive dans le réservoir réduit la capacité de stockage du barrage et peut affecter les opérations de contrôle des crues.
- **Pression sur la Structure** : Les sédiments accumulés peuvent exercer une pression supplémentaire sur la structure du barrage et compromettre sa stabilité. [4]

II. 2.1.6 Dérive de Débris et Blocages

- **Débris Flottants** : Les débris comme les troncs d'arbres et les rochers peuvent s'accumuler et bloquer les déversoirs ou les prises d'eau, empêchant le fonctionnement correct du barrage.
- **Blocages des Déversoirs** : Les blocages peuvent entraîner une augmentation rapide du niveau de l'eau dans le réservoir et une surcharge de la structure. [6]

II.2.1.7 Facteurs Géologiques

- **Conditions Géologiques Instables** : La construction sur des terrains géologiquement instables, comme des zones de failles ou des sols meubles, peut augmenter les risques de rupture.
- **Activité Volcanique** : Les éruptions volcaniques et les mouvements de magma peuvent affecter la stabilité des barrages situés à proximité de volcans actifs. [7]

II.2.2 Facteurs Humains

Les ruptures de barrages peuvent être attribuées à une combinaison de facteurs naturels et humains. Parmi les facteurs humains, les erreurs de conception, de construction, de maintenance et de gestion sont souvent les plus déterminants. Voici un examen détaillé des principales causes humaines des ruptures de barrages :

II.2.2.1 Erreurs de Conception

- **Sous-estimation des charges** : Les ingénieurs peuvent sous-estimer les charges hydrauliques et sismiques auxquelles le barrage sera exposé.
- **Mauvaise analyse géologique** : Une évaluation incorrecte de la stabilité des fondations et des versants peut conduire à des conceptions inadéquates.
- **Conception insuffisante** : Des conceptions inappropriées pour les conditions locales, comme les barrages conçus pour des régimes de précipitations inférieurs à ceux réellement observés, peuvent être une cause majeure. [5]

II.2.2.2 Défauts de Construction

- **Qualité des matériaux** : L'utilisation de matériaux de mauvaise qualité ou non conformes aux spécifications peut compromettre l'intégrité structurelle du barrage.
- **Techniques de construction** : Des méthodes de construction incorrectes ou négligentes, telles que le compactage insuffisant des matériaux de remblais, peuvent affaiblir la structure.
- **Non-respect des normes** : Le non-respect des normes et des procédures de construction peut conduire à des défauts structurels critiques. [6]

II.2.2.3 Maintenance et Surveillance Insuffisantes

- **Manque d'entretien** : L'absence de maintenance régulière peut entraîner la dégradation des composantes clés du barrage, comme les vannes, les conduites de vidange, et les systèmes de drainage.
- **Défauts de surveillance** : Un suivi inadéquat des indicateurs de sécurité, tels que les fissures, les déformations et les infiltrations d'eau, peut laisser des problèmes non détectés jusqu'à ce qu'il soit trop tard.

- **Vieillessement** : Le vieillissement des matériaux et des structures sans mesures correctives adéquates peut mener à des faiblesses critiques. [4]

II.2.2.4 Gestion et Exploitation Inadéquates

- **Gestion des réservoirs** : Une mauvaise gestion des niveaux d'eau peut provoquer des situations dangereuses, comme le surremplissage du réservoir.
- **Planification des crues** : L'absence de plans d'urgence adéquats pour gérer les crues exceptionnelles peut aggraver les risques de rupture.
- **Réponses aux signaux d'alerte** : L'ignorance ou la mauvaise interprétation des signes avant-coureurs de défaillance (comme les débits d'infiltration anormaux ou les mouvements du sol) peut entraîner une réaction tardive ou inappropriée. [4]

II.2.2.5 Facteurs Organisationnels et Réglementaires

- **Manque de formation** : Le personnel non formé ou insuffisamment qualifié pour surveiller et gérer les barrages peut être un facteur de risque.
- **Réglementations insuffisantes** : Des normes de construction et de sécurité inadéquates ou mal appliquées peuvent permettre des pratiques risquées.
- **Problèmes de communication** : Une mauvaise communication entre les différentes parties prenantes, comme les ingénieurs, les gestionnaires de barrage et les autorités locales, peut entraîner des erreurs de jugement et des retards dans la prise de décision. [6]

II.3 Effets des Ruptures de Barrages

Les ruptures de barrages peuvent avoir des effets dévastateurs sur les communautés locales, les infrastructures, et l'environnement. Voici une analyse détaillée des divers impacts :

II.3.1 Effets Humains

- **Pertes de vies humaines** : Les inondations soudaines et massives causées par une rupture de barrage peuvent entraîner un nombre élevé de décès parmi les populations en aval. Par exemple, la rupture du barrage de Banqiao en Chine en 1975 a causé environ 26 000 décès immédiats.
- **Blessures et traumatismes** : Les survivants peuvent subir des blessures graves et des traumatismes psychologiques à long terme.
- **Déplacements forcés** : Les inondations peuvent rendre les zones habitables impropres à la vie, obligeant les populations locales à se déplacer, souvent de manière permanente. [4]

II.3.2 Effets Matériels et Économiques

- **Destruction des infrastructures** : Les routes, les ponts, les lignes de chemin de fer, et les bâtiments peuvent être gravement endommagés ou détruits. Par exemple, la rupture du barrage de Vajont en Italie en 1963 a rasé plusieurs villages.
- **Pertes économiques** : Les pertes économiques directes incluent la destruction des biens, tandis que les pertes indirectes englobent la perturbation des activités économiques, la reconstruction coûteuse, et la perte de productivité.
- **Coûts de reconstruction** : La réparation et la reconstruction des infrastructures endommagées exigent des investissements substantiels en temps et en ressources. [5]

II.3.3 Effets Sociaux et Psychologiques

- **Impact sur les communautés** : Les communautés locales peuvent être profondément perturbées par la perte de membres de la famille, de voisins et d'amis. Les réseaux sociaux et les structures communautaires peuvent être déstabilisés.
- **Stress et traumatisme** : Les survivants peuvent éprouver un stress post-traumatique, de l'anxiété, et d'autres problèmes de santé mentale à long terme.
- **Perte de moyens de subsistance** : Les agriculteurs, les pêcheurs et d'autres travailleurs dépendant des ressources naturelles peuvent perdre leurs moyens de subsistance en raison de la destruction des terres agricoles et des habitats naturels. [6]

II.3.4 Effets Politiques et Institutionnels

- **Réactions gouvernementales** : Les gouvernements peuvent être contraints de revoir leurs politiques et réglementations concernant la sécurité des barrages, la gestion des risques, et les plans d'urgence.
- **Responsabilités et litiges** : Des questions de responsabilité et des litiges peuvent surgir, impliquant les constructeurs de barrages, les gestionnaires, et les autorités de régulation.
- **Réformes institutionnelles** : Les catastrophes peuvent conduire à des réformes institutionnelles visant à améliorer la sécurité et la gestion des infrastructures hydrauliques. [8]

II.4. Les principaux accidents de rupture de barrage

II.4.1 Rupture du Barrage de Banqiao (1975)

Contexte et Construction

Le barrage de Banqiao, situé sur la rivière Ru à Henan, en Chine, était un barrage de terre conçu pour contrôler les inondations et fournir de l'eau pour l'irrigation et la production d'électricité. Construit en 1952 et amélioré en 1955, le barrage avait une capacité de réservoir d'environ 492 millions de mètres cubes et une hauteur de 118 mètres. [9]

La Catastrophe

1. En août 1975, le typhon Nina a frappé la région de Henan, provoquant des précipitations exceptionnelles. Le 8 août, le barrage de Banqiao a cédé sous la pression des eaux accumulées, entraînant la rupture du barrage de Shimantan en aval et de nombreux autres petits barrages. Cela a libéré une énorme quantité d'eau dans les plaines environnantes. . [33]

Conséquences

- Pertes humaines : Environ 26 000 personnes ont été tuées immédiatement par les inondations, tandis que les estimations totales, incluant les décès indirects dus à la famine et aux maladies, vont jusqu'à 171 000.
- Destruction matérielle : Environ 5,96 millions de bâtiments ont été détruits et plus de 11 millions de personnes ont été touchées. [9]
- Impact environnemental : L'inondation a causé des dommages écologiques significatifs, détruisant des terres agricoles, des infrastructures et des écosystèmes locaux. [11]

Causes de la Rupture

2. Conditions météorologiques extrêmes : Le typhon Nina a provoqué des précipitations record, dépassant largement les prévisions initiales. [10]
3. Défaillances structurelles : Le barrage, bien que conçu pour résister à des conditions sévères, n'était pas préparé pour une telle quantité de pluie en si peu de temps. [9]
4. Gestion et communication : Il y avait un manque de coordination et de communication efficace entre les différentes agences responsables de la gestion des barrages et des secours d'urgence. [33]
5. Défauts de conception et de maintenance : Les systèmes de drainage et les structures du barrage n'étaient pas adéquats pour gérer l'énorme volume d'eau. [11]

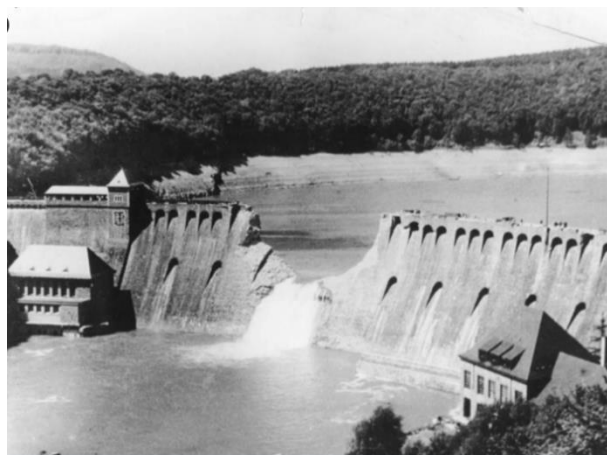


Figure II. 1: Barrage de Banqiao (1975) [24]

II.4.2 Rupture du Barrage de Vajont (1963)

Contexte et Construction

Le barrage de Vajont, situé dans la vallée du Vajont en Italie, près de la ville de Longarone, était un barrage-voûte en béton. Construit entre 1957 et 1960, il mesurait 261,6 mètres de haut, ce qui en faisait l'un des plus hauts barrages du monde à l'époque. Le réservoir avait une capacité de 150 millions de mètres cubes. [12]

La Catastrophe

Le 9 octobre 1963, un glissement de terrain massif s'est produit sur le versant du Monte Toc, situé au-dessus du réservoir. Environ 260 millions de mètres cubes de roches se sont effondrés dans le réservoir à une vitesse extrêmement rapide, provoquant une onde de choc qui a créé une vague de 250 mètres de haut. Cette vague a submergé le barrage et a déferlé dans la vallée, détruisant plusieurs villages, y compris Longarone. [13]

Conséquences

- Pertes humaines : Environ 2 000 personnes ont été tuées par les inondations qui ont suivi. [15]
 - Destruction matérielle : Longarone et plusieurs autres villages ont été presque entièrement rasés, avec des milliers de bâtiments détruits. [14]
 - Impact environnemental : La catastrophe a modifié de manière permanente la géographie de la vallée et a causé des dégâts écologiques importants. [13]

Causes de la Rupture

1. Instabilité géologique : Le site de construction du barrage était géologiquement instable, avec des signes de mouvements de terrain bien avant la catastrophe. [12]

2. Erreurs de conception et de prévision : Les ingénieurs et géologues n'ont pas correctement évalué la stabilité des versants et les risques de glissement de terrain. Des signes précurseurs de l'instabilité du versant avaient été observés mais insuffisamment pris en compte. [14]
3. Remplissage du réservoir : Le remplissage rapide du réservoir a exercé une pression supplémentaire sur les versants déjà instables. [15]
4. Mauvaise gestion des risques : Les avertissements et les préoccupations soulevées par des experts locaux et des habitants ont été ignorés par les autorités. [13]



Figure II. 2: Barrage de Vajont (1963) [29]

II.4.3 Rupture du Barrage de Malpasset (1959)

Contexte et Construction

Le barrage de Malpasset, situé près de Fréjus dans le sud de la France, était un barrage voûte en béton construit sur la rivière Reyran. Sa construction a débuté en 1952 et il a été mis en service en 1954. Le barrage avait une hauteur de 66 mètres et une longueur de 223,5 mètres, et son réservoir avait une capacité de 50 millions de mètres cubes. [16]

La Catastrophe

Le 2 décembre 1959, après une période de fortes pluies, le barrage de Malpasset a cédé à 21h13, libérant environ 50 millions de mètres cubes d'eau dans la vallée du Reyran. La rupture a entraîné une vague dévastatrice qui a atteint Fréjus en moins d'une heure. [17]

Conséquences

- Pertes humaines : Environ 423 personnes ont perdu la vie dans cette catastrophe. [18]
- Destruction matérielle : La ville de Fréjus et les villages environnants ont subi des destructions massives. Des maisons, des routes, des voies ferrées et des ponts ont été emportés par les flots. [16]

- Impact environnemental : L'inondation a causé des dégâts écologiques significatifs dans la vallée du Reyran. [19]

Causes de la Rupture

Les investigations post-catastrophe ont révélé plusieurs facteurs contributifs :

1. Géologie : La fondation du barrage reposait sur un substrat rocheux comportant des failles géologiques et des couches de roches friables qui se sont affaiblies avec le temps. [17]
2. Conception : La conception initiale n'avait pas suffisamment pris en compte les caractéristiques géologiques du site. [16]
3. Précipitations : Des pluies intenses ont entraîné une montée rapide du niveau d'eau dans le réservoir, augmentant la pression sur le barrage. [18]
4. Absence de mesures de sécurité adéquates : Il y avait un manque de dispositifs de surveillance et de systèmes d'alerte efficaces pour détecter les signes précurseurs de la rupture. [23]

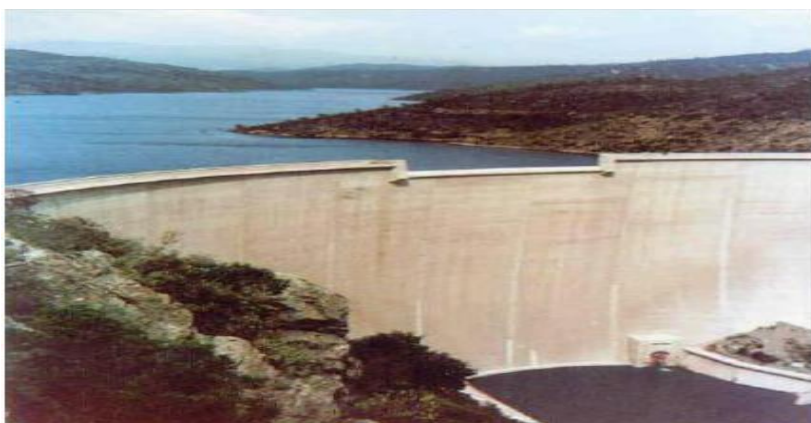


Figure II. 3: Barrage de Malpasset (1959) [26]

II.4.4 Rupture du Barrage de Fergoug en Algérie (1939)

Contexte et Construction

Le barrage de Fergoug, également connu sous le nom de barrage de Bou Hanifia, est situé près de Mascara, en Algérie. Il a été construit pour répondre aux besoins en eau de la région et pour l'irrigation. La construction a été achevée en 1939. [20]

La Catastrophe

En 1939, peu après sa mise en service, le barrage de Fergoug a cédé. La rupture a été causée par des défaillances structurelles et une gestion inadéquate des eaux. Les précipitations excessives et l'accumulation rapide d'eau ont entraîné une pression excessive sur la structure du barrage, menant à sa rupture.

Conséquences

- Pertes humaines : Des centaines de personnes ont perdu la vie dans les inondations qui ont suivi. [21]
- Destruction matérielle : De nombreux villages et infrastructures en aval ont été détruits. [21]
- Impact environnemental : L'inondation a causé des dégâts écologiques significatifs, modifiant les écosystèmes locaux. [23]

Causes de la Rupture

1. Défauts de conception : Le barrage souffrait de défauts de conception qui n'avaient pas été corrigés avant sa mise en service [20]
2. Matériaux de construction : L'utilisation de matériaux de qualité inférieure a compromis l'intégrité de la structure [21]
3. Gestion inadéquate des eaux : Une mauvaise gestion des eaux, combinée à des précipitations excessives, a conduit à une surcharge du barrage. [22]
4. Maintenance insuffisante : Le manque de maintenance adéquate et de surveillance a exacerbé les problèmes structurels.[23]

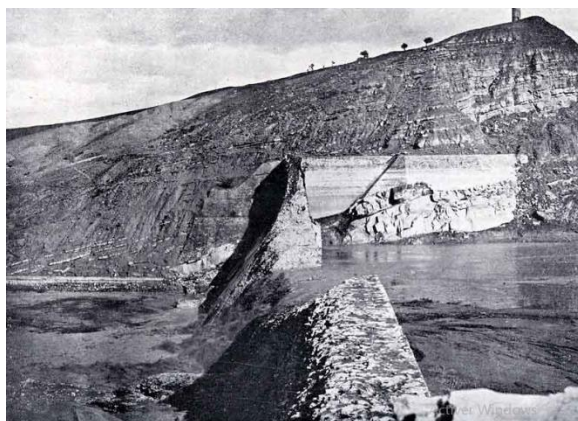


Figure II. 4: Barrage de Fergoug en Algérie (1939) [25]

II.6 Prévention et Gestion des Risques

- Conception et Construction Améliorées :
 - Utilisation de technologies avancées pour la conception et la construction des barrages.[30]
 - Matériaux de haute qualité et normes strictes de construction.
- Entretien Régulier :
 - Inspections régulières et maintenance préventive.
 - Réparations immédiates des défauts identifiés.
- Surveillance et Systèmes d'Alerte :

- Mise en place de systèmes de surveillance en temps réel pour détecter les signes précurseurs de défaillance.[31]
- Systèmes d'alerte précoce pour évacuer les populations en danger. [32]

II.7 Conclusion

Les catastrophes des barrages représentent une menace significative pour les vies humaines, les biens et l'environnement. Ces incidents peuvent résulter de multiples facteurs, incluant des erreurs de conception, des défauts de construction, une maintenance inadéquate, des phénomènes naturels extrêmes, et des défaillances opérationnelles. La gestion efficace de ces risques nécessite une approche multidisciplinaire intégrée qui inclut des technologies avancées, une surveillance continue, des plans d'urgence robustes, et une formation régulière des équipes de secours et des communautés locales. (Federal Emergency Management Agency) (2004).

CHAPITRE III

Présentation du logiciel Géostudio

III.1 INTRODUCTION

GeoStudio est une suite logicielle développée par GEO-SLOPE International Ltd., conçue pour l'analyse géotechnique et la modélisation des problèmes d'ingénierie du sol et des eaux souterraines. Ce logiciel est largement utilisé pour des applications telles que l'analyse de stabilité des pentes, l'infiltration d'eau, la consolidation, le transfert de chaleur et la dynamique des eaux souterraines. Dans le contexte des barrages en terre, GeoStudio offre des outils puissants pour étudier la ligne de saturation, les pressions interstitielles, et le débit de fuite.[27]

III.2 Utilisation de GeoStudio pour les Barrages en Terre

III.2.1 Traçage de la Ligne de Saturation

- **Configuration du Modèle** : Définir les propriétés hydrauliques du sol, les conditions aux limites et les sources d'eau.
- **Simulation avec SEEP/W** : Exécuter des simulations pour obtenir le profil de l'écoulement de l'eau à travers le barrage. La ligne de saturation est visualisée comme la limite entre les zones saturées et non saturées.
- **Validation** : Comparer les résultats avec des données empiriques ou des observations de terrain pour s'assurer de la précision du modèle.

III.2.2 Détermination des Pressions Interstitielles

- **Réseau de Lignes Equipotentiell** : Utiliser SEEP/W pour générer des lignes équipotentiell qui représentent les pressions interstitielles à différents points dans le barrage.
- **Analyse des Résultats** : Les pressions interstitielles obtenues aident à évaluer la stabilité et les risques de liquéfaction ou de rupture.

III.2.3 Calcul du Débit de Fuite

- **Écoulement de Base** : SEEP/W permet de calculer le débit d'eau qui percole à travers le barrage, un indicateur clé de la performance hydraulique.
- **Contrôle Continu** : Mettre en place des systèmes de surveillance pour mesurer le débit de fuite en temps réel et comparer avec les résultats simulés pour détecter toute anomalie. .[27]

III.3 Utilisation de GeoStudio dans les Études de Terrain

III.3.1 Collecte de Données de Terrain

- **Sondages et Forages** : Réaliser des forages et des sondages pour obtenir des échantillons de sol à différentes profondeurs. Analyser ces échantillons en laboratoire pour déterminer les propriétés physiques et hydrauliques du sol (perméabilité, porosité, etc.).
- **Piézomètres et Capteurs** : Installer des piézomètres et autres capteurs pour mesurer les niveaux d'eau et les pressions interstitielles dans le barrage et ses fondations.

III.3.2 Validation et Calibrage

- **Comparaison avec les Données de Terrain** : Les résultats des simulations GeoStudio sont comparés aux données collectées sur le terrain pour s'assurer de leur précision. Les modèles peuvent être ajustés (calibrés) en fonction des écarts observés entre les simulations et les mesures réelles.

III.3.3 Analyse et Interprétation

- **Identification des Zones de Risque** : Utiliser les résultats de la modélisation pour identifier les zones potentielles de risque d'infiltration excessive, de déformation ou de rupture.
- **Développement de Solutions** : Proposer des solutions d'ingénierie pour améliorer la sécurité du barrage, telles que des systèmes de drainage supplémentaires, des renforcements structurels ou des changements dans les opérations de gestion de l'eau.
.[27]

III.4 Modules de GeoStudio pour l'Analyse Géotechnique

GeoStudio est une suite logicielle de GEO-SLOPE International Ltd. utilisée pour l'analyse géotechnique. Les modules SEEP/W, SLOPE/W et SIGMA/W sont particulièrement importants pour l'étude des barrages en terre, permettant de modéliser les écoulements d'eau, la stabilité des pentes et les contraintes-déformations respectivement.

4.1 SEEP/W : Modélisation des Écoulements d'Eau

SEEP/W est utilisé pour analyser les écoulements d'eau dans les sols et les structures. Il permet de modéliser à la fois les conditions d'écoulement transitoire et permanent dans des systèmes saturés et non saturés.

Fonctionnalités Clés de SEEP/W

- **Analyse des Écoulements Saturés et Non Saturés** : Modélise l'infiltration et l'écoulement de l'eau dans les sols.
- **Traçage de la Ligne de Saturation** : Détermine la position de la ligne de saturation dans les barrages en terre.
- **Réseau de Lignes Equipotentiels et de Courant** : Visualise les lignes de même pression et les trajectoires de l'écoulement.
- **Conditions aux Limites Dynamiques** : Permet d'appliquer des conditions aux limites complexes, telles que les variations du niveau de l'eau.

Applications Typiques

- **Détermination du Débit de Fuite** : Calcul du débit d'eau s'infiltrant à travers le barrage.
- **Analyse de Stabilité des Digue** : Évaluation des conditions hydrauliques qui peuvent affecter la stabilité des digues et des barrages.
- **Gestion de l'Eau** : Aide à la conception des systèmes de drainage et de gestion des eaux souterraines.

4.2 SLOPE/W : Analyse de la Stabilité des Pent

SLOPE/W est utilisé pour analyser la stabilité des pentes, des talus et des barrages en terre. Il évalue les facteurs de sécurité pour différentes surfaces potentielles de glissement.

Fonctionnalités Clés de SLOPE/W

- **Méthodes d'Analyse Variées** : Utilise des méthodes telles que Bishop simplifié, Janbu, Morgenstern-Price et Spencer.
- **Conditions de Charge Complexes** : Modélise les charges statiques et dynamiques, y compris les effets des séismes et des infiltrations.
- **Intégration avec SEEP/W** : Utilise les résultats de SEEP/W pour inclure les effets des pressions interstitielles et des écoulements d'eau dans l'analyse de stabilité.

Applications Typiques

- **Évaluation des Facteurs de Sécurité** : Détermination des facteurs de sécurité pour des surfaces de glissement potentielles.
- **Analyse de Stabilité Post-Construction** : Évaluation de la stabilité des talus après la construction ou des changements dans les conditions hydrauliques.
- **Conception de Mesures de Renforcement** : Identification des besoins en mesures de renforcement pour améliorer la stabilité des pentes. [27]

4.3 SIGMA/W : Analyse des Contraintes et Déformations

SIGMA/W est utilisé pour analyser les contraintes et les déformations dans les sols et les structures géotechniques. Il permet d'étudier les effets des charges statiques et dynamiques sur la stabilité et l'intégrité structurelle.

Fonctionnalités Clés de SIGMA/W

- **Analyse Élasto-Plastique** : Modélise le comportement élasto-plastique des sols.
- **Simulation des Charges Transitoires et Permanentes** : Analyse les effets des charges permanentes et transitoires, y compris les séismes et les variations de niveau d'eau.
- **Intégration avec SEEP/W et SLOPE/W** : Utilise les résultats de SEEP/W et SLOPE/W pour des analyses intégrées des contraintes et des déformations.

Applications Typiques

- **Analyse des Déformations** : Étude des déformations des barrages et des talus sous diverses conditions de charge.
- **Conception de Fondations** : Évaluation des contraintes et des déformations pour la conception des fondations et des structures de soutènement.
- **Prévision des Déformations Long Terme** : Simulation des effets à long terme des variations des conditions hydrauliques et des charges sur les structures.

4.4 QUAKE/W : Analyse Dynamique des Sols et des Structures

- QUAKE/W est un module de la suite GeoStudio développé par GEO-SLOPE International Ltd., conçu pour l'analyse dynamique des sols et des structures. Il permet aux ingénieurs d'étudier les effets des séismes et d'autres charges dynamiques sur les barrages, les talus, les fondations et d'autres infrastructures géotechniques. Cet outil est essentiel pour comprendre et mitiger les impacts potentiels des mouvements sismiques sur la stabilité des barrages en terre. [27]

Fonctionnalités Clés de QUAKE/W

Analyse des Charges Dynamiques

- **Modélisation des Séismes** : Simule les effets des séismes sur les structures géotechniques en appliquant des enregistrements de mouvements sismiques réels ou synthétiques.
- **Réponse Transitoire** : Analyse la réponse transitoire des sols et des structures sous charges dynamiques.
- **Comportement Non Linéaire**

- **Matériaux Non Linéaires** : Modélise le comportement non linéaire des matériaux du sol, incluant la plasticité, la liquéfaction et les effets de consolidation dynamique.
- **Interaction Sol-Structure**
- **Couplage avec SLOPE/W et SIGMA/W** : Intègre les analyses de stabilité des pentes (SLOPE/W) et des contraintes-déformations (SIGMA/W) pour évaluer l'impact des charges dynamiques sur l'intégrité structurale et la stabilité.
- **Visualisation et Interprétation des Résultats**
- **Graphiques et Animations** : Génère des graphiques et des animations de la réponse dynamique des sols et des structures pour une meilleure interprétation des résultats.

III.6. Conclusion

GeoStudio est un outil polyvalent et puissant pour la modélisation et l'analyse des problèmes géotechniques complexes. Dans le contexte des barrages en terre, il permet une compréhension approfondie des écoulements d'eau, des pressions interstitielles et des débits de fuite, contribuant ainsi à la prévention des risques et à la gestion efficace des infrastructures hydrauliques. En combinant des simulations précises avec des données de terrain, les ingénieurs peuvent améliorer la sécurité et la performance des barrages, minimisant ainsi les risques de catastrophes. .[27]

CHAPITRE IV
Construction par
étapes de la digue
Par utilisation de
SIGMA/W

IV.1 Introduction

SIGMA/W est un logiciel utilisant les éléments finis qui peut être utilisé pour effectuer des opérations d'analyses de contrainte et de déformation de structures en terre.

Sa formulation complète permet d'analyser à la fois problèmes des éléments simples et très complexes. Par exemple, vous pouvez effectuer une simple analyse de déformation élastique linéaire ou une analyse efficace des contraintes élasto-plastiques non linéaires très compliquées. Lorsqu'il est couplé à d'autres programmes de GEOSLOPE.

Il peut également modéliser la génération et la dissipation de la pression interstitielle dans un sol en réponse à des charges externes en utilisant une formulation entièrement couplée ou non couplée.

SIGMA/W a des applications dans l'analyse et la conception de projets de génie civil, géotechnique et minier.

SIGMA/W peut être utilisé pour simuler des séquences ou des étapes de construction. Dans la terminologie des éléments finis, cela signifie 'ajouter ou supprimer des éléments du maillage'. Dans SIGMA/W, la terminologie est activation ou désactivation des régions.

Le maillage reste le même pour toutes les analyses mais les régions peuvent s'activer ou se désactiver pour simuler, par exemple, la mise en place de remblai ou l'enlèvement de terre pour créer une excavation.

Ce chapitre donne un aperçu des étapes impliquées dans la simulation, par exemple, de la construction du remblai (digue de notre barrage) en plaçant le remblai dans unhaussement continu.

IV.2 Applications

Voici quelques cas typiques pouvant être analysés à l'aide de SIGMA/W.

IV.2.1 Analyse de déformation

SIGMA/W peut être utilisé pour calculer la déformation sous contrainte avec ou sans changements des pressions de l'eau interstitielle qui résultent des changements d'état de contraintes. De plus, il est possible de modéliser l'interaction sol-structure en utilisant des éléments barre.

L'application la plus courante de SIGMA/W est le calcul des déformations provoquées par des travaux de terrassement tels que fondations, remblais, excavations et tunnels. Le premier exemple montre un cas typique d'un réservoir circulaire rempli d'eau à la surface du sol. Cet exemple montre le changement associé de la contrainte verticale dans le sol provoqué par la charge appliquée.

IV.2.2 Construction par étapes

Les régions de sol peuvent être activées ou désactivées à différentes étapes d'un projet, permettant de simuler le processus au fil du temps.

GeoStudio utilise le concept d'analyses multiples dans un seul projet.

En reliant automatiquement ces analyses sur un continuum temporel commun, nous pouvons simuler les séquences de construction. Nous pouvons également appliquer des conditions aux limites qui évoluent avec le temps.

IV.2.3 Pressions interstitielles excessives

L'effet des pressions interstitielles excessives générées lors de la mise en place du remblai est souvent une considération majeure dans la stabilité des talus pendant la construction. SIGMA/W peut être utilisé pour estimer ces types de pressions d'eau interstitielle.

Les pressions interstitielles excessives calculées à l'aide de SIGMA/W peuvent être importées dans SLOPE/W pour analyser la stabilité des pentes.

IV.2.4 Interactions sol-structure

SIGMA/W peut résoudre les problèmes d'interaction sol-structure en incluant des éléments structurels dans des formats bidimensionnels des analyses de déformation simples.

Ces éléments peuvent être des éléments présentant une rigidité en flexion, ou des éléments qui ont uniquement une rigidité axiale et aucune rigidité à la flexion. Ces éléments structurels sont particulièrement utiles lors de l'analyse des cas tels que les murs en palplanches ou de soutènement.

IV.2.5 Analyses de consolidation

SIGMA/W peut être utilisé avec SEEP/W pour effectuer une analyse de consolidation entièrement couplée. Quand ces deux programmes intégrés fonctionnent simultanément, SIGMA/W calcule les déformations résultantes des changements de pression interstitielle de l'eau tandis que SEEP/W calcule les changements transitoires de pression interstitielle de l'eau.

Cette procédure est utilisée pour simuler le processus de consolidation dans des sols saturés et non-saturés.

Une analyse entièrement couplée est nécessaire pour modéliser correctement la réponse de la pression interstitielle à un chargement. Dans certains cas, l'augmentation de la pression interstitielle sous une charge appliquée peut être supérieure à la charge appliquée. Ce phénomène est connu sous le nom d'effet Mendel-Cryer.

IV.3 Notions de base

SIGMA/W peut enchaîner une série d'analyses. Toutes les analyses peuvent être séquentielles en attribuant à chacune une durée dans le temps pour former une ligne temporelle continue. L'heure de début d'une analyse est l'heure de fin de l'analyse précédente.

Les régions sont activées ou désactivées pour chaque analyse, en attribuant un matériau à une région ou en supprimant le matériau provenant d'une région.

Les conditions aux limites sont propres à chaque analyse.

Il est utile à tout moment de garder à l'esprit le fait que le maillage et la géométrie sont les mêmes pour toutes les analyses, mais les propriétés et les conditions aux limites sont propres à chaque analyse.

IV.4 Placement du remplissage (les étapes) – notre exemple

Prenons le cas de la construction de la digue (SMBT) en plaçant le remblai dans une série de couches.

Dans ce qui suit, nous présenterons ce cas typique dans la **Figure IV.1**.

Le remplissage sera effectué en sept couches. De plus, l'intention est de Commencer par un état de contrainte connu pour la fondation avant de placer un remblai. Ainsi, un total de sept analyses sont requis, comme le montre l'arborescence de la **Figure IV.2**.

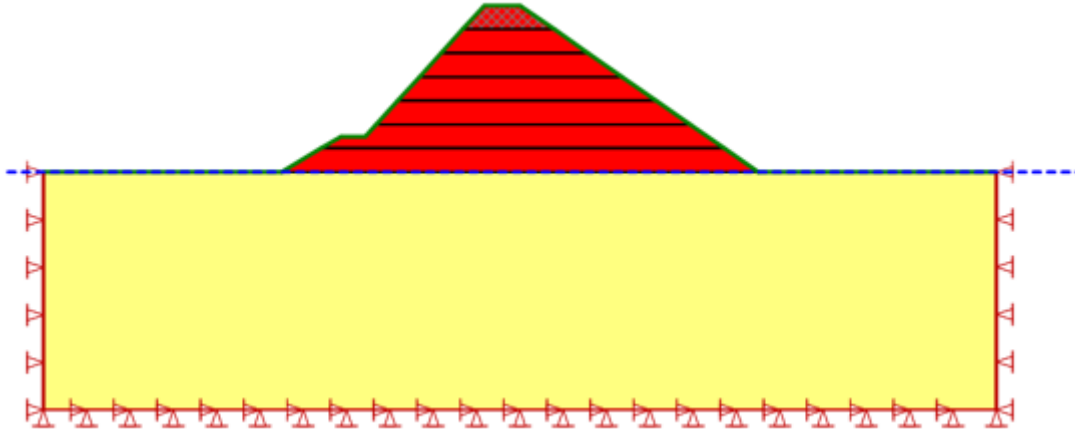


Figure IV. 1: Illustration du placement du remblai par étapes

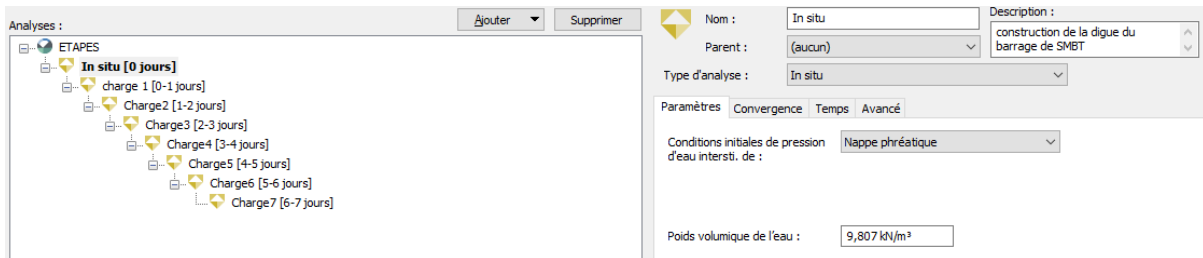


Figure IV. 2: Arborescence des analyses

La première analyse ou étape consiste à établir l'état de contrainte in situ. Ceci est suivi de sept analyses où chaque analyse dehaussement représente la mise en place d'un mètre et demi de remblai.

Il s'agit d'une analyse totale des contraintes, donc aucun temps « réel » n'est impliqué en ce qui concerne les calculs, mais chaque analyse reçoit une unité de temps afin que les résultats puissent être tracés dans toutes les analyses.

Dans la terminologie SIGMA/W, le « Parent » de "charge 1" est l'étape "Insitu".

La signification algorithmique de ceci est que "l'Enfant" peut toujours obtenir ou hériter de son état initial les conditions du « Parent ».

Ainsi dans le cadre de la formulation incrémentale SIGMA/W, chaque analyse est un incrément et les incréments sont ajoutés aux conditions initiales.

Le **Figure IV.3** montrent la configuration des trois premières analyses.

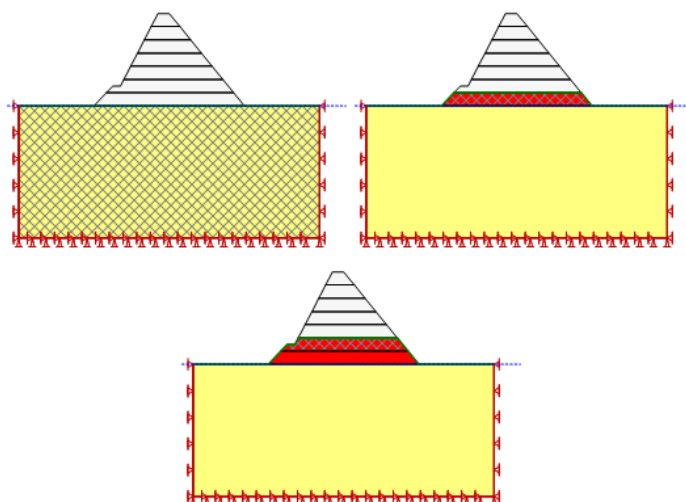


Figure IV. 3: Configuration de la première, deuxième et troisième analyse.

Notez les hachures croisées de la fondation pour l'étape "Insitu". Cela signifie qu'une charge corporelle (poids propre) est utilisé dans cette analyse pour calculer l'état de contrainte dans le sol. Pour "charge 1", les hachures croisées sont manquant dans la fondation et apparaissent dans la première étape de remplissage. Pour la deuxième analyse, la charge du corps se déplace à la deuxième couche de remplissage.

Un autre point important ici est que chaque tranche doit être une région géométrique distincte. En attribuant à chaque analyse une durée et en rendant la chronologie continue, les résultats peuvent être visualisés simultanément pour plusieurs analyses, comme illustrés dans les cas de figures suivantes.

IV.5 Résultats et discussions

Nous avons choisi comme emplacement dans les quels on simule les déplacement ou autre, la base de la digue (**Figure IV.4**) et l'axe centrale de celle-ci (**Figure IV.5**)

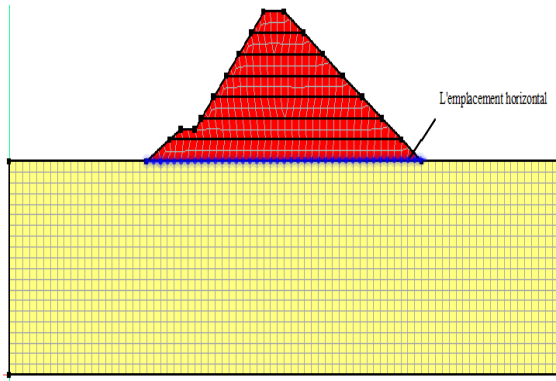


Figure IV. 4: Emplacement horizontal (pour les graphes)

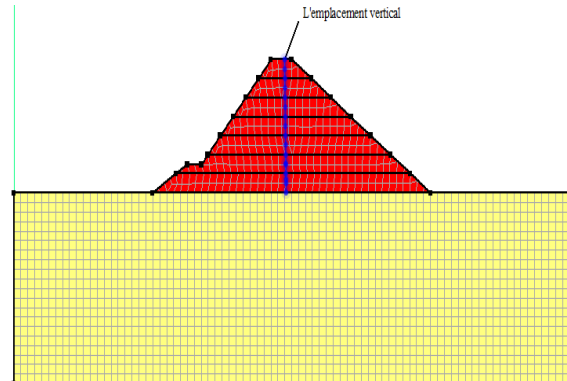


Figure IV. 5: Emplacement vertical (pour les graphes)

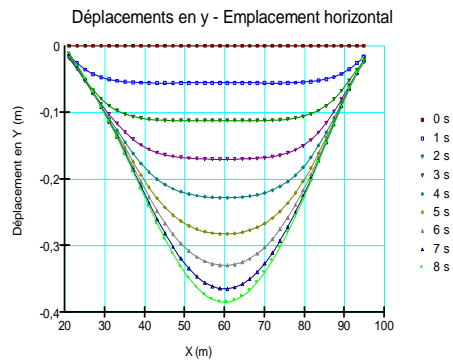
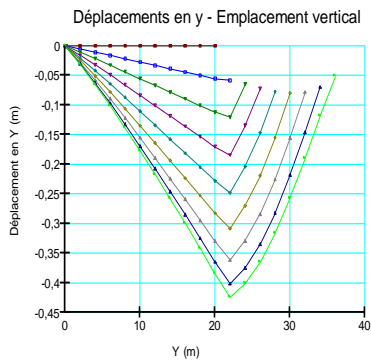
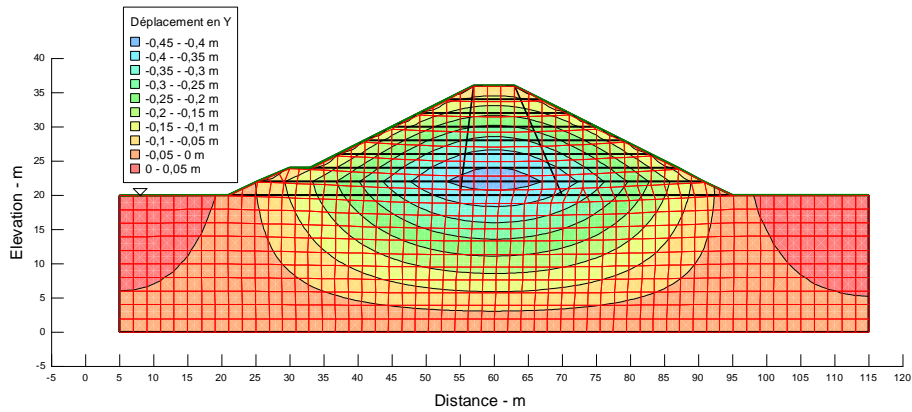


Figure IV. 6: Déplacements en y après construction (toutes les couches)

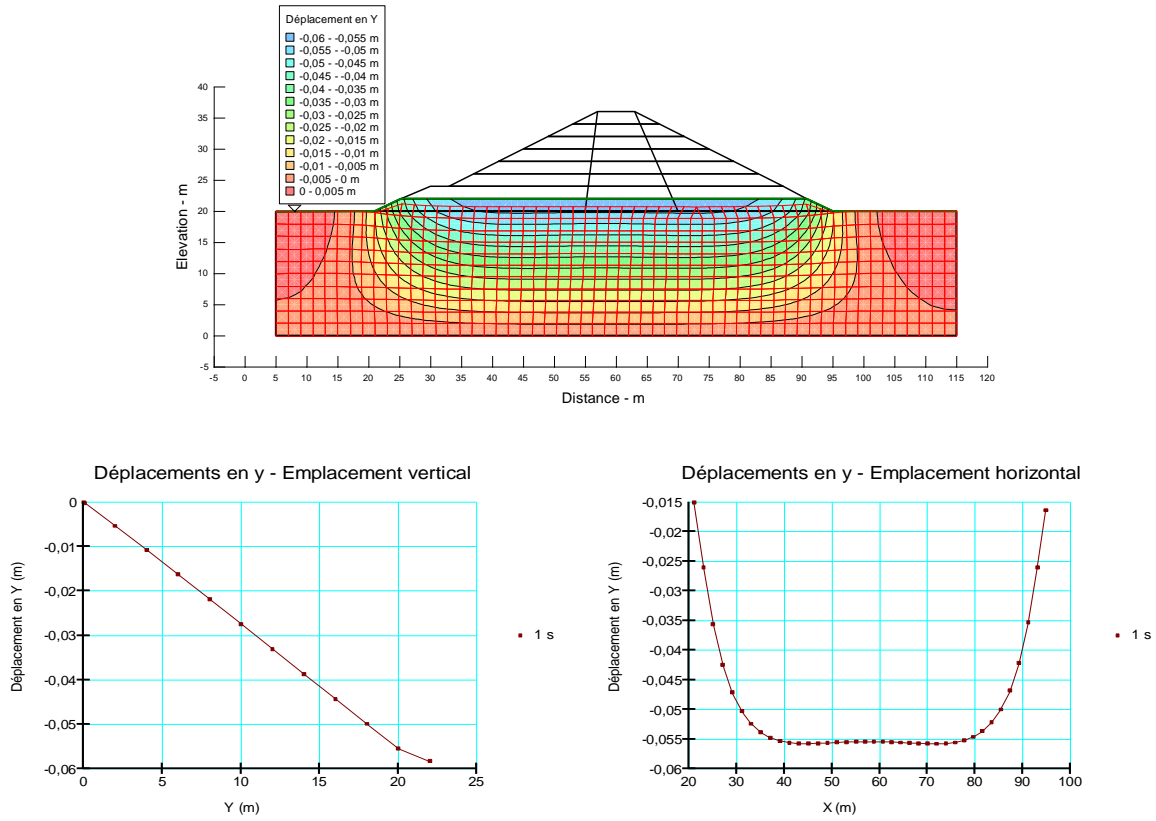


Figure IV. 7: Déplacements en y après la 1^{ère} couche

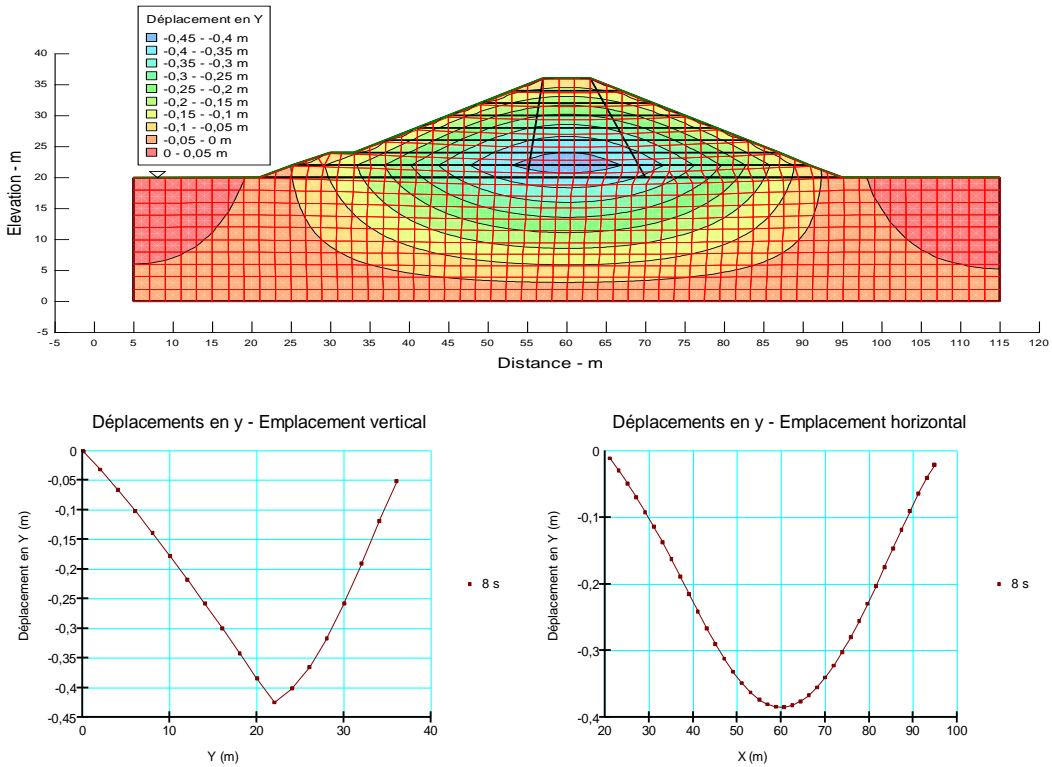


Figure IV. 8: Déplacements en y après la 8^{ème} couch

IV.5.2 Contraintes totales

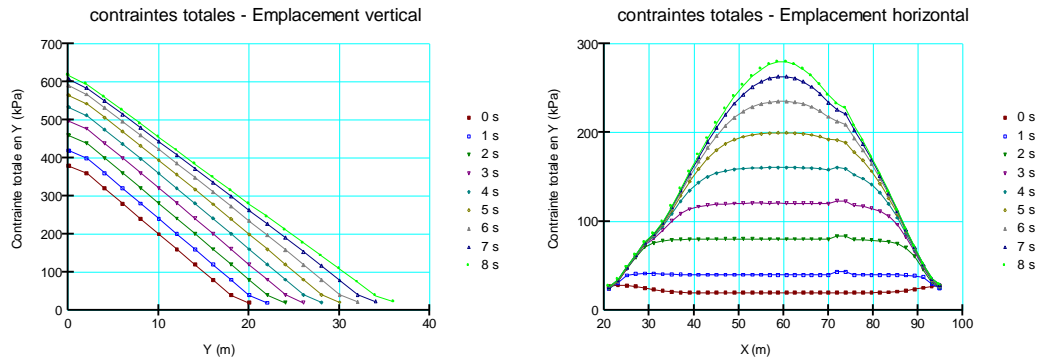
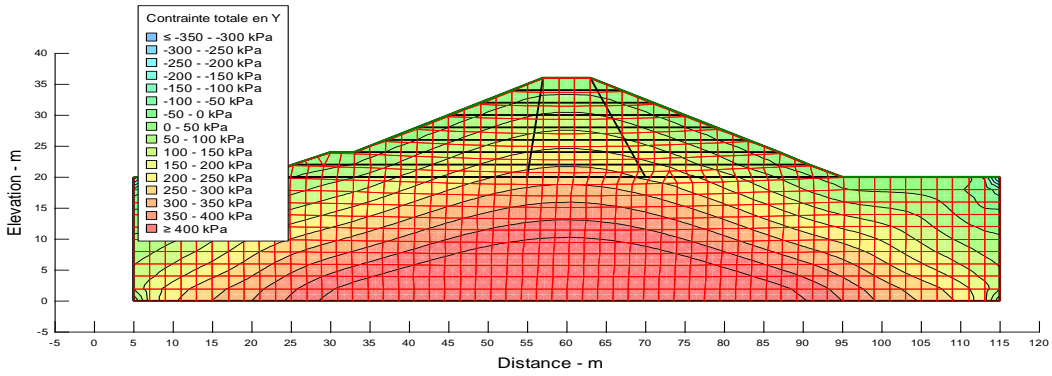


Figure IV. 9: Contraintes totales après construction (toutes les couches)

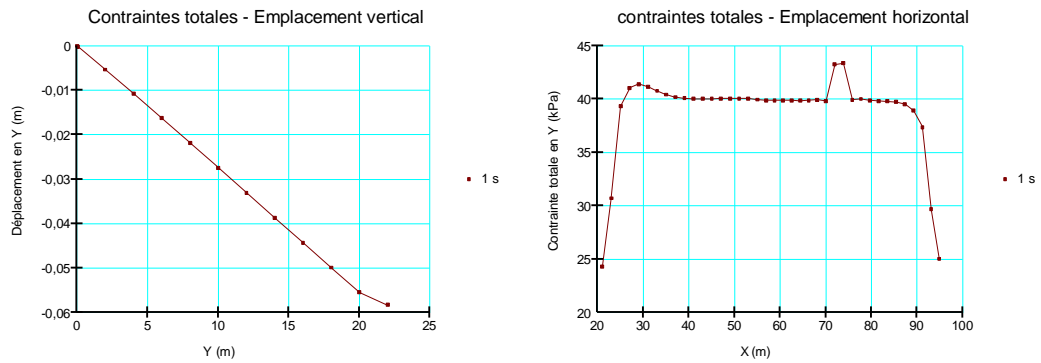


Figure IV. 10: Contraintes totales après construction (1^{ère} couche)

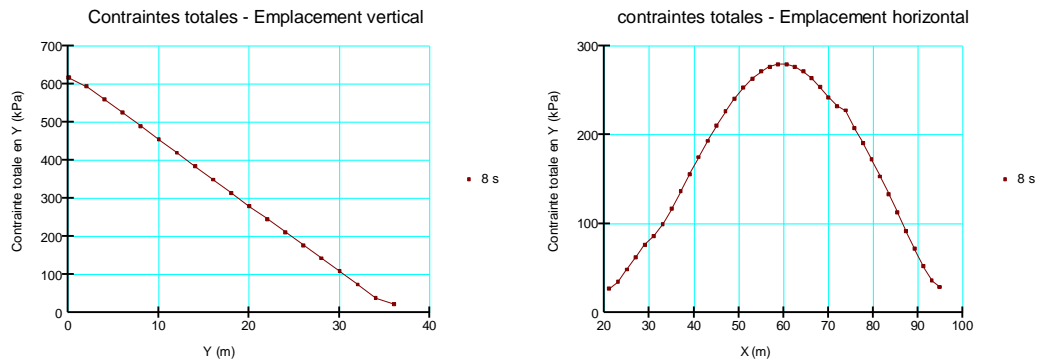


Figure IV. 11: Contraintes totales après construction (8^{ème} couche)

IV.5.3 Contraintes de cisaillement max

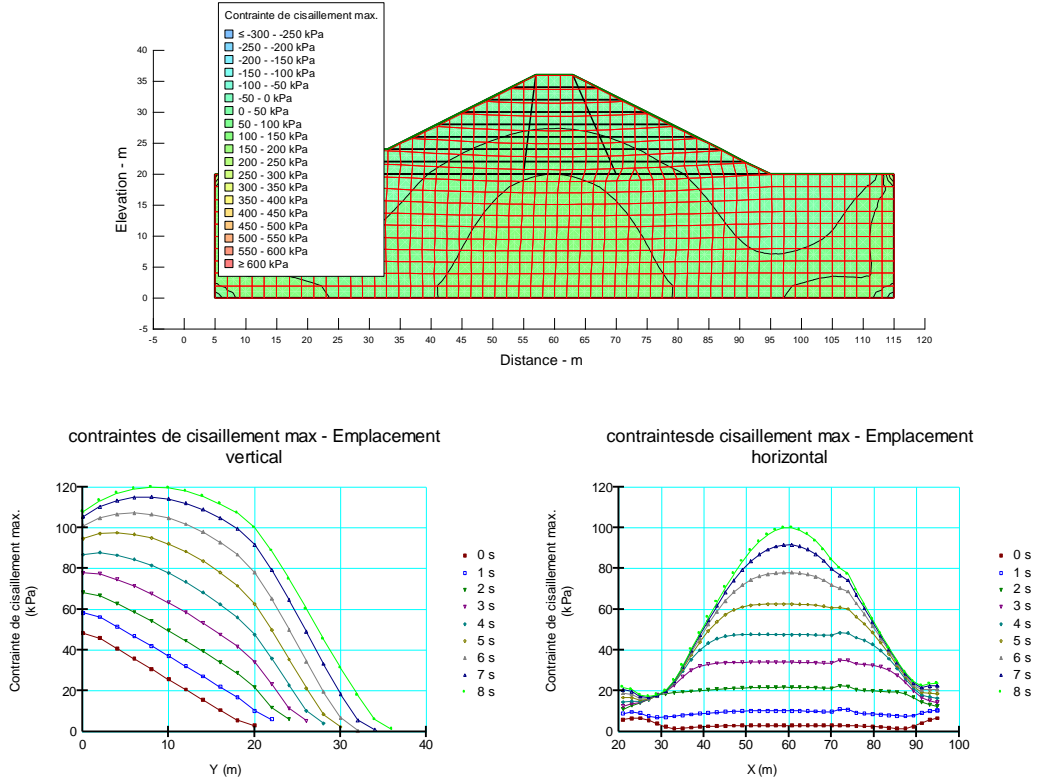


Figure IV. 12: Contraintes de cisaillement après construction

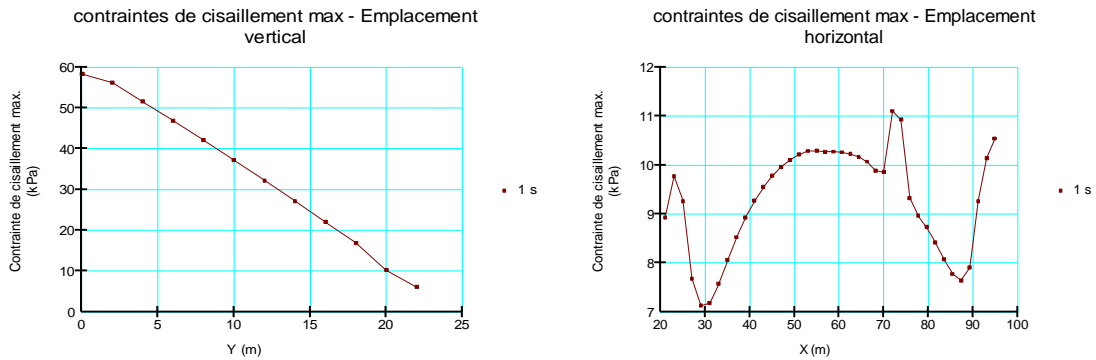


Figure IV. 13: Contraintes de cisaillement après 1^{ère} couche

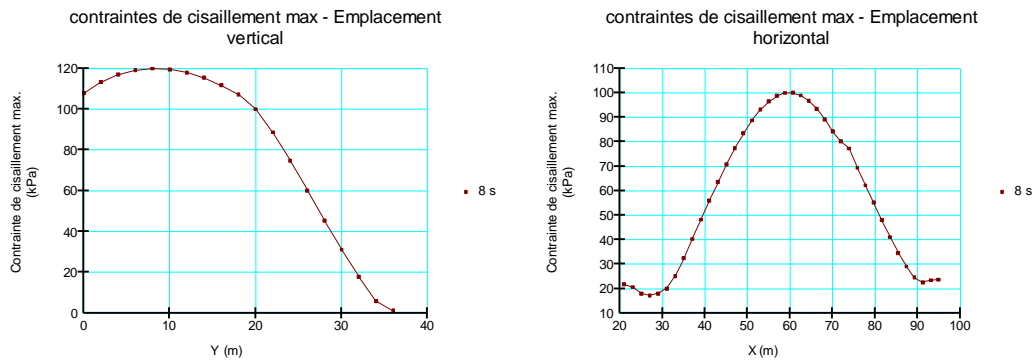


Figure IV. 14: Contraintes de cisaillement après 8^{ème} couche

IV.5.4 Autres graphes utiles

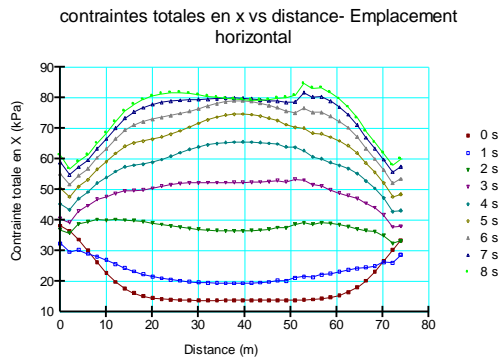


Figure IV. 15: Contraintes totales en x vs distance après construction

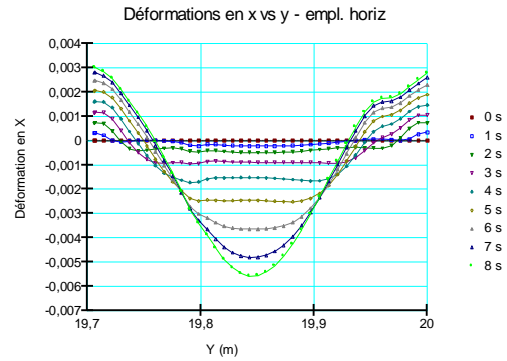


Figure IV. 16: Déformations en x vs y

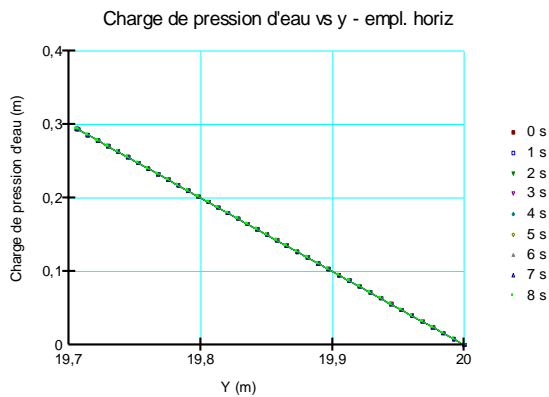


Figure IV. 17: Charge interstitielle vs y

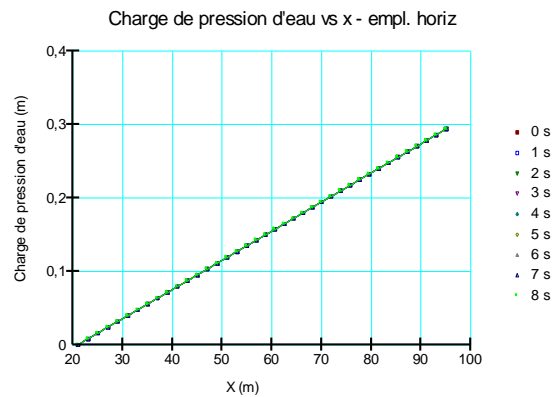


Figure IV. 18: Charge interstitielle vs x

IV.6 Conclusion

Les déplacements en Y sont les plus importants autour de la position $X = 40$ mètres, qui représente le centre de la digue et $Y = 20$ m (La surface du sol).

Ceci est conforme aux observations théoriques et pratiques qui montrent que le tassement sous une structure de charge linéaire (comme une digue) est maximal au centre en raison de la répartition de la charge et des contraintes dans le sol.

Les déplacements diminuent en s'éloignant du centre de la digue, devenant presque nuls aux extrémités. Cela indique que l'influence de la charge appliquée diminue avec la distance par rapport au centre.

CHAPITRE V

Analyse de l'Infiltration

V.1 Analyse en 2 dimensions

V.1.1 Introduction

SEEP/W est un logiciel largement utilisé dans les études géotechniques pour analyser les écoulements d'eau souterraine et les conditions de saturation des sols. En combinant des outils de modélisation avancés avec une interface conviviale, SEEP/W offre une plateforme puissante pour évaluer les risques de saturation des sols, les phénomènes d'infiltration et les impacts sur les structures géotechniques.

V.1.2 Simulation numérique

Dans GeoStudio, la géométrie d'un problème est définie avec des Points, des Lignes et des Régions. Ceux-ci sont connus sous le nom d'objets géométriques. Un Point est un objet géométrique dans l'espace avec des coordonnées x-y. Une Ligne est un objet de ligne droite avec des Points aux deux extrémités. Une Région est un polygone fermé avec un point à chacun des sommets.

Les conditions aux limites et les propriétés des matériaux ne peuvent être appliquées qu'aux objets géométriques. La pente amont est divisée en trois segments, avec un point ajouté à la hauteur d'eau du réservoir, de sorte que la condition aux limites représentant le réservoir soit appliquée uniquement à la partie de la face amont dans laquelle l'eau existe. La base comporte un segment pour permettre la modélisation du drain de fond.

Il s'agit d'une digue hétérogène avec un noyau incliné de 14 mètres de hauteur, avec une largeur de crête de 3 mètres. La digue retient un réservoir d'une profondeur de 12 mètres.

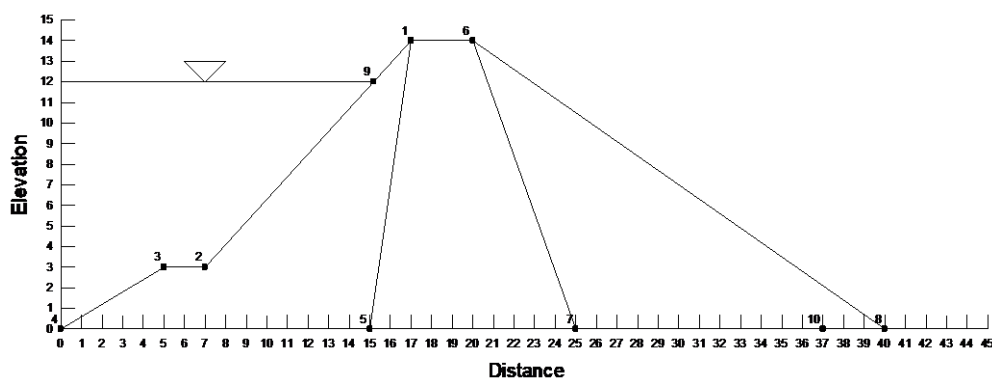


Figure V. 1: Schéma général du profil du barrage

Cette analyse comprendra à la fois des zones saturées et non saturées. Par conséquent, il est nécessaire de réaliser une analyse de type saturée-non saturée. Pour les conditions saturées-non saturées, la conductivité hydraulique (K) n'est pas constante. Au fur et à mesure que le sol devient non saturé, la conductivité hydraulique diminue. En conséquence, la conductivité

hydraulique devient une fonction. La fonction K est généralement estimée à partir d'une fonction de teneur en eau volumétrique (VWC) et ressemble à celle illustrée dans la **Figure V.2**.

SEEP/W inclut un ensemble de fonctions VWC d'échantillon pour des sols de textures variées. La fonction VWC adoptée ici est pour un matériau limoneux avec un contenu en eau saturée de 0,5 (**Figure V.2**).

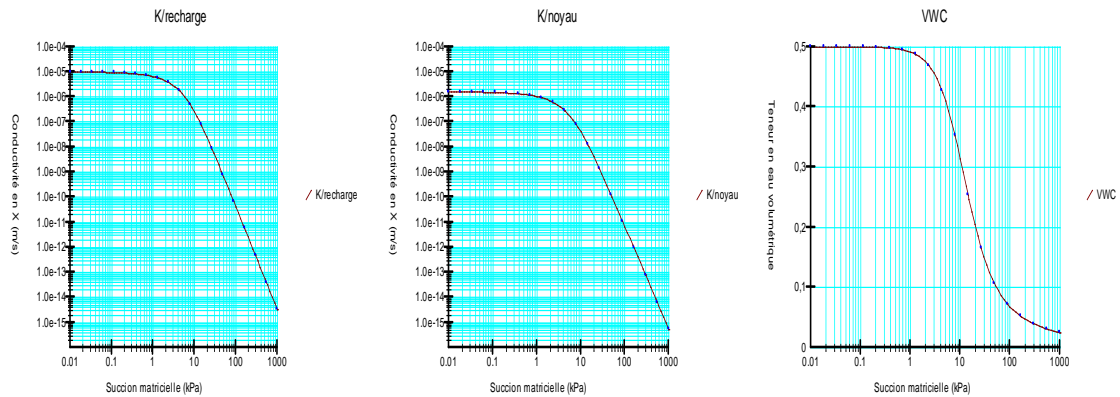


Figure V. 2: Les Fonctions hydrauliques (conductivité hydraulique et teneur en eau)

La fonction K dans la **Figure V.2** est ensuite estimée en utilisant la méthode de Van Genuchten, avec 2 conductivités hydraulique $K_n = 1,6 \times 10^{-6}$ m/sec pour le noyau et $K_r = 1 \times 10^{-5}$ m/sec pour le recharge amont et avale.

Une fois ces fonctions créées, un matériau peut être défini comme indiqué dans la **Figure V.3**. On doit attribuer la fonction K et la fonction VWC au matériau saturé-non saturé.

Enfin, le matériau doit être attribué à la région avec la commande Dessiner les matériaux. La couleur sélectionnée pour le matériau remplit alors la région comme illustré dans la **Figure V.3**.

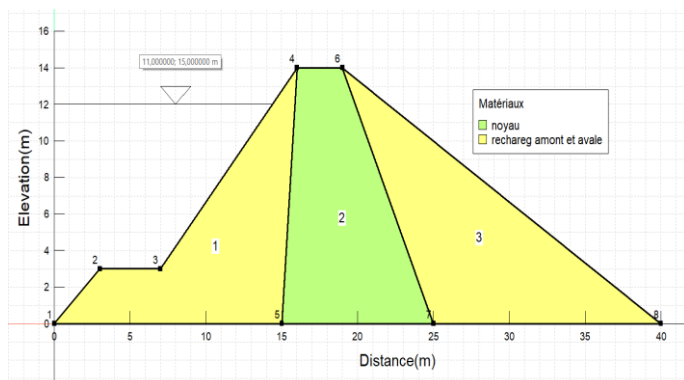


Figure V. 3: Affectation des matériaux (conductivité hydraulique et teneur en eau)

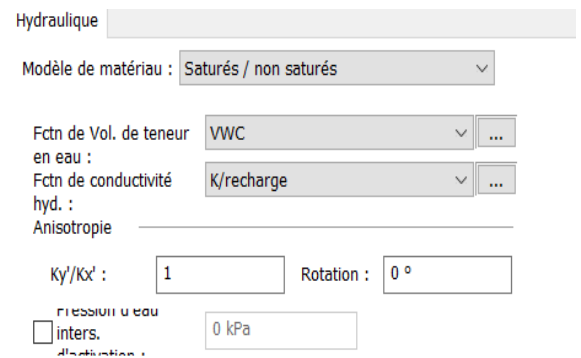


Figure V. 4: Fenêtre des propriétés des matériaux pour le modèle saturé-insaturé

Une fois que le matériau a été attribué à la région, **SEEP/W** crée automatiquement un maillage par défaut. Pour cet exemple, il a été constaté qu'un affinement du maillage le long de la ligne représentant le drain de fond donne des résultats plus satisfaisants. Cela peut être fait avec la commande Dessiner les propriétés du maillage. La taille d'élément par défaut est de 1 mètre. Avec les paramètres affichés dans la **Figure V.5**, la taille de l'élément le long du drain de fond a été modifiée à 0,5 de la taille par défaut.

La présence du réservoir doit être spécifiée en tant que condition aux limites. Cela se fait le mieux avec un type de condition aux limites de charge totale. La charge totale (h) est définie comme suit : $h = hp + y$

Où hp est la charge de pression et y est le niveau d'eau du réservoir. La charge de pression au niveau de la pleine charge (FSL) est nulle et le niveau d'eau (coordonnée y) est de 12 mètres. La charge totale h , par conséquent, est de 12 mètres. La charge de pression hp au niveau du fond amont est de 12 et le niveau d'eau est de 0 mètre. La charge totale h est alors également de 12 mètres. La présence du réservoir peut donc être spécifiée avec une condition aux limites de charge totale (h) constante égale à 12 mètres **Figure V.6**. L'infiltration se produira vers la face avale de la digue. Cependant, l'emplacement et la taille de la zone d'infiltration ne sont pas connus et ne peuvent pas être spécifiés. La détermination de ces informations fait partie de la solution de **SEEP/W**. Il est cependant nécessaire d'indiquer avec une condition aux limites spécifiée où se situera probablement la face d'infiltration potentielle. Cela se fait avec les paramètres illustrés dans la **Figure V.7**. La condition aux limites doit être une condition aux limites de débit d'eau (Q) réglée sur $0 \text{ m}^3/\text{sec}$. Plus important encore, l'option d'examen de la face d'infiltration potentielle doit être cochée, comme indiqué en bas de la boîte de dialogue dans la figure.

Une fois que les conditions aux limites ont été définies, elles doivent être attribuées aux objets géométriques appropriés.

Dans ce cas, elles seront appliquées aux segments de ligne adéquats de la région. Une condition aux limites de charge de pression nulle ($hp = 0 \text{ m}$) sera également appliquée au point inférieur sur le pied aval de la digue. (**Figure V.8**)

Le deuxième cas est l'ajout du drain de fond au pied aval à l'arborescence d'analyse en clonant la première analyse dans la fenêtre **Définir** les analyses une fois cloné, les conditions aux limites peuvent être modifiées pour simuler l'analyse du drain de fond.

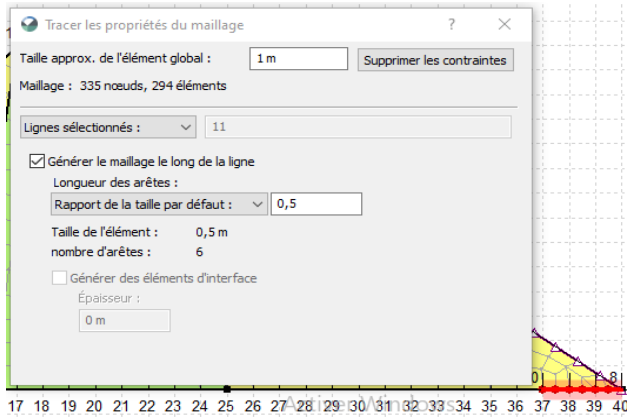


Figure V. 5: Affinement du maillage dans la fenêtre Propriétés du maillage.

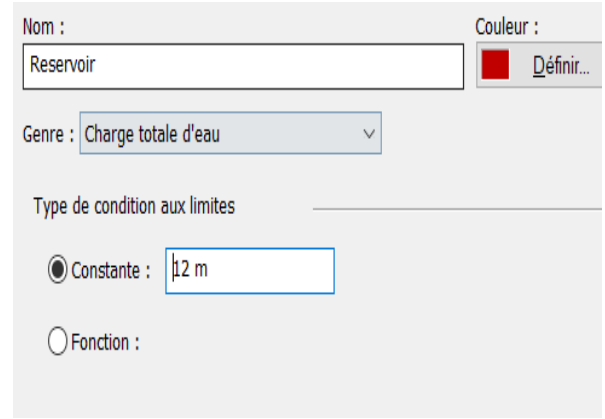


Figure V. 6: Niveau d'eau dans le réservoir

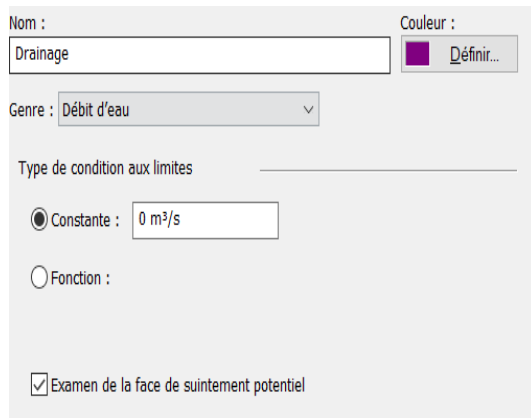


Figure V. 7: Conditions pour une limite de face d'infiltration potentiel

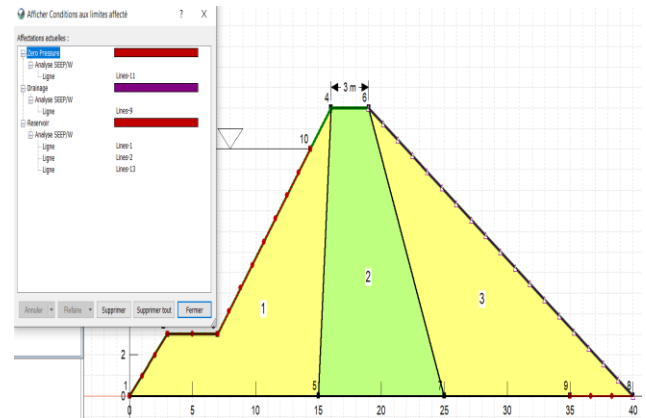


Figure V. 8: Affectation des conditions aux limites

V.1.3 Résultats et Discussions :

V.1.3.1 : Contours

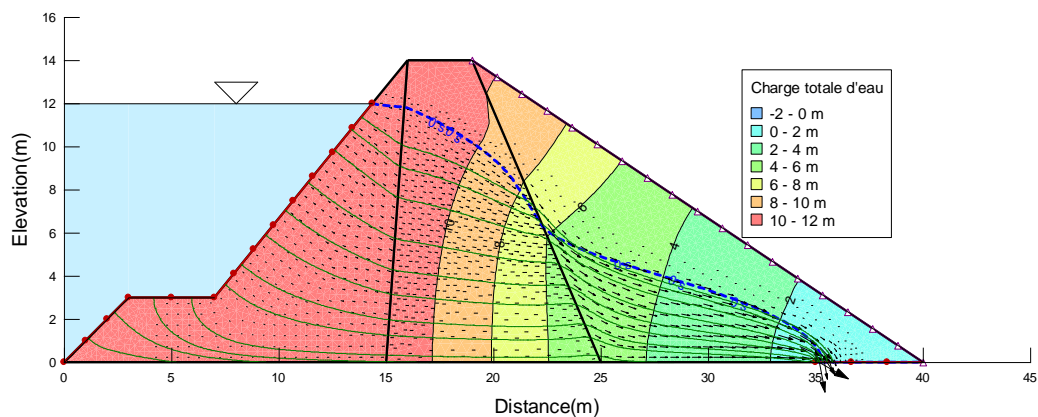


Figure V. 9: Charge totale d'eau

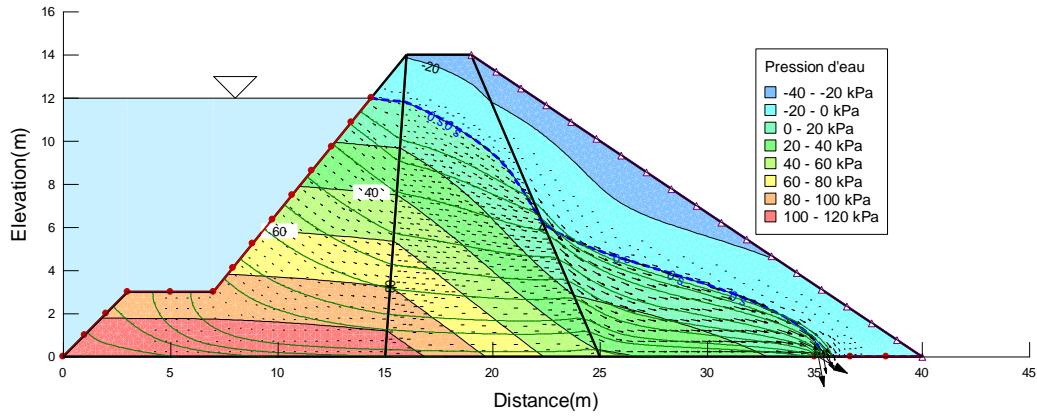


Figure V. 10: Pression d'eau

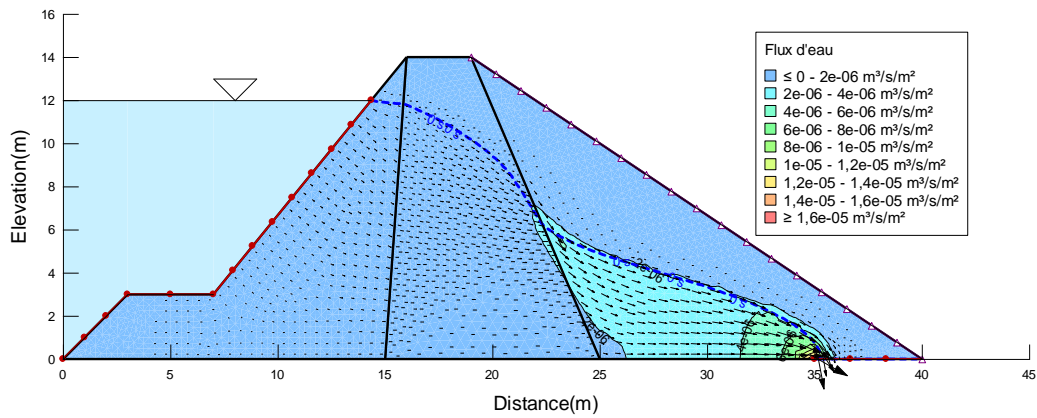


Figure V. 11: Flux d'eau

V.1.3.2 : Courbes dans différents emplacements

Nous avons désigné trois emplacements pour le traçage de nos courbes, avant le noyau, dans le noyau et après le noyau

V.1.3.2.1 : Emplacement 1

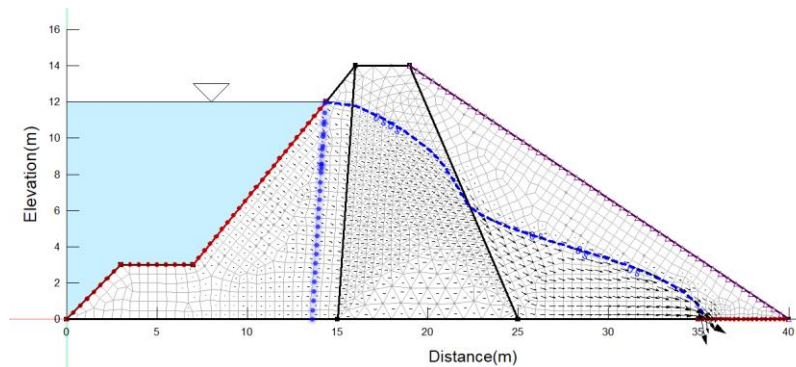


Figure V. 12: Premier emplacement – avant le noyau



Figure V. 13: charge totale d'eau – emplacement 1

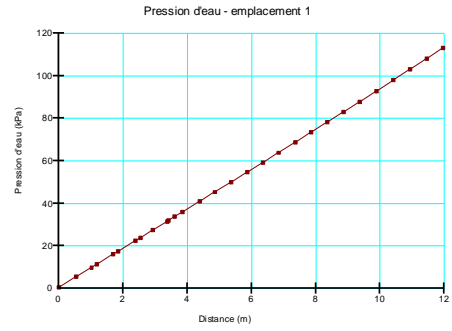


Figure V. 14: Pression d'eau – emplacement 1

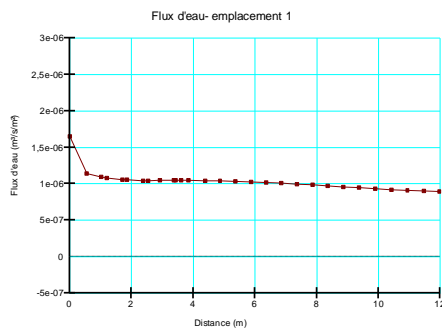


Figure V. 15: flux d'eau-emplacement 1

V.1.3.2.2 : Emplacement 2

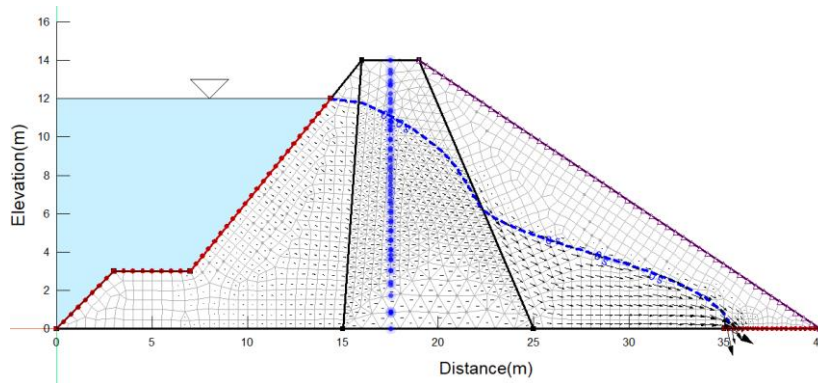


Figure V.16 : Deuxieme emplacement – dans le noyau



Figure V. 16: Charge totale d'eau – emplacement 2



Figure V. 17: Pression d'eau – emplacement 2



Figure V. 18: Flux d'eau - emplacement 2

V.1.3.2.3 : Emplacement 3

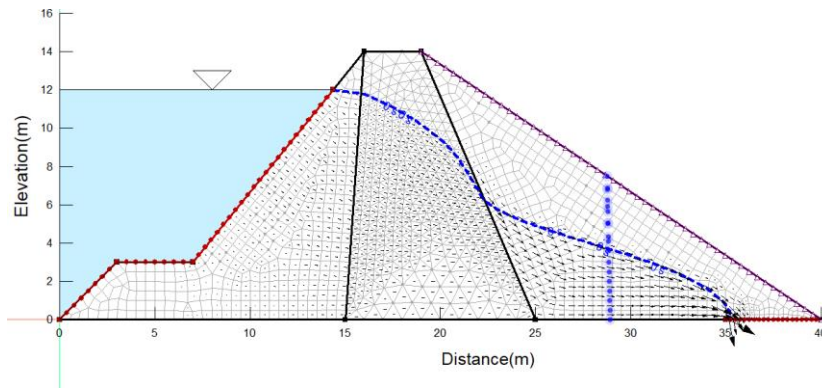


Figure V. 19: Troisième emplacement – après le noyau



Figure V. 20: Charge totale d'eau - emplacement 3

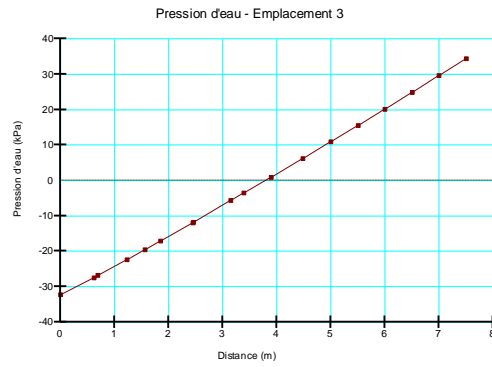
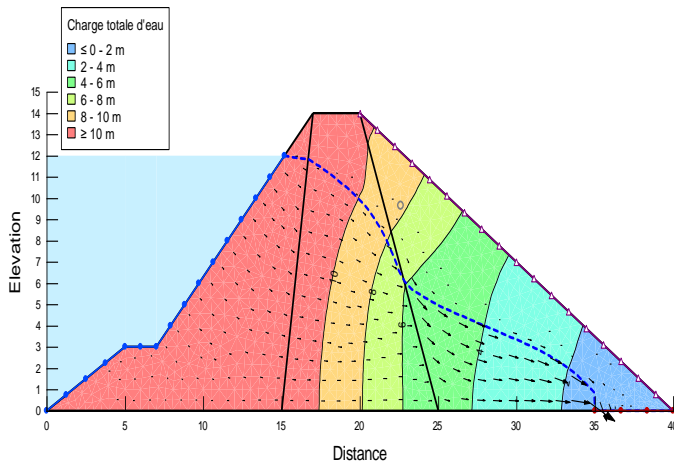


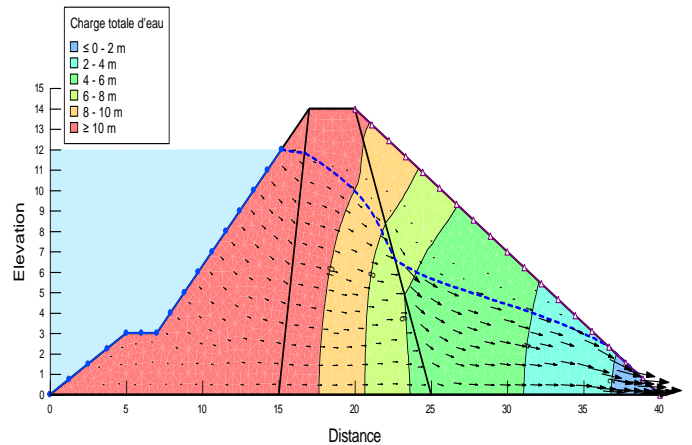
Figure V. 21: Pression d'eau – emplacement 3



Figure V. 22: Flux d'eau –emplacement 3



Charge totale d'eau et ligne piézométrique avec drain ligne



charge totale d'eau et ligne piézométrique avec drainage point

Figure V. 23: Position de la ligne piézométrique avec drain ligne et drain point

V.2 Drainage par Puits (Analyse plan)

V.2.1 Introduction

Les puits de décompression ou de drainage sont couramment installés du côté aval d'un barrage en terre pour contrôler l'infiltration le long de la face avale du barrage, ainsi que les pressions interstitielles à l'intérieur du barrage (c'est-à-dire de la digue). Une exigence de conception clé pour les problèmes de ce type est l'espacement des puits.

L'option de vue en plan dans SEEP/W doit être utilisée pour explorer l'effet relatif de l'espacement des puits sur l'infiltration et les pressions interstitielles à l'intérieur du barrage en terre. Le terme "relatif" est utilisé ici car la simulation en vue en plan n'est pas une analyse tridimensionnelle véritable. L'analyse en vue en plan est idéalement utilisée pour simuler l'écoulement dans des aquifères confinés ; cependant, le scénario des puits de drainage ou de décompression dans cet exemple se prête raisonnablement bien à ce type d'analyse si l'on fait une hypothèse simplificatrice selon laquelle la digue agit comme une unité de confinement et que les sols de fondation agissent comme un "aquifère". Par conséquent, la simulation en vue en plan peut fournir des informations utiles à un effort considérablement moindre par rapport à une analyse 3D véritable. Cet exemple montre comment l'analyse en vue en plan de SEEP/W peut être utilisée à cette fin.

V.2.2 Simulation numérique

L'analyse porte sur une partie de la digue qui fait 40 mètres de large installée sur le dessus d'une fondation épaisse de 10 mètres. La digue est installée le long du côté gauche de la fondation, avec un réservoir ayant une charge totale constante de 12 mètres, en supposant que le niveau de référence est situé au bas de la couche de fondation. Une section de 80 mètres de la digue et fondation est simulée, avec une ligne ajoutée au domaine pour représenter le pied de la fondation. La limite "lointaine" est considérée comme étant contrôlée par un cours d'eau naturel à une charge totale de 6 mètres, qui agit comme une sortie d'infiltration. Dans le cadre de cette étude, on suppose que le pompage à l'intérieur des puits de drainage maintient le niveau d'eau à 6 mètres à l'emplacement des puits de drainage ; la même élévation que l'eau dans le fossé de sortie.

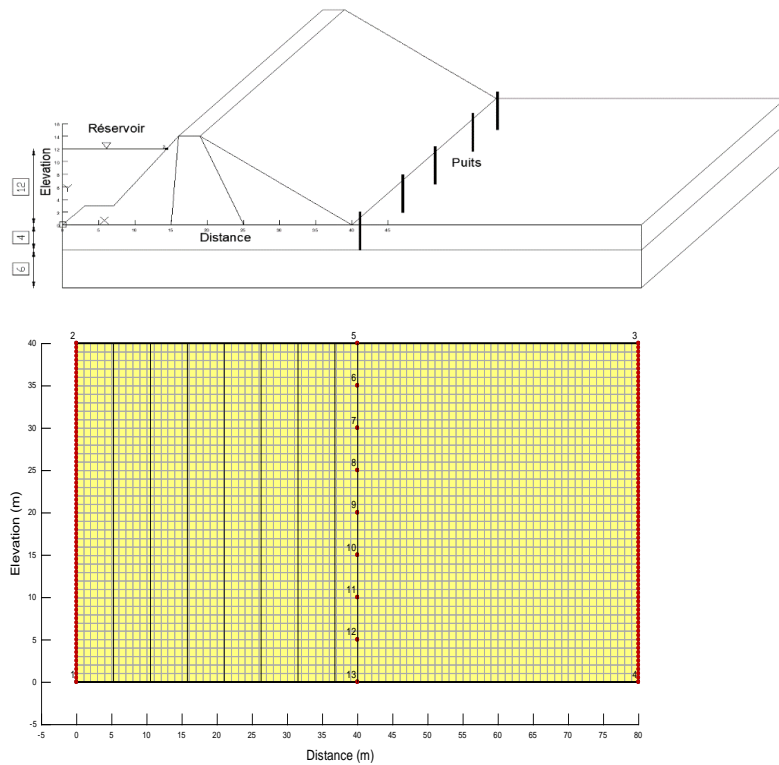


Figure V. 24: Schéma du problème avec la configuration de la vue en plan de SEEP/W.

Des points ont été ajoutés (en utilisant Dessiner des points) le long de la ligne pour représenter l'emplacement des puits de drainage le long du pied de la digue. Le maillage est généré le long de la ligne en veillant à ce que l'option "Générer le maillage le long de la ligne" soit activée dans la fenêtre Propriétés du maillage avec la ligne sélectionnée. Une taille d'élément globale de 2 mètres est définie pour le maillage. Comme il sera démontré dans la **Figure V.25**, les points et les segments de ligne sont nécessaires pour la spécification des conditions aux limites.

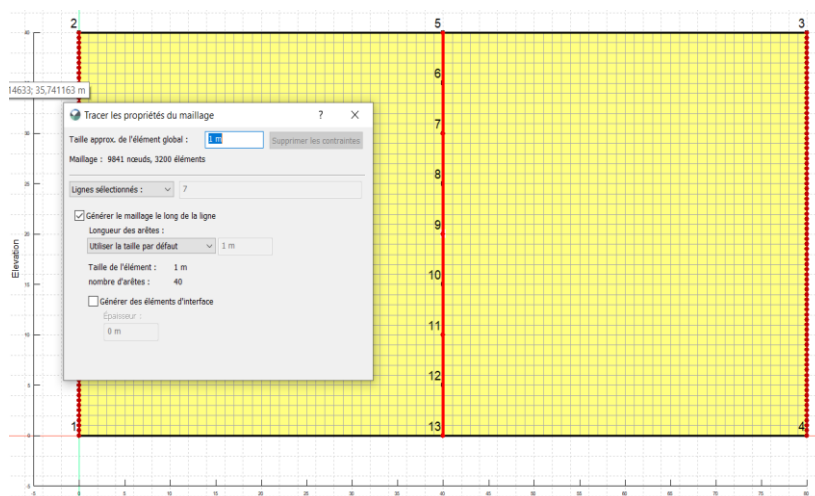


Figure V. 25: Génération du maillage

Pour utiliser la vue en plan dans SEEP/W, il est nécessaire de représenter la surface du sol d'origine (c'est-à-dire avant la construction de la digue) en spécifiant les coordonnées x-y-z dans une fonction spatiale. L'option de vue en plan est sélectionnée en utilisant la fenêtre Propriétés de la géométrie. Une fonction d'épaisseur de maillage doit être créée en allant dans Définir > Fonctions spatiales > Épaisseur de maillage et en définissant les coordonnées x-y-z (**Figure V.26**). Cette fonction spatiale doit ensuite être sélectionnée dans la fenêtre Propriétés de la géométrie.

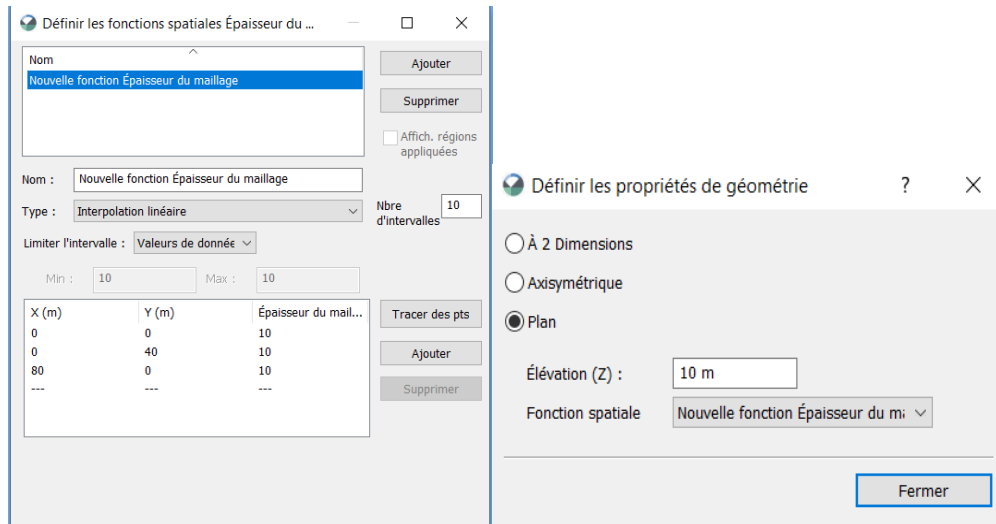


Figure V. 26: Boîte de dialogue de la vue en plan pour la génération de l'épaisseur du maillage en fondation

Les points #1 et #2 définissent le côté gauche du maillage en vue en plan et correspondent à la position sur le pied amont de la digue. Le point #3 définit le coin inférieur droit du maillage en vue en plan et correspond à la position le long du cours d'eau (pied aval). La coordonnée z est considérée comme l'épaisseur de la surface du sol ; c'est-à-dire le sommet de la couche de fondation. En cliquant sur le bouton Générer, l'épaisseur appropriée est générée pour tous les éléments du maillage.

Le réservoir est représenté avec une condition aux limites de charge totale (H) sur la frontière gauche égale à 12 mètres. Le niveau d'eau dans le fossé de sortie est représenté avec une condition aux limites de 6 mètres. Il y a 6 analyses à l'état stationnaire dans le projet. Ces analyses représentent différents scénarios à étudier, notamment :

1. Pas de puits, où les conditions de pression interstitielle sont simulées sans la présence de puits de drainage le long du pied de la digue ;
2. Puits de drainage espacés de manière variable, où l'effet de l'espacement des puits de drainage est exploré, avec des espacements de puits de 40 m, 20 m, 10 m et 5 m le long du pied aval ; et

3. Une tranchée de drainage est considérée, où toute la ligne le long du pied aval de la digue est supposée restée à une charge totale de 6 mètres.

Il est important de reconnaître que, dans une analyse en vue en plan, seule la conductivité saturée spécifiée est utilisée. Il est supposé que la fondation reste entièrement saturée pendant une analyse en vue en plan. Par conséquent, le modèle de matériau ‘saturé uniquement’ (Saturated Only) est utilisé. À des fins illustratives, une conductivité hydraulique saturée de 1 m/jour est utilisée pour la fondation dans toutes les analyses. Une condition aux limites de charge totale de 6 mètres est utilisée sur la ligne ou les points simulés comme une tranchée ou des puits de drainage, en fonction de l'espacement des puits de drainage spécifié pour l'analyse.

V.2.3 Résultats et Discussions

Les contours de la charge totale et la charge de pression d'eau à l'état stationnaire résultants pour l'analyse sans puits de drainage ni tranchée, avec puits espacés ou avec tranchée tout est représenté dans les figures qui suivent. La quantité totale d'infiltration à travers la fondation est de 53.34 m³/jour (tableau 1), ce qui peut être visualisé en créant un graphique du débit d'eau en utilisant des sous-domaines. Un sous-domaine a été créé à la fois sur le côté gauche et le côté droit de la ligne représentant le pied de la digue pour bien représenter les graphiques. Étant donné que cette analyse initiale ne comporte ni puits de drainage ni tranchée, l'infiltration totale est la même des deux côtés de la ligne. Par contre on aura des changements des débits dans les autres cas.

V.2.3.1 Les emplacements où visualiser les graphismes

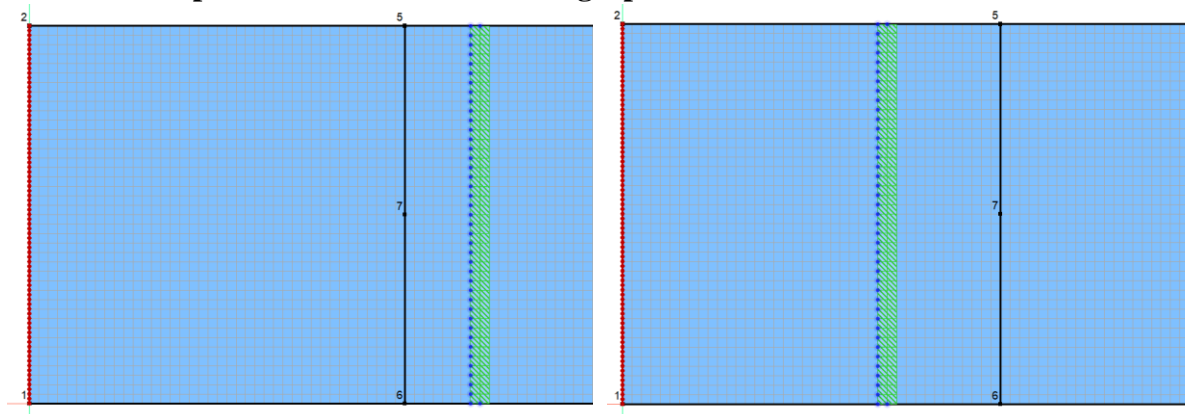


Figure V. 27: Emplacement à droite et à gauche de la ligne au pied du talus

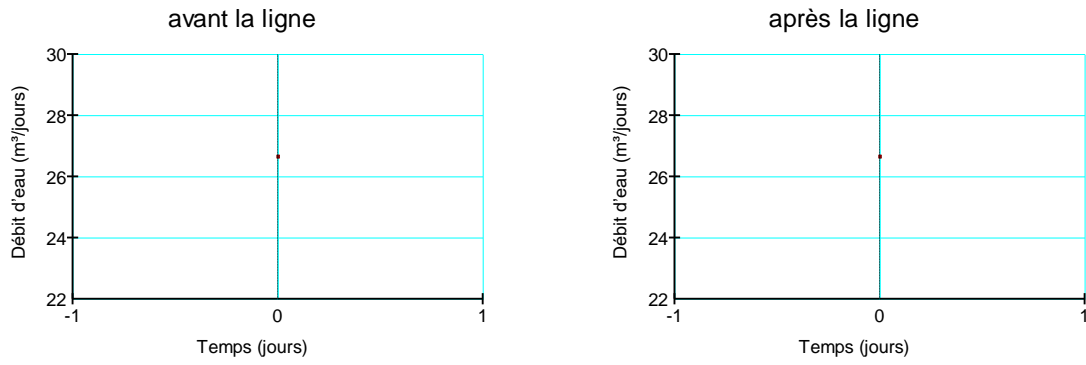


Figure V. 28: Débit à gauche et à droit de la ligne - sans puits

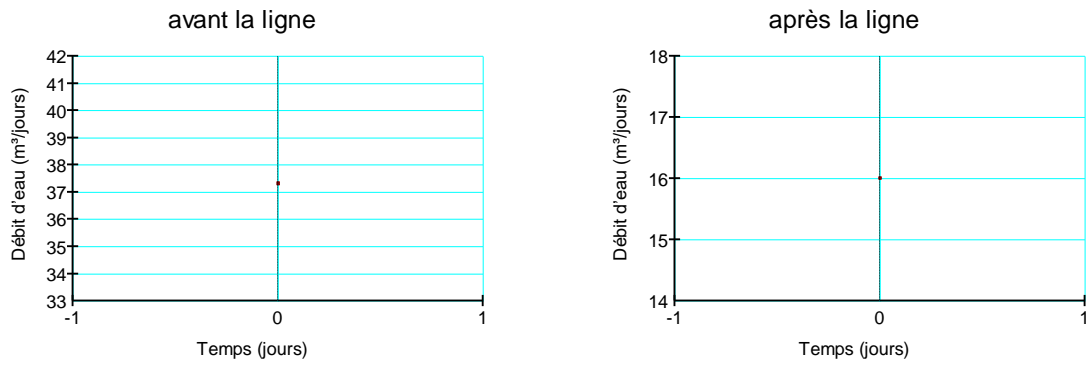


Figure V. 29: Débit à gauche et à droit de la ligne – puits espacés de 40m

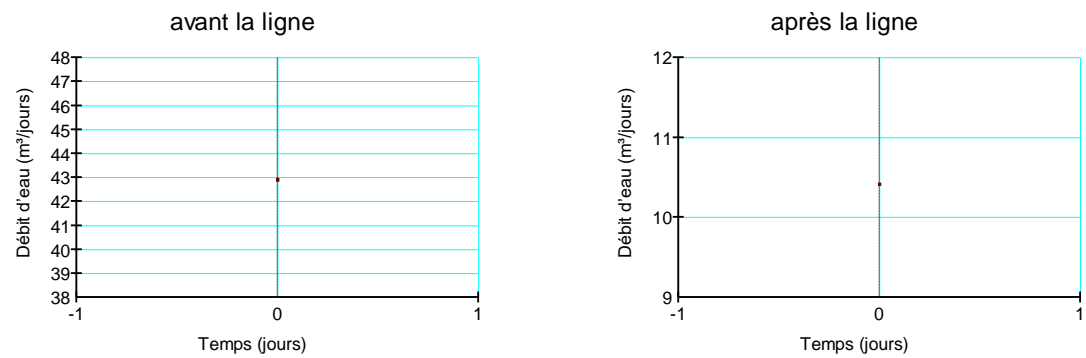


Figure V. 30: Débit à gauche et à droit de la ligne – puits espacés de 20m

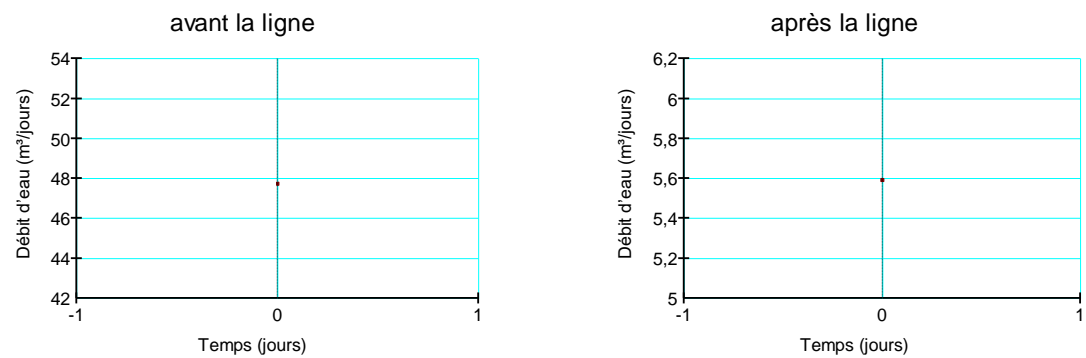


Figure V. 31: Débit à gauche et à droit de la ligne – puits espacés de 10m

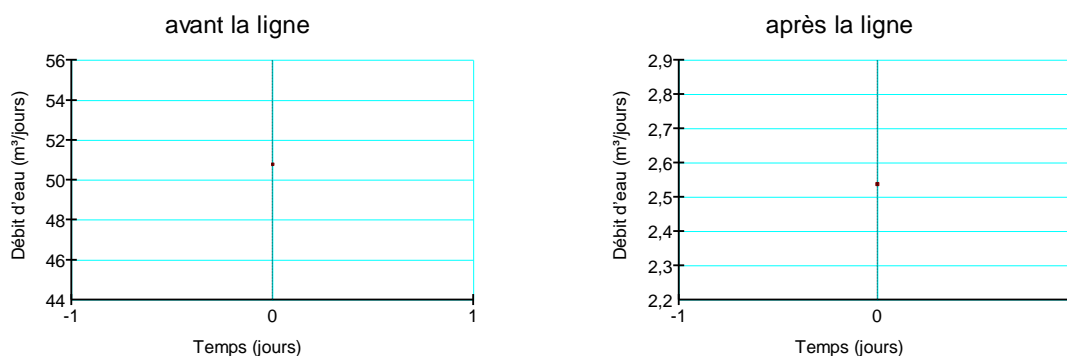


Figure V. 32: Débit à gauche et à droite de la ligne – puits espacés de 5m

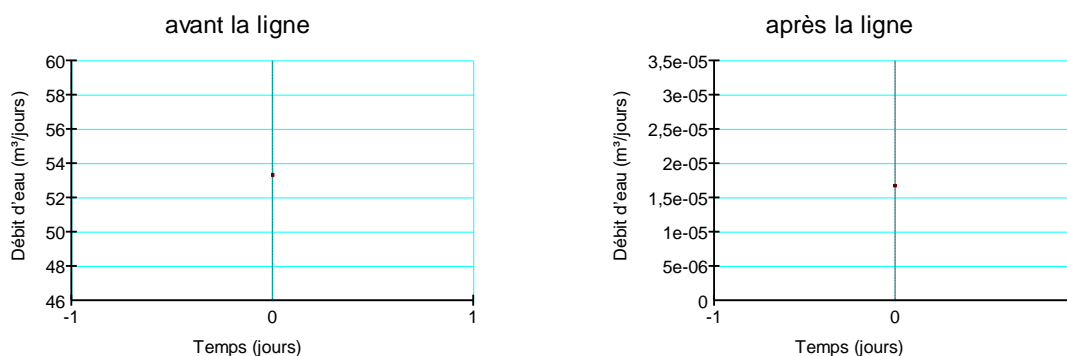


Figure V. 33: Débit à gauche et à droite de la ligne – tranchée

Les contours des charges totales d'eau et des pressions d'eau résultants ainsi que les graphes pour les espacements variables des puits de drainage de 40 m, 20 m, 10 m et 5 m sont montrés dans les figures suivantes, respectivement. L'infiltration totale traversant chacun des sous-domaines sous la digue et le long du côté droit du domaine du modèle sont indiqués dans le Tableau 1 pour chacun des cas représentant des espacements variables des puits de décompression.

Tableau 1: Débits traversant la fondation dans les différents cas de figure

Analyse	Espacement (m)	Débit à gauche (m ³ /j)	Débit à droite (m ³ /j)
1	Sans puits ni tranchée	26.67	26.67
2	40	37.324	16.011
3	20	42.919	10.417
4	10	47.743	5.594
5	5	50.799	2,539
6	Tranchée	53.33	1.681 10 ⁻⁵

La somme des deux taux d'infiltration dans chacun des cas est de 53.34 m³/jour. La différence entre les deux représente la quantité capturée par les puits. Cela peut être vérifié en utilisant la

commande Afficher les informations sur les résultats et en cliquant sur le point au niveau du puits.

V.2.3.2 Contours et graphes:

Nous allons présenter le cas de puits espacés de 20 m c'est à dire 3 puits seulement.

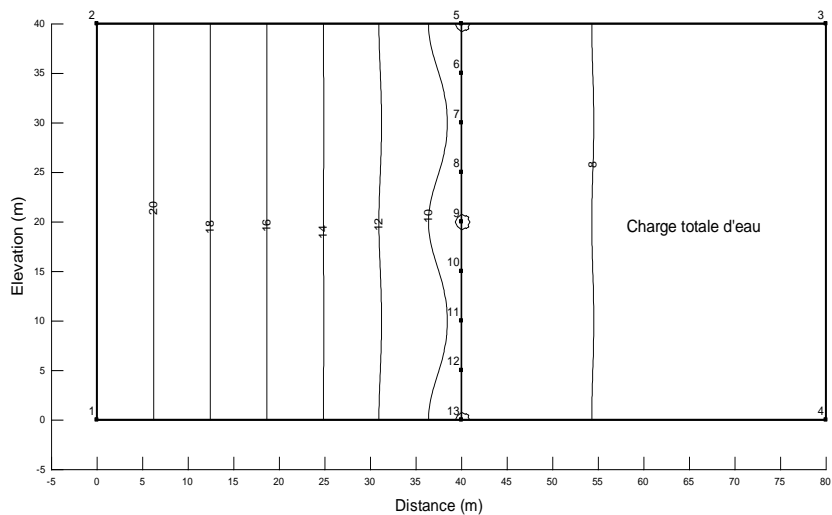


Figure V. 34: Charge totale d'eau

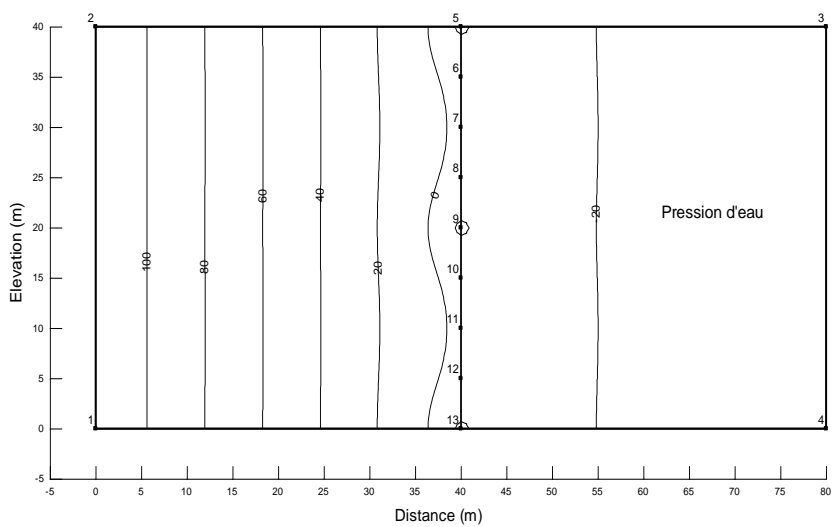


Figure V. 35: Pression d'eau

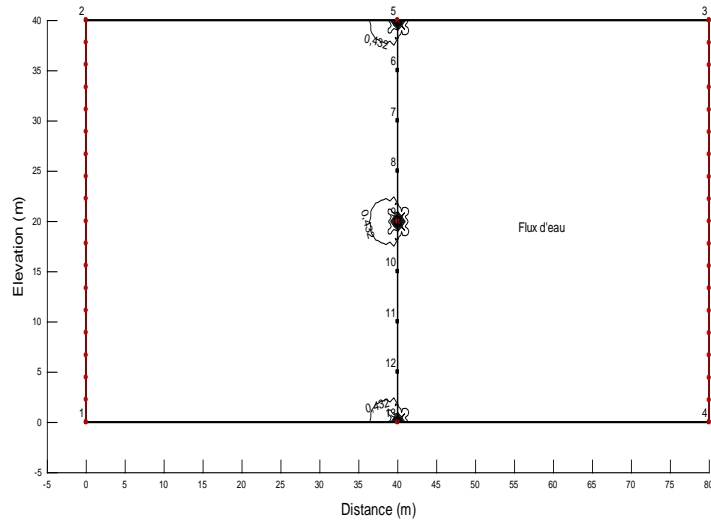


Figure V. 36: Flux d'eau

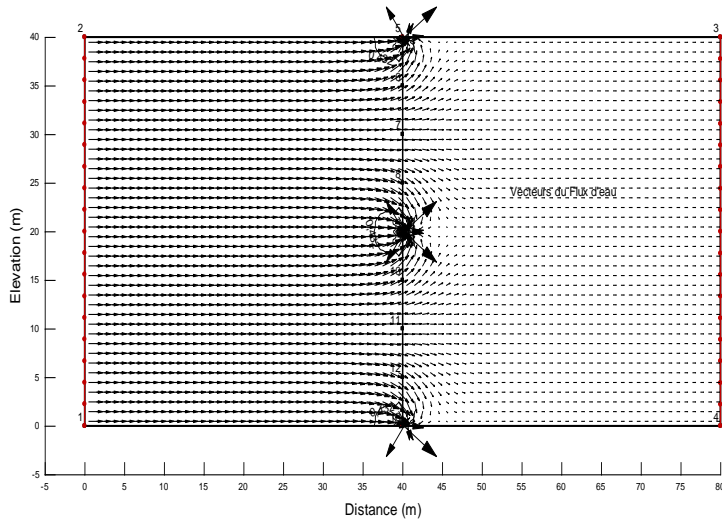


Figure V. 37: Vecteurs du flux d'eau

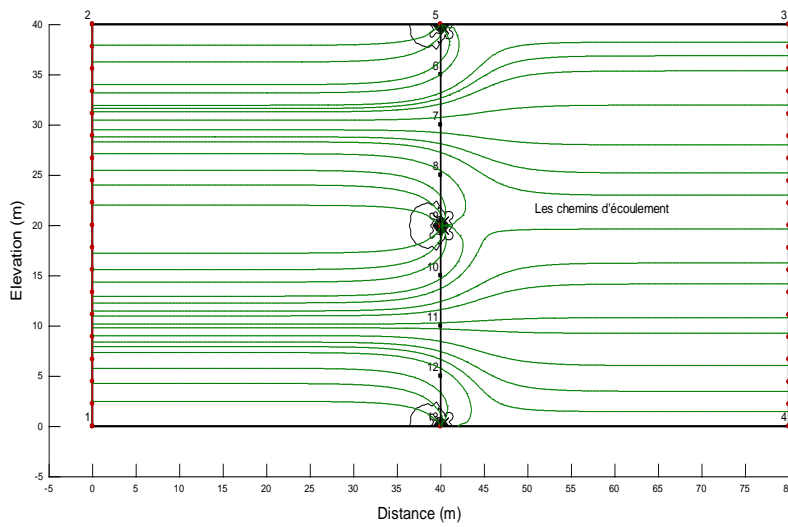


Figure V. 38: Les chemins d'écoulement

Il est intéressant de noter que même un espacement large entre les puits de drainage a un impact significatif sur la quantité d'écoulement à travers la fondation. Cependant, le profil de pression interstitielle entre les drains (le long du haut du modèle) est à peine affecter.

Les **Figures V.40** et **V.41** montrent la pression interstitielle pour un profil à travers le drain en haut du modèle et au milieu entre deux drains lorsque l'espacement est de 40 mètres. En revanche, les profils de pression interstitielle le long du drain et entre les drains sont presque identiques lorsque l'espacement est de 5 mètres, comme indiqué dans la **Figure V.41** - la seule différence est juste au niveau du puits.

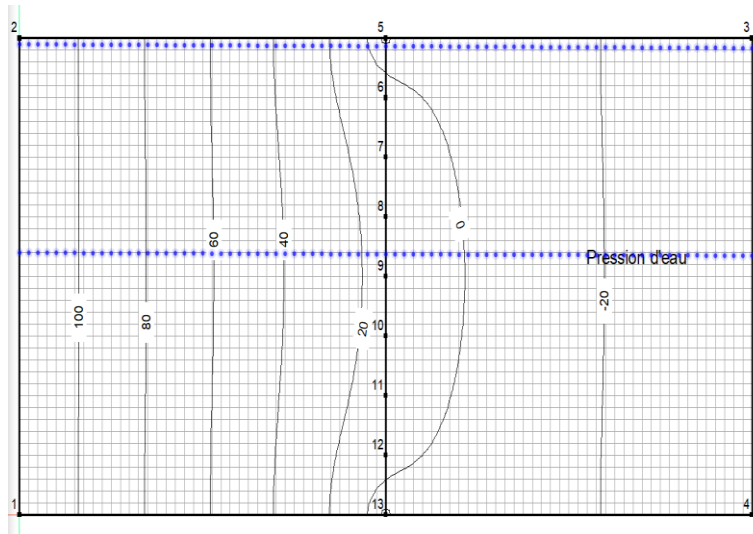


Figure V. 39: Emplacement entre 2 puits et en haut pres du puit d'extrémité

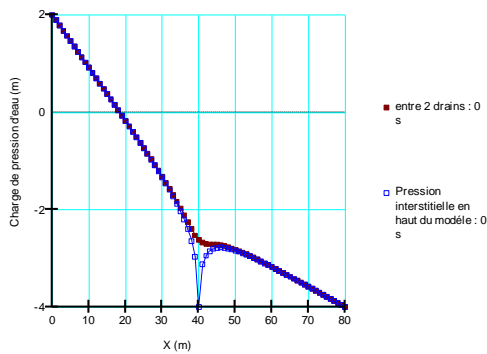


Figure V. 40: Profils de pressions interstitielles avec un espacement de 40 m

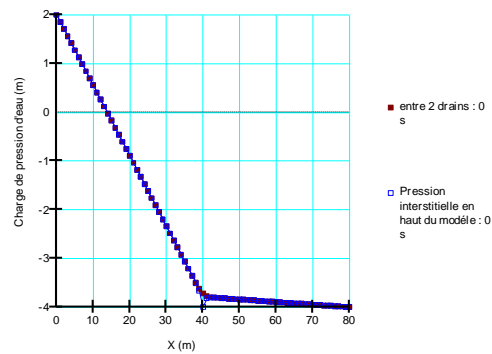


Figure V. 41: Profils de pressions interstitielles avec un espacement de 5 m.

V.3 Conclusion

L'analyse en vue en plan dans SEEP/W peut être utilisée pour comprendre la réalisation de scénarios simples impliquant des aquifères confinés. Cet exemple illustre un scénario dans lequel l'option de vue en plan peut être utile pour comprendre l'influence de l'espacement des puits de décompression sur l'infiltration sous une digue ou un barrage en terre. Il est important de noter que l'option de vue en plan n'est pas une analyse tridimensionnelle véritable, mais des résultats relatifs peuvent être visualisés

CHAPITRE VI Analyse de la stabilité

-Après construction

-Réservoir plein

-Vidange instantannée

**-Vidange rapide Avec SEEP
et avec SIGMA**

1^{ère} partie : SLOPE avec SEEP comme parent

VI.1.1 Introduction

SLOPE/W utilise l'approche de l'équilibre limite pour évaluer la stabilité d'une géométrie définie. La méthode de l'équilibre limite divise une masse de glissement potentielle, définie par une surface de glissement, en tranches verticales. Une solution itérative est utilisée pour déterminer le facteur par lequel la résistance au cisaillement de toutes les tranches doit être réduite de manière à ce que la masse de glissement soit juste à l'équilibre statique (avant que le glissement ne se produise). Ce facteur de réduction est appelé coefficient de sécurité. L'équilibre peut être évalué par rapport à l'équilibre des moments ou des forces. Ainsi, SLOPE/W calcule deux coefficients de sécurité ; un par rapport à l'équilibre des moments globaux et un par rapport à l'équilibre horizontal des forces. Une autre solution itérative détermine le facteur de force entre tranches (λ ; le rapport des forces de cisaillement entre tranches et des forces normales entre tranches) générant le même coefficient de sécurité pour les équilibres des moments et des forces.

Les composantes clés d'une analyse SLOPE/W comprennent la géométrie de la pente (du talus), les surfaces de glissement et les propriétés des matériaux. Les régions définissent la géométrie de la pente et la stratigraphie, et peuvent être dessinées ou importées à partir d'un fichier DXF ou DWG (Autocad). Les régions sont formées avec des points et des lignes, où un point est un objet géométrique dans l'espace avec des coordonnées x-y, une ligne est un objet droit avec des points aux deux extrémités, et une région est un polygone fermé avec un point à chacun des sommets. Tout comme pour la définition des régions, il existe plusieurs méthodes disponibles pour créer des surfaces de glissement d'essai, y compris les méthodes **Entry and Exit**, **Grid and Radius**, et **Block-Specified**. Les propriétés des matériaux décrivent la résistance au cisaillement d'un sol, et sont généralement définies par le poids unitaire, la cohésion et l'angle de frottement. Plusieurs modèles de matériaux sont disponibles dans SLOPE/W pour définir les paramètres de résistance au cisaillement.

Les pressions interstitielles peuvent avoir un impact substantiel sur la stabilité des pentes. Ainsi, un autre aspect important des analyses SLOPE/W est la définition des pressions interstitielles. Les pressions interstitielles peuvent être spécifiées par des lignes piézométriques, des fonctions spatiales et des coefficients, ou des valeurs calculées par une analyse des éléments finis correspondante.

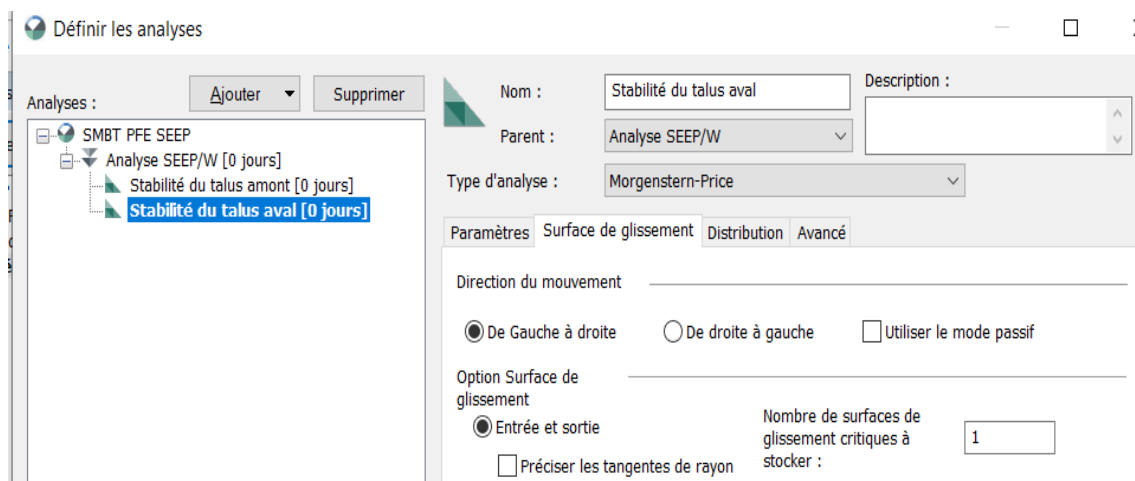


Figure VI. 1: Type d'analyse et définition de la surface de glissement

La fonction du temps:

Temps (jours)	Charge totale d'eau (m)
0	22
5	10
---	---

Figure VI. 2: Fonction du temps

VI.1.2 Simulation numérique

Une analyse SLOPE/W a été créée dans la fenêtre **Définir** les analyses, en utilisant la formulation d'équilibre limite de Morgenstern-price, de Bishop, de Janbu, de Spencer et de Fellenius.

Dans l'onglet **Surface** de glissement, la technique d'entrée et de sortie crée les surfaces de glissement avec la direction de glissement allant de la gauche vers la droite pour le talus aval et de droite vers la gauche pour le talus amont. Sous l'onglet **Paramètres**, l'analyse parente définit les conditions de pression interstitielle ainsi que la géométrie avec l'analyse SEEP/W(**Figure VI.1**) dans le cas du réservoir plein.

Ensuite, les surfaces de glissement sont créées avec la méthode d'entrée - sortie. Les sections de la ligne de surface du sol où la surface de glissement doit entrer et sortir soit cliquer glisser directement sur le profil soit saisies dans la fenêtre **Définir** la plage d'entrée et de sortie de la surface de glissement (**Figure VI.3**).

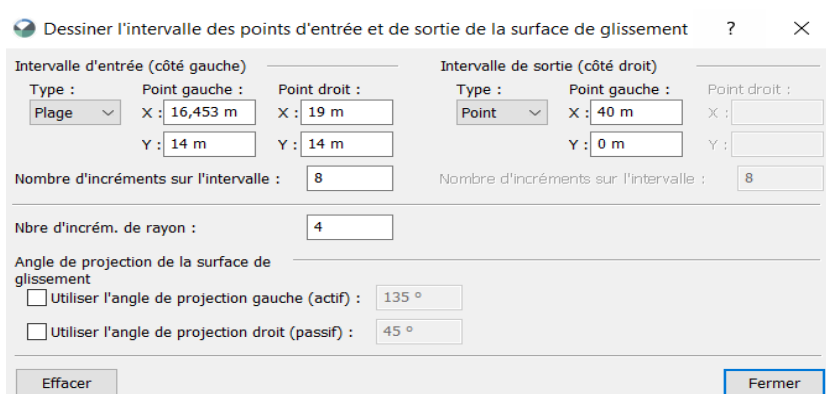


Figure VI. 3: Boîte de dialogue de la surface de glissement d'entrée et de sortie

NB: On a étudié trois (03) simulations pour la détermination du coefficient de sécurité.

1. Après construction du barrage ;
2. Réservoir plein ;
3. Vidange rapide et vidange lente en fonction du temps.

Après définition et affectation des matériaux aux différentes régions et désignation des conditions aux limites aux différentes bordures, on fait une simulation pour les différents cas de figures cités ci-dessous.

➤ **Après construction du barrage et avec vidange instantanée**

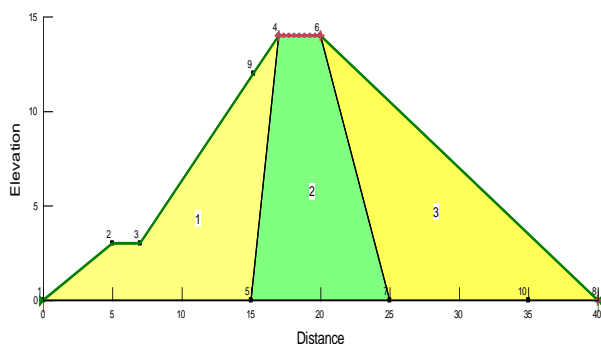


Figure VI. 4: Conditions aux limites - après construction - talus amont et aval

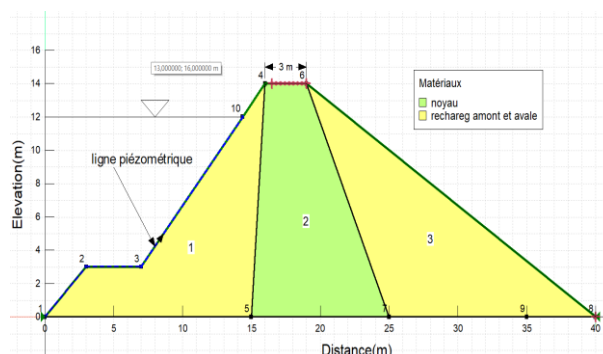


Figure VI. 5: Vidange instantanée avec ligne piézométrique

VI.1.3 Résultats et Discussion

VI.1.3.1 Après construction du barrage

a) Coefficient de sécurité avec différentes méthodes

Le coefficient de sécurité pour chacune des surfaces de glissement est calculé lorsque l'analyse SLOPE/W est résolue. La surface de glissement avec le coefficient de sécurité le plus petit, ou la surface de glissement critique, est affichée dans la fenêtre des **contours** ou des **résultats**.

Cela représente la masse de glissement potentielle la plus susceptible de présenter une défaillance en fonction des paramètres d'entrée. Le facteur par lequel la résistance au

cisaillement de chaque tranche a été réduite pour la surface de glissement critique est de 1,070 pour le talus amont et 1,174 pour le talus aval (par la méthode de Spencer).

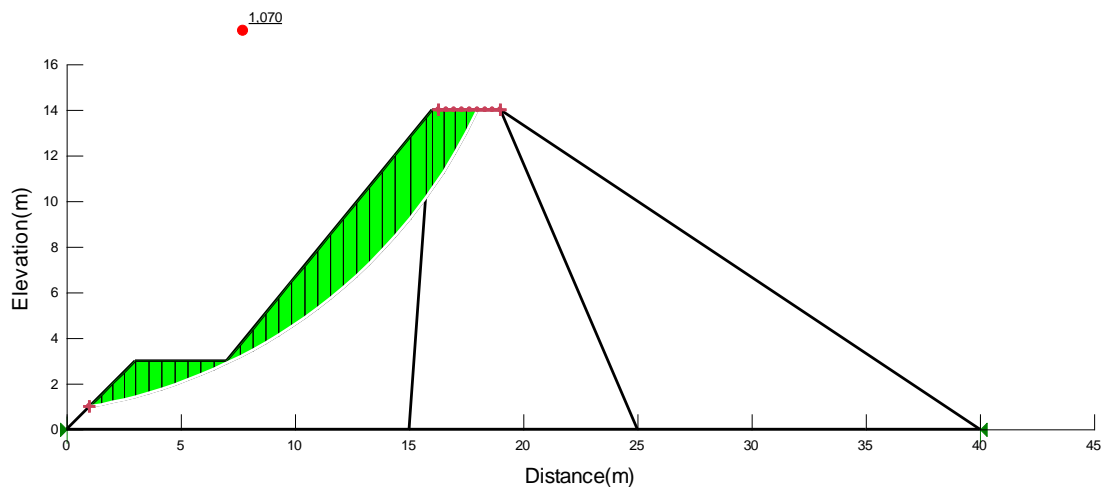


Figure VI. 6: Coefficient de sécurité du talus amont après construction

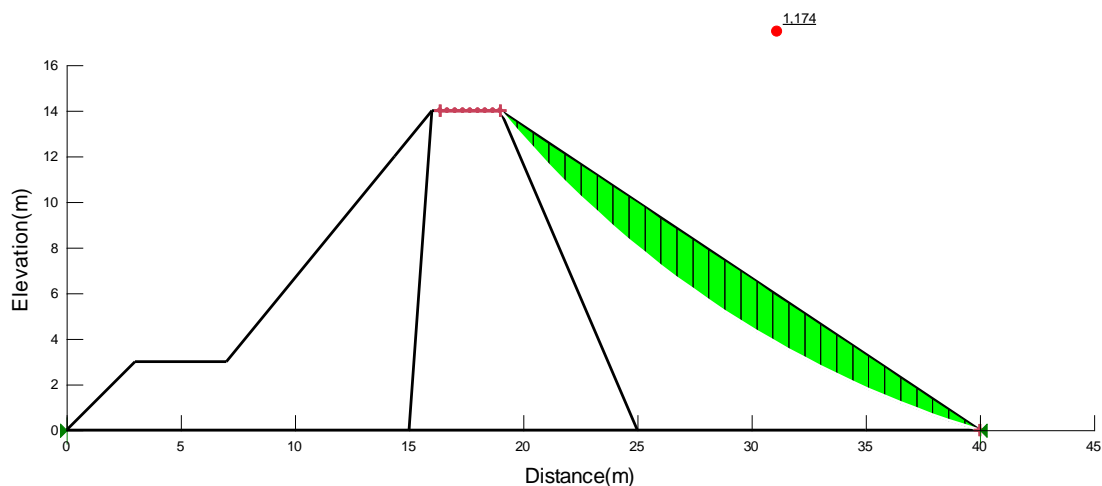


Figure VI. 7: Coefficient de sécurité du talus amont après construction

Pour chaque surface de glissement, le coefficient de sécurité est calculé par rapport à l'équilibre des forces et des moments sur une plage de valeurs lambda (rapports de force entre les tranches). Les résultats de ces calculs produisent un graphique du coefficient de sécurité en fonction de lambda pour chaque surface de glissement (**Figure VI.8**). L'intersection des graphiques rouge et bleu fournit le coefficient de sécurité convergé pour une surface de glissement donnée satisfaisant à la fois l'équilibre des forces et des moments (**Figure VI.8**). Le point d'intersection indique également la valeur de lambda conduisant à une solution convergente. La valeur de lambda fournissant un coefficient de sécurité convergent pour la surface de glissement critique est de 0,6 dans cet exemple - ainsi, le cisaillement entre les

tranches est de 0,6 fois la normale entre les tranches pour toutes les tranches de la surface de glissement critique.

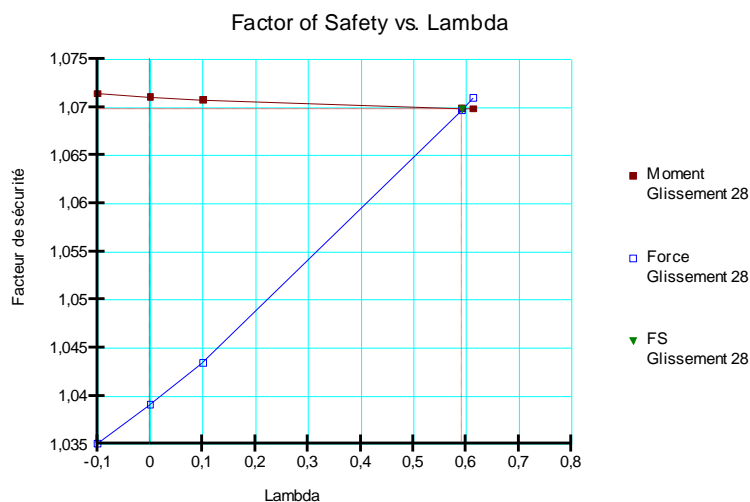


Figure VI. 8: Graphique du coefficient de sécurité par rapport à lambda pour la surface de glissement critique

Les formulations précoces d'équilibre limite (avant les ordinateurs personnels) considéraient le coefficient de sécurité par rapport à l'équilibre des forces ou des moments (pas les deux), et ignoraient le cisaillement entre les tranches (c'est-à-dire, un lambda de 0). La méthode de Bishop satisfaisait uniquement l'équilibre des moments. Ainsi, le coefficient de sécurité de Bishop est là où le graphique des moments intersecte l'axe des y (lambda = 0). Pour la surface de glissement critique, le coefficient de sécurité de Bishop est de 1,071 (**Figure VI.8**).

Ces méthodes sont disponibles dans SLOPE/W ; cependant, les méthodes plus récentes fournies dans SLOPE/W (par exemple, les méthodes de Morgenstern et Price, les méthodes de Spencer) sont plus rigoureuses car elles satisfont à la fois à l'équilibre des forces et des moments. En plus de dessiner la carte de couleur des surfaces de glissement et d'examiner le coefficient de sécurité par rapport au graphique de lambda.

Tableau 2: Facteurs de sécurité au cas du barrage vide (après construction).

	Spencer		Janbu		Bishop		Ordinaire		M.price	
Talus	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
Fs	1,070	1,174	1,016	1,148	1,071	1,175	0,976	1,149	1,070	1,174

b) Information sur quelques tranches du cercle de glissement critique

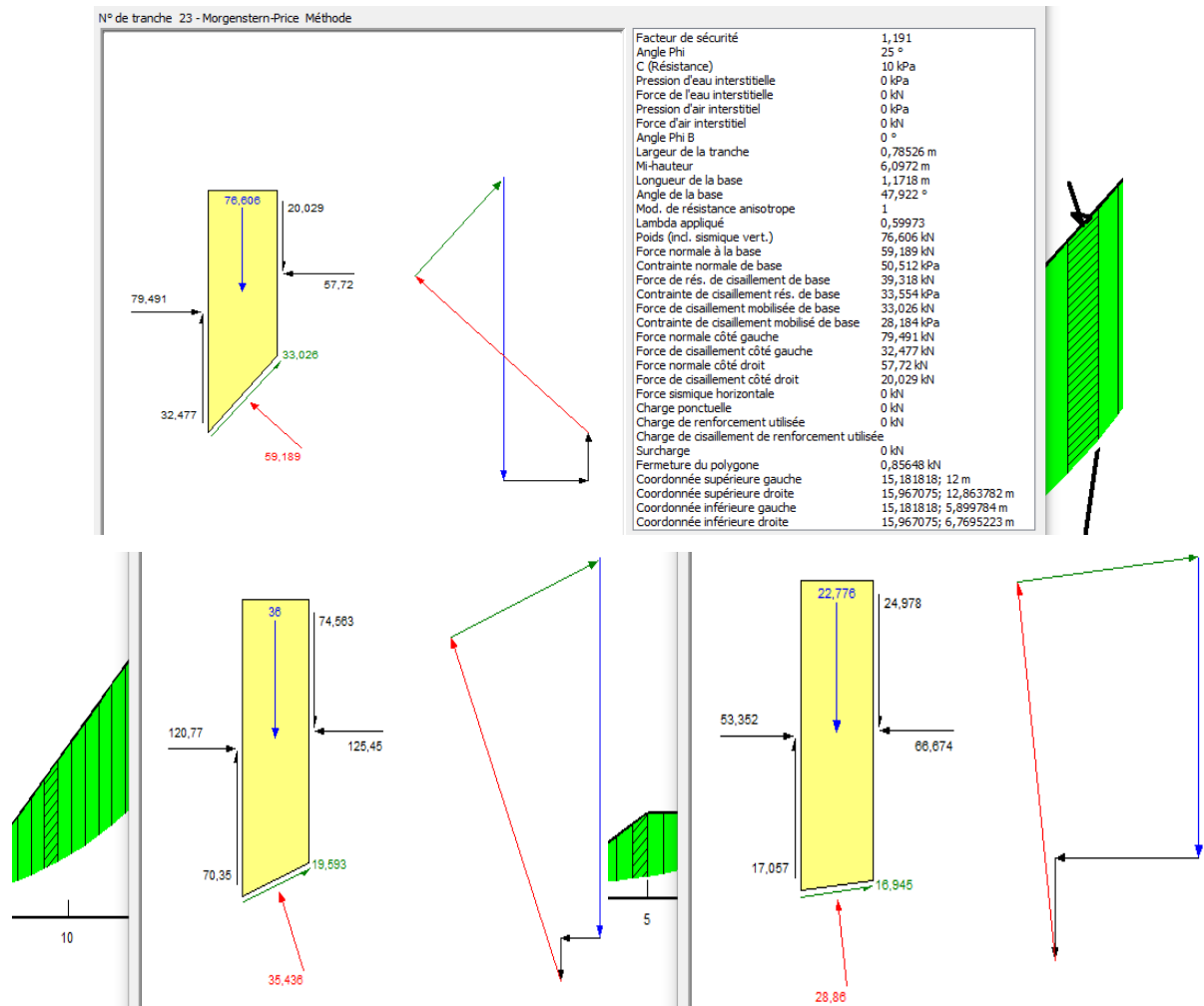


Figure VI. 9: Détails des forces de tranche et diagramme du corps libre (après construction).
 Vue que le réservoir est vide (après construction), on remarque bien l'absence de la force de l'eau , celle de dessus (pour toutes les tranches).

c) Quelques Graphes

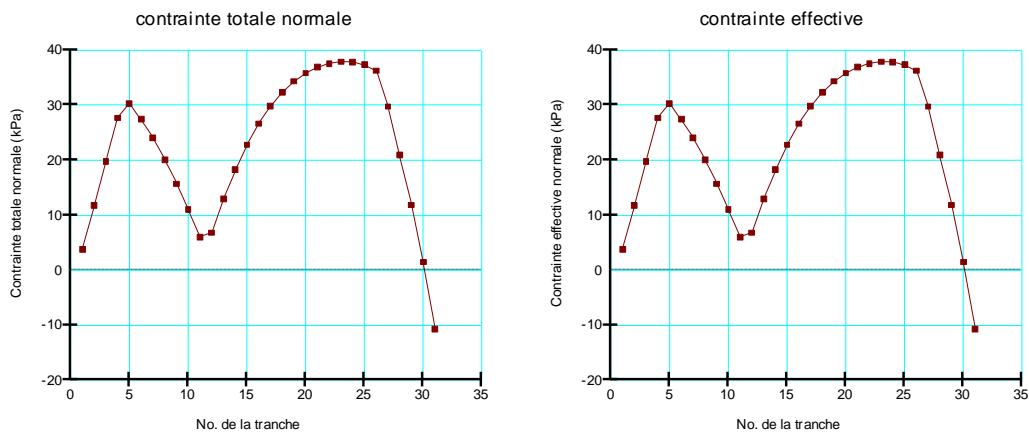


Figure VI. 10: contraintes effectives et totales talus amont (après construction)

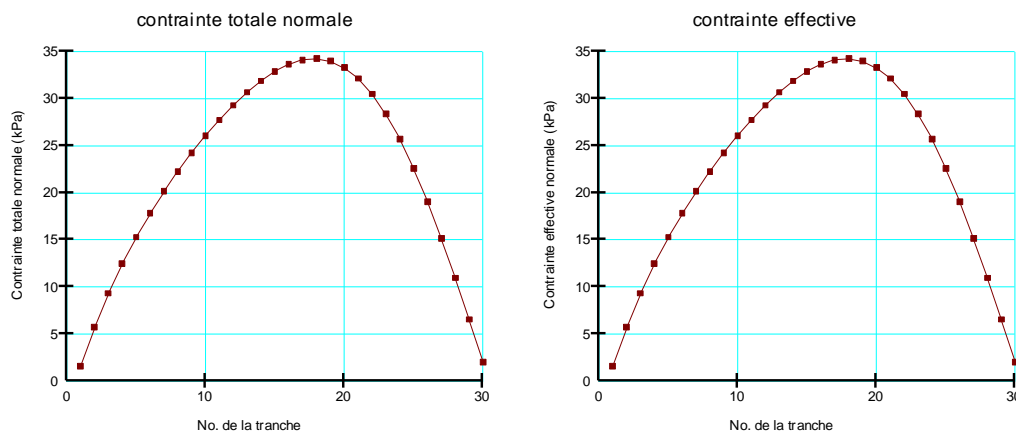


Figure VI. 11: contraintes effectives et totales - talus amont (après construction)
 Lorsque le barrage est construit et que le réservoir est vide, les contraintes dans le sol sous le barrage sont principalement dues au poids du barrage lui-même. Les contraintes totales et effectives dans le sol peuvent être représentées comme suit :

- **Contrainte totale** : C'est la contrainte due au poids du sol du barrage.
- **Contrainte effective** : C'est la contrainte qui est réellement portée par la structure du sol, c'est-à-dire la contrainte totale moins la pression interstitielle.

Dans le cas du réservoir vide, la pression interstitielle est principalement due à la nappe phréatique naturelle ou à l'eau contenue dans les pores du sol en dessous du barrage. Si cette pression interstitielle est négligeable ou relativement uniforme, les graphes des contraintes totales et effectives seront très similaires.

VI.1.3.2 Avec vidange instantanée

a) Coefficient de sécurité (méthode de Morgenstern Price)

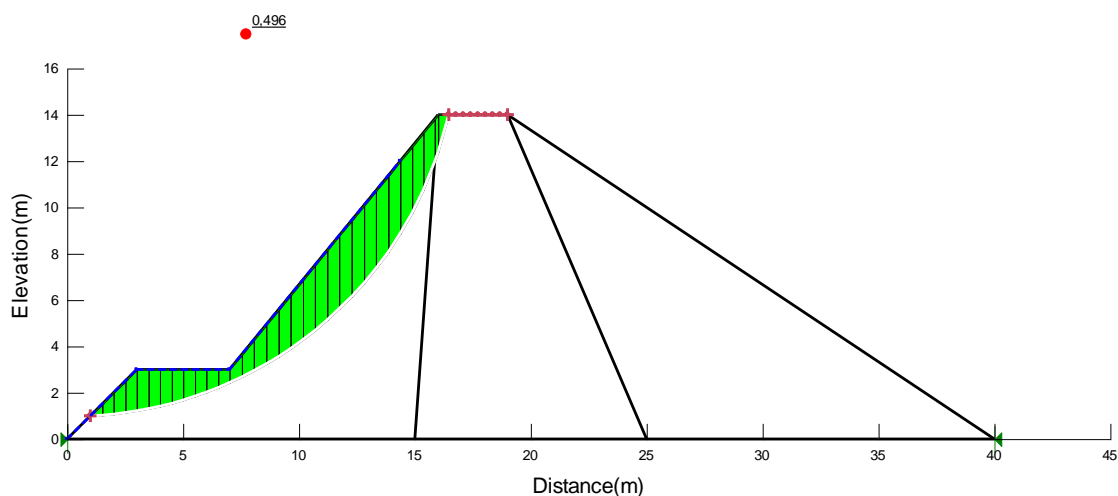


Figure VI. 12: Coefficient de sécurité du talus amont (vidange instantanée)

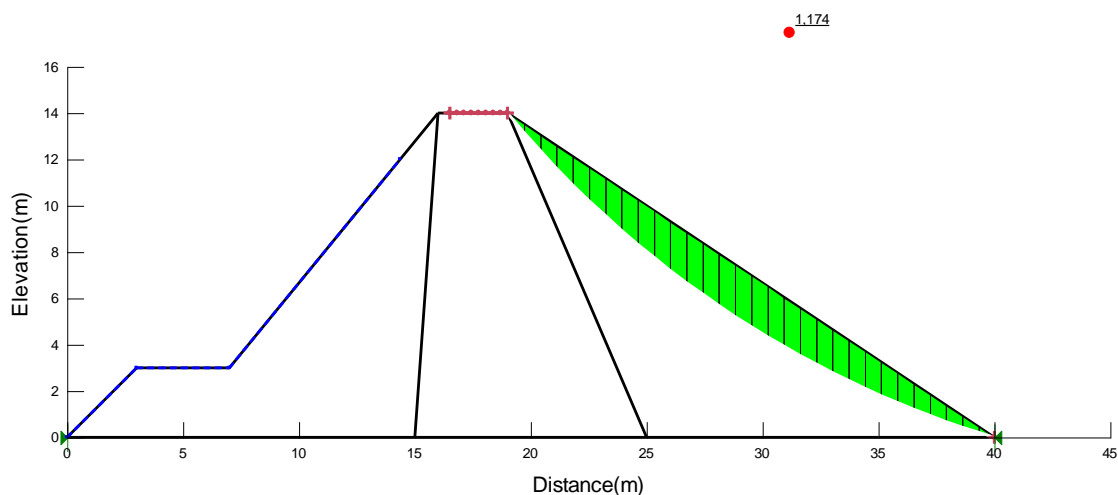


Figure VI. 13: Coefficient de sécurité du talus aval (vidange instantanée)

Tableau 3: Facteurs de sécurité au cas du vidange instantanée

Talus	Spencer		Bishop		Janbu		Fellenius		M. Price	
	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
FS	0,483	1,174	0,488	1,175	0,482	1,148	0,625	1,149	0,496	1,174

b) Information sur quelques tranches du cercle glissement critique

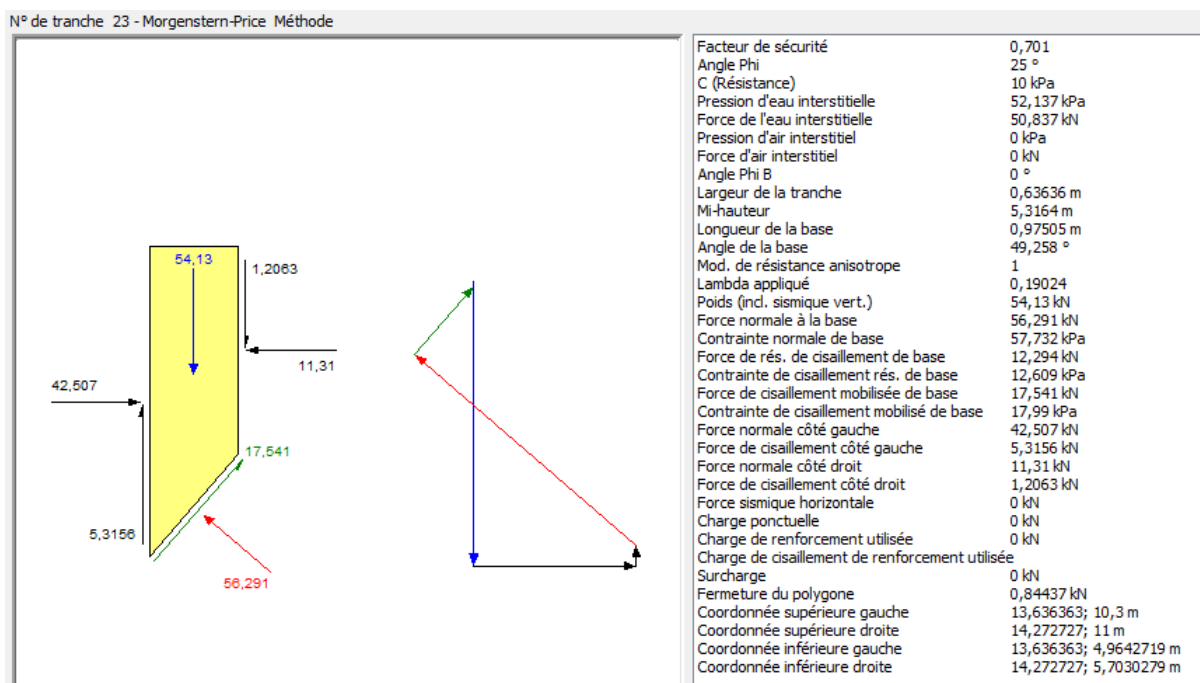


Figure VI. 14: Détails des forces de tranche (N 23 comme exemple) et diagramme de corps libre (vidange instantanée)

c) Quelques Graphes

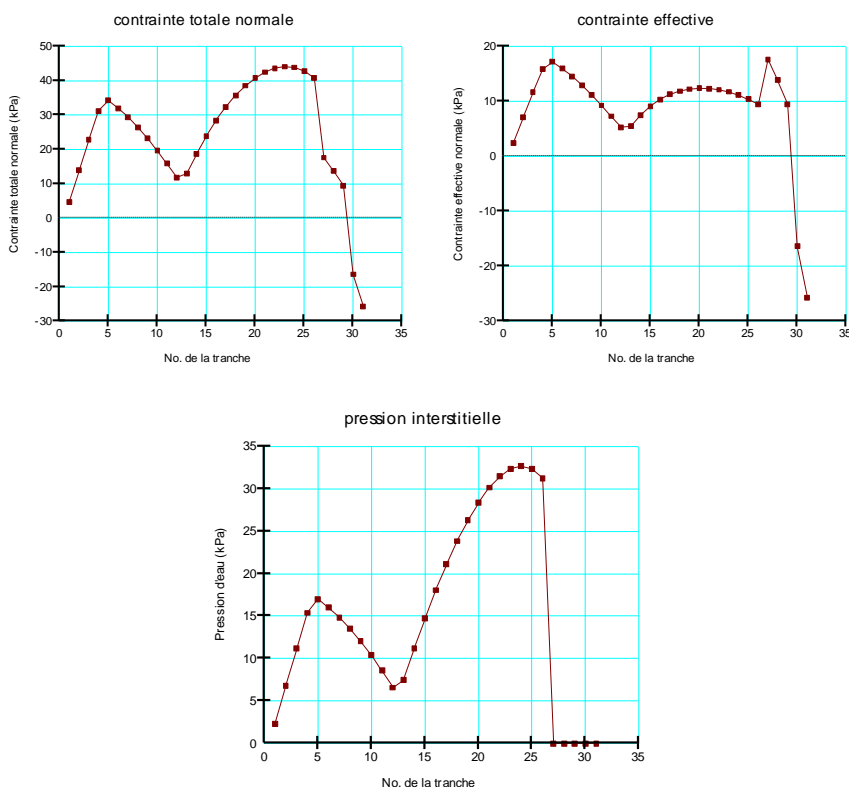


Figure VI. 15: Contraintes effectives, totales et pression interstitielle, talus amont (vidange instantanée)

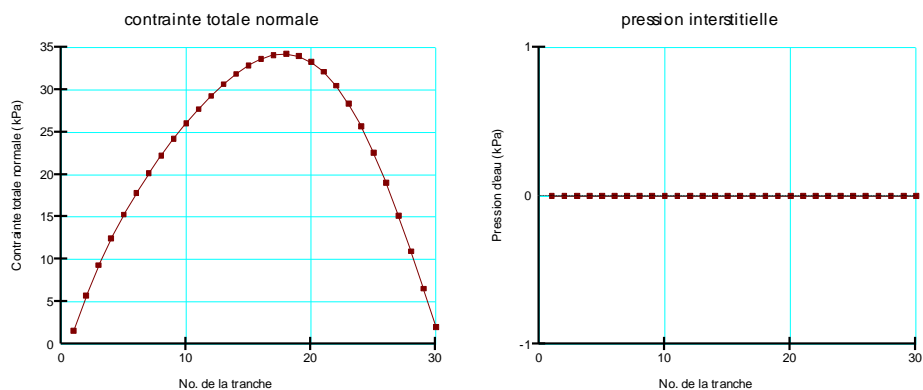


Figure VI. 16: Contraintes totale et pression interstitielle, talus aval (vidange instantanée)

Une vidange instantanée signifie que l'eau dans le réservoir est évacuée rapidement, sans prendre en compte le temps de vidange, mais la pression interstitielle dans le sol ne diminue pas immédiatement. Voici ce qui se passe :

1. **Vidange rapide du réservoir** : La pression de l'eau à la surface et dans le réservoir est réduite brusquement à zéro.

2. **Pression interstitielle résiduelle** : Les pressions interstitielles enregistrées dans les tranches 1 à 25 (ou plus, selon le cas) persistent momentanément car le drainage de l'eau interstitielle dans le sol ne peut pas se produire instantanément.
3. **Gradient de pression** : Il en résulte un gradient de pression élevé entre la surface (où la pression est maintenant nulle) et les zones plus profondes où la pression interstitielle est encore élevée.

Risques de déstabilisation : Ce différentiel de pression peut conduire à des problèmes de stabilité pour le barrage et le sol environnant, notamment des risques de glissement de terrain

VI.1.4 Analyse de la stabilité du barrage pendant la vidange couplée en fonction du temps (5 jours)

VI.1.4.1 Introduction :

Dans cette partie, nous allons étudier la stabilité de notre barrage pendant la vidange lente, c'est-à-dire, vidange en fonction du temps (5 jours par exemple).

On précise deux points :

Premièrement la stabilité (SLOPE/W) des talus amont et aval prendra comme parent l'infiltration (SEEP/W) à l'état permanent (steady-state) ensuite pendant l'état transitoire c'est-à-dire pendant la vidange lente ou la vidange en fonction du temps.

Deuxièmement nous donnerons une comparaison entre les différentes méthodes de détermination du facteur de sécurité à savoir la méthode de Spencer, Bishop, Janbu, Fellenius et Morgenstern Price.

Dans cette vidange qui est fonction du temps, la charge hydraulique passe de $h = 12$ m vers $h = 0$ m en cinq (5) jours) puis le rabattement continu jusqu'à 30 jours.

La perméabilité des sols constituant un barrage en terre est généralement trop faible pour que la surface de l'eau dans l'ouvrage s'abaisse de façon sensible lorsque l'on vide rapidement ou lentement la retenue. La vidange peut alors être considérée comme instantanée ou lente et c'est dans cette hypothèse que l'on se place pour étudier la stabilité du talus amont.

Malgré ça, on donne un aperçu sur le coefficient de sécurité du talus aval pour montrer que sa variation n'est pas significative.

Lorsque la retenue est pleine, les forces d'écoulement à travers l'ouvrage tentent à stabiliser le talus amont. La vidange, en inversant le sens de l'écoulement dans la partie amont de l'ouvrage, crée des forces hydrauliques dirigées vers l'intérieur de la retenue. Ces forces sont

suffisamment intenses pour entraîner une réduction importante du coefficient de sécurité du talus amont. Inversement la vidange améliore la stabilité du talus aval ou est sans effet sur cette dernière.

On étudie généralement la stabilité des talus amont et aval pendant la vidange à partir des contraintes effectives. Les paramètres de cisaillement pris en compte dans le calcul sont les paramètres de cisaillement intergranulaire du sol saturé. La distribution de la pression interstitielle dans le corps de la digue dépend de la déformabilité des matériaux qui le constituent.

Dans le passé, plusieurs ruptures de talus naturels et artificiels ont été observés, par exemple le barrage Pilarcitos sud de San Francisco, le barrage Walter Boudin en Alabama.

On étudie tout d'abord l'infiltration au régime permanent (à long terme) puis au régime transitoire pendant la vidange avec le temps qui prendra comme parent la première analyse et tout en vérifiant la stabilité dans ce cas.

Pour le coefficient de sécurité on prendra comme méthodes celles citées auparavant.

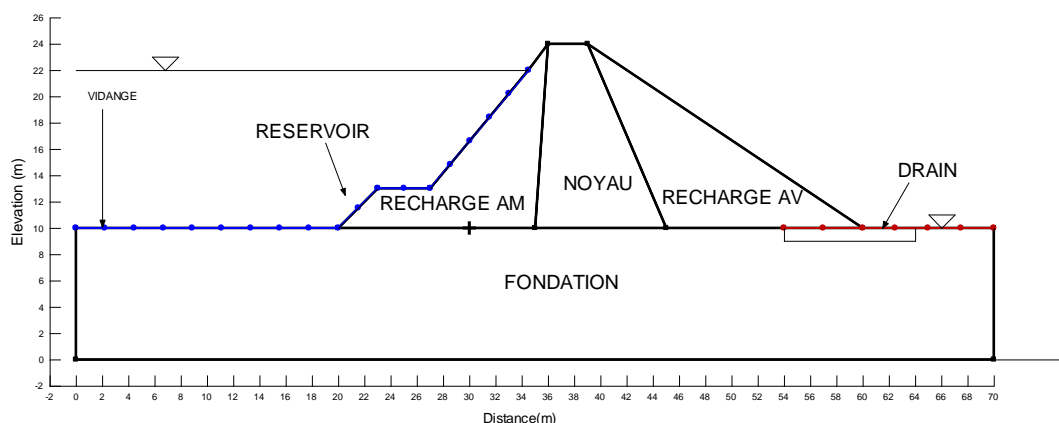


Figure VI. 17: Coupe transversale de notre domaine d'étude.

🌐 Définir les analyses

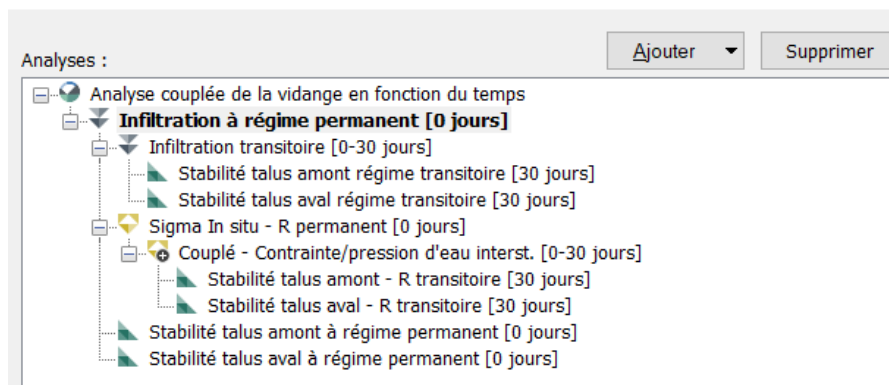


Figure VI. 18: Arbre des analyses à exécuter

VI.1.4.2 Résultats et discussions :

VI.1.4.2.1 Régime permanent (Avec réservoir plein)

a) Coefficient de sécurité

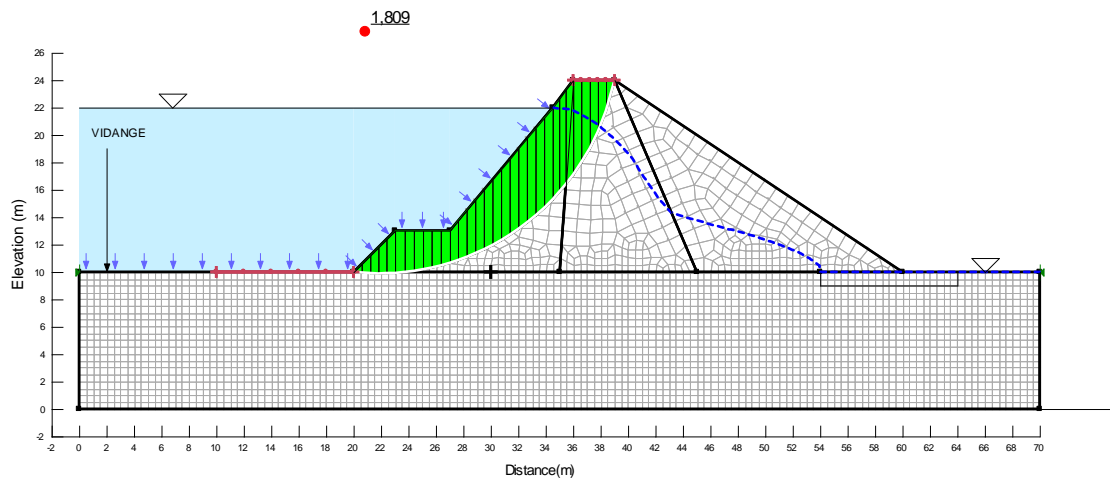


Figure VI. 19: Coefficient de sécurité du talus amont - méthode Morgenstern Price (réservoir plein)

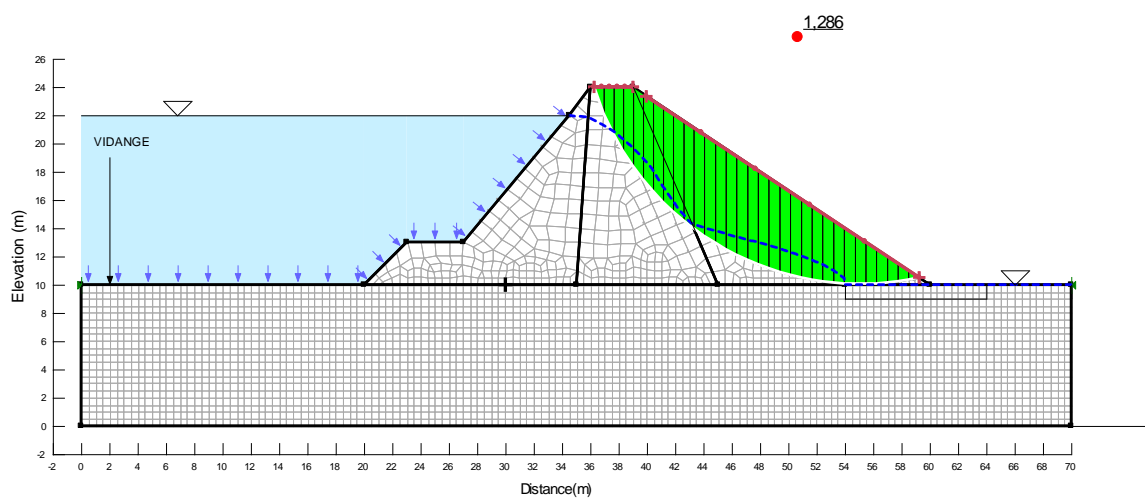


Figure VI. 20: Coefficient de sécurité du talus aval (réservoir plein)

Tableau 4: Facteurs de sécurité au cas du régime permanent (réservoir plein)

Talus	Spencer		Bishop		Janbu		Fellenius		M. Price	
	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
FS	1.813	1.290	1.811	1.280	1.699	1.138	1.867	1.211	1.809	1.286

b) Information sur quelques tranches du cercle glissement critique

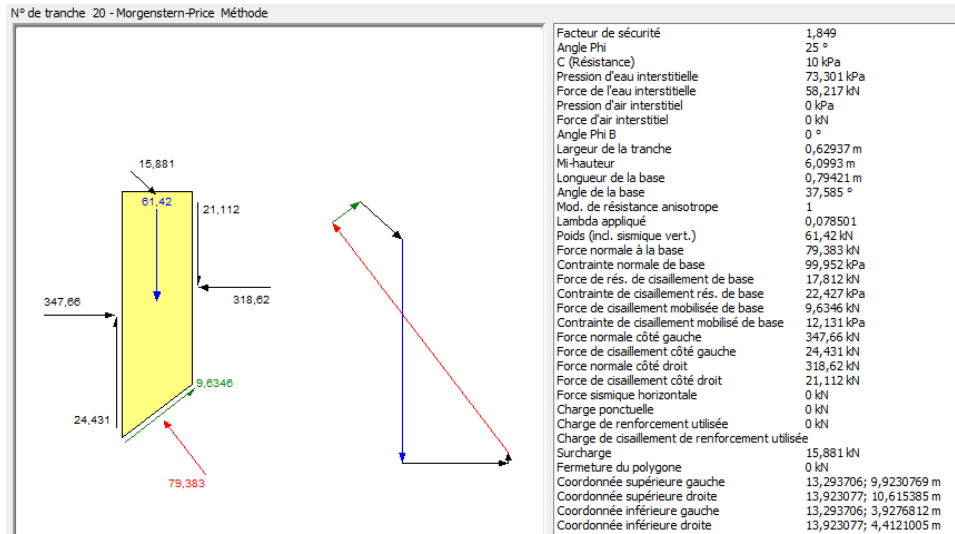


Figure VI. 21: Détails des forces de tranche et diagramme de corps libre (réservoir plein).

On remarque bien la présence de la force de l'eau, celle du dessus (pour toutes les tranches se trouvant sous le niveau d'eau)

c) Quelques Graphes

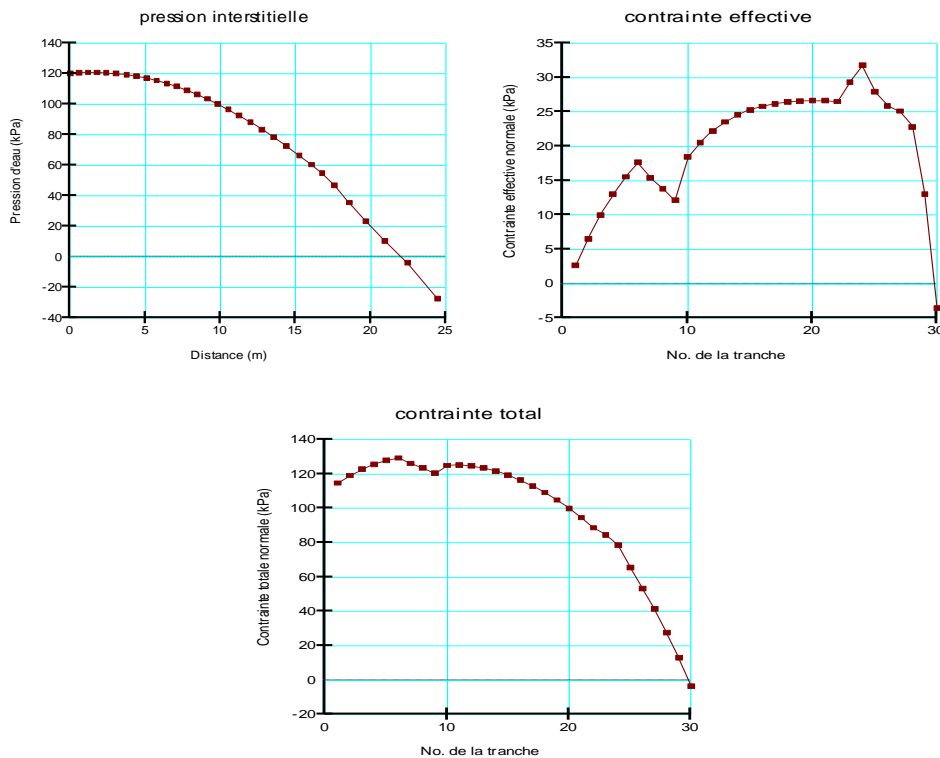


Figure VI. 22: Contraintes effective, totale et pression interstitielle, talus amont (réservoir plein)

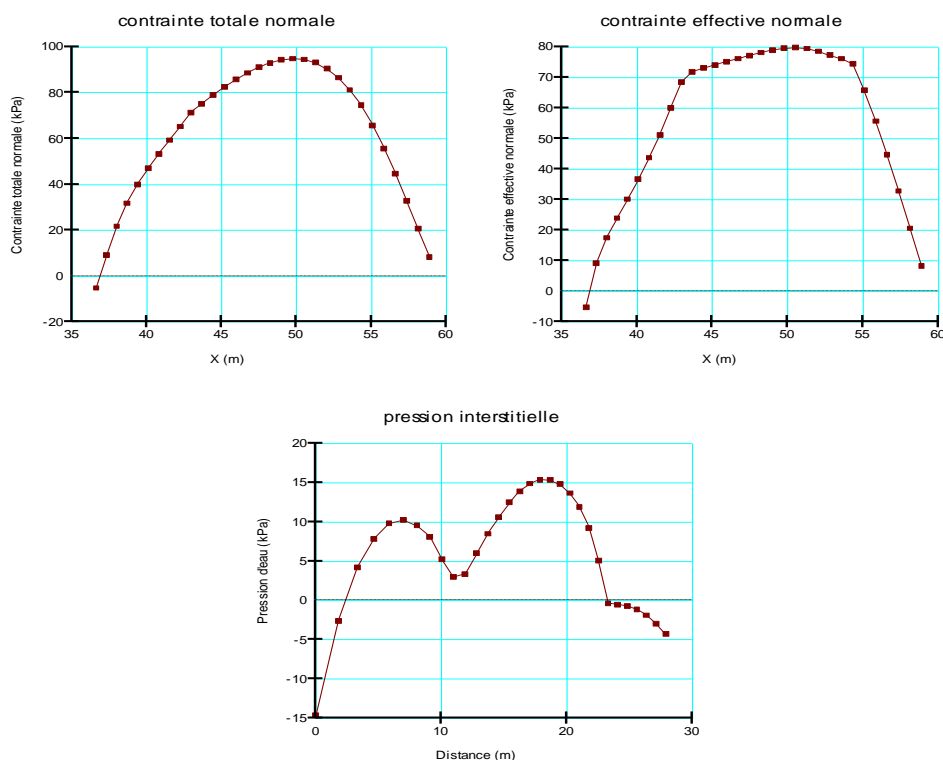


Figure VI. 23: contraintes effective, totale et pression interstitielle, talus aval (réservoir plein)

Quand le réservoir est plein, l'eau exerce une pression hydrostatique sur les parois et le fond du réservoir. Cette pression affecte la distribution des contraintes dans le sol sous le barrage. La différence principale vient de l'augmentation significative de la pression interstitielle due à l'eau du réservoir.

- **Contrainte totale :** Elle inclut maintenant non seulement le poids du barrage mais aussi la pression exercée par l'eau du réservoir.
- **Contrainte effective :** Elle est la contrainte totale moins la pression interstitielle. Lorsque le réservoir est plein, la pression interstitielle augmente considérablement, car l'eau du réservoir ajoute une pression supplémentaire.

VI.1.4.2.2 Régime transitoire – Méthode Ordinaire (Fellenius)

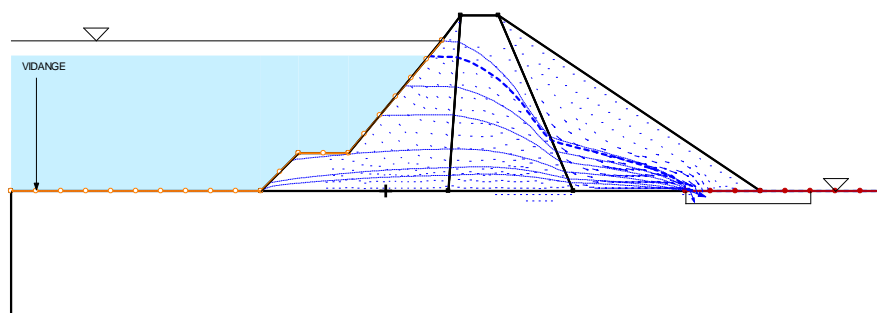


Figure VI. 24: Lignes piézométriques pendant le temps de la vidange

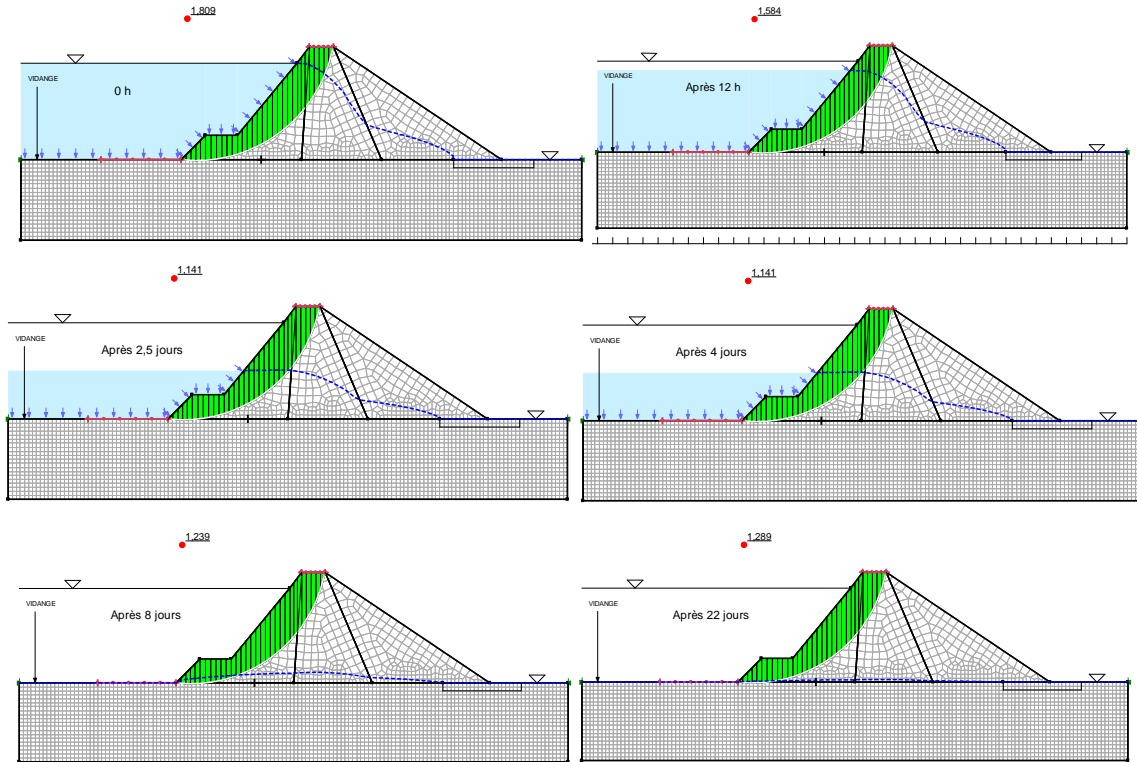


Figure VI. 25: Coefficient de sécurité en fonction du temp, talus amont – Méthode Ordinaire

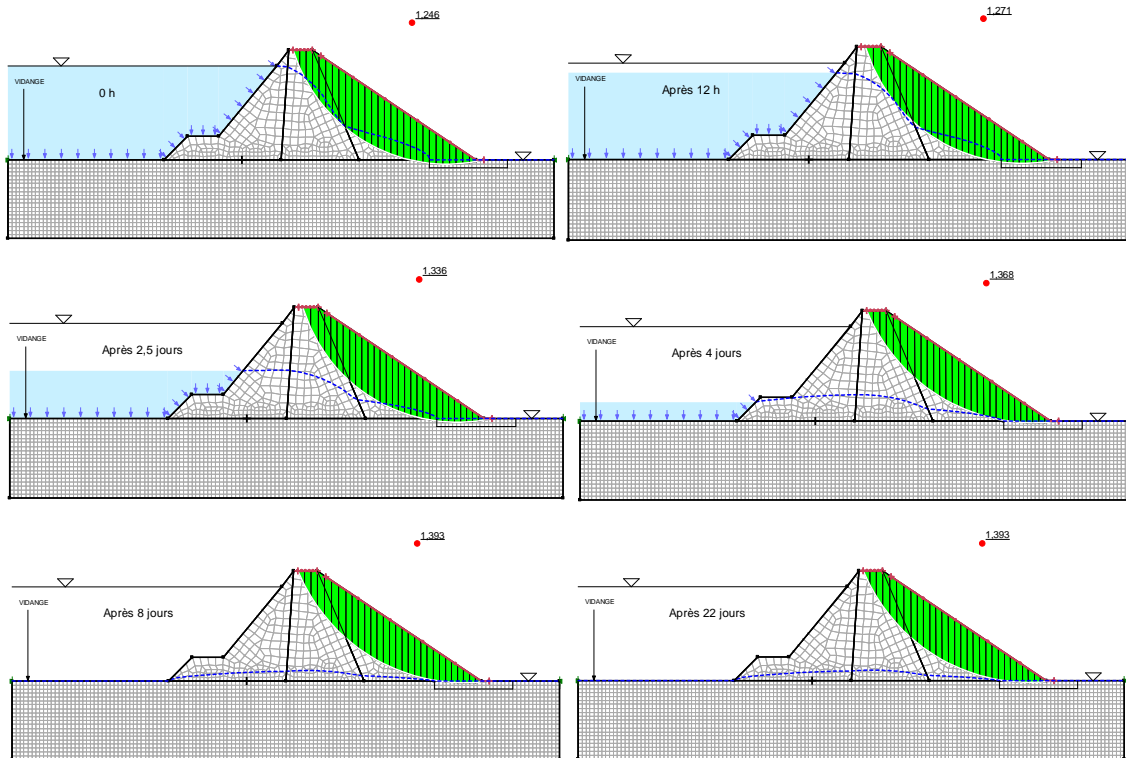


Figure VI. 26: Coefficient de sécurité en fonction du temp, talus aval – Méthode Ordinaire

VI.1.4.3 Graphes et tableaux des facteurs de sécurités :

Méthode de Spencer

➤ Régime permanent

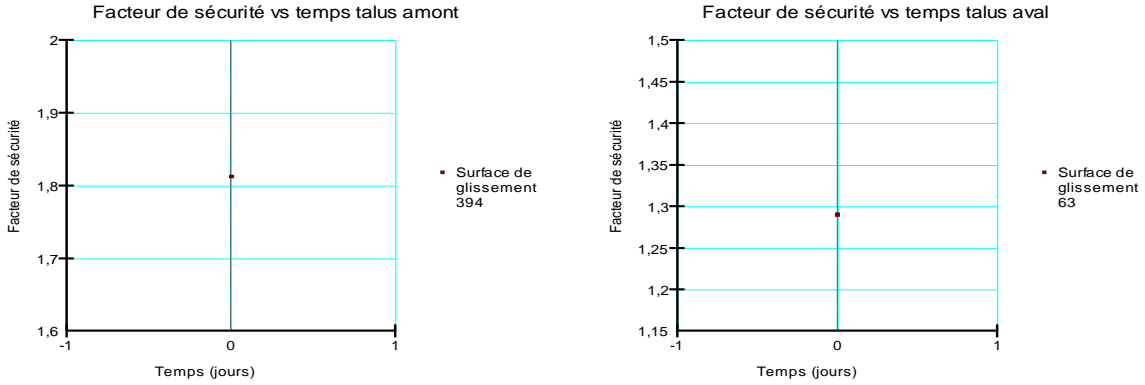


Figure VI. 27: Surface de glissement 394-amont et 63-aval (spencer)

➤ Régime transitoire

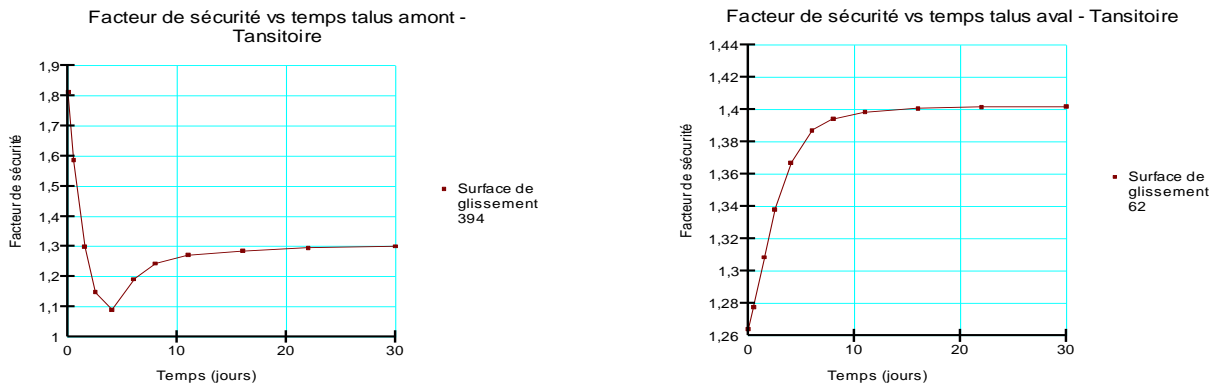


Figure VI. 28: Facteur de sécurite vs temps-amont et aval (spencer)

A. Méthode de Bishop

➤ Régime permanent

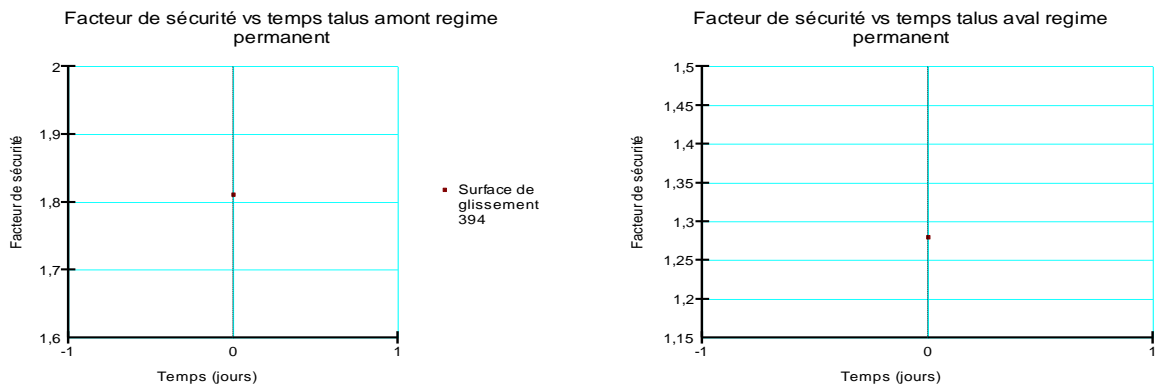


Figure VI. 29: Surface de glissement 394-amont et 63-aval (Bishop)

➤ Régime transitoire

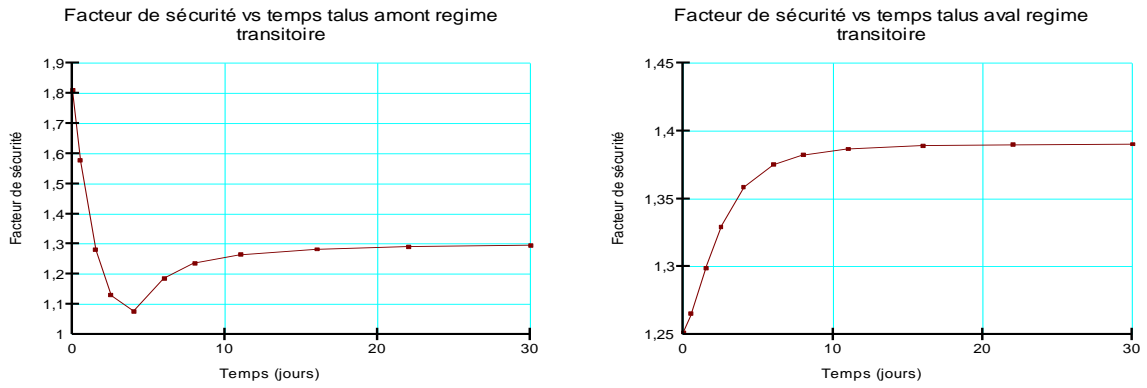


Figure VI. 30: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (Bishop)

B. Méthode de Janbu

➤ Régime permanent

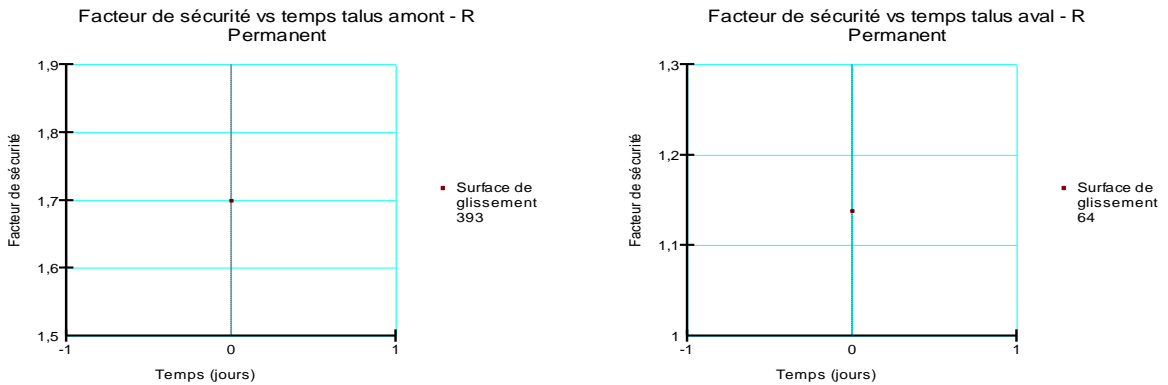


Figure VI. 31: Surface de glissement 393-amont et 64-aval (Janbu)

➤ Régime transitoire

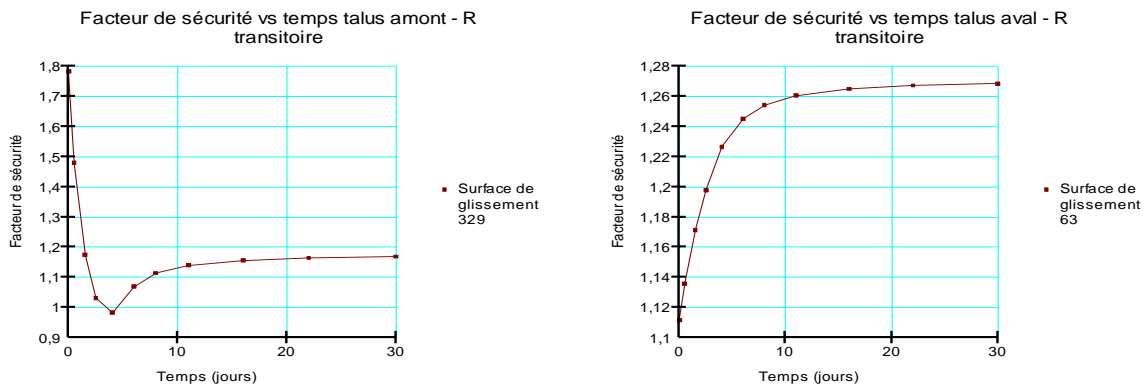


Figure VI. 32: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (Janbu)

C. Méthode Ordinaire - Fellenius

➤ Régime permanent

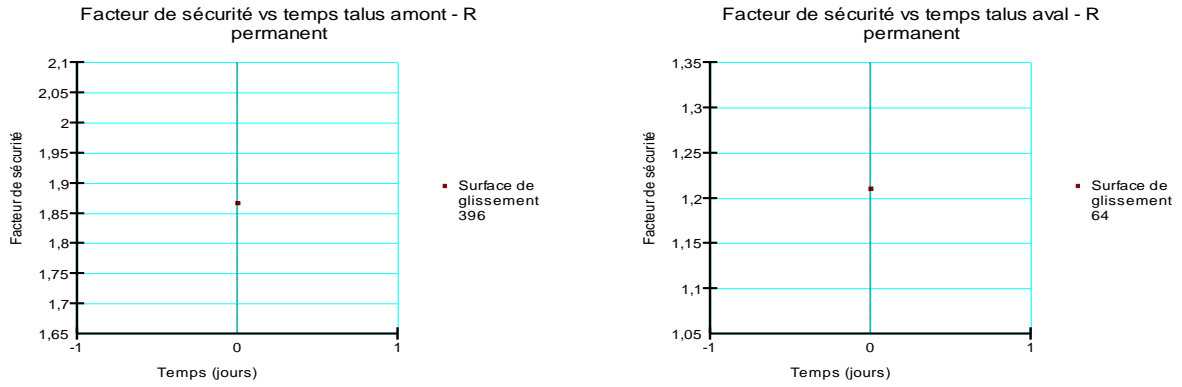


Figure VI. 33: Surface de glissement 396-amon et 64-aval (ordinaire)

➤ Régime transitoire

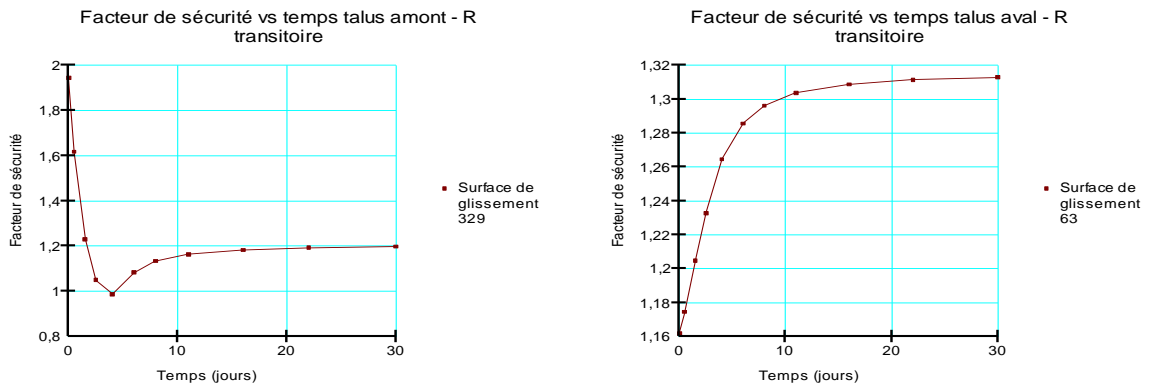


Figure VI. 34: Facteur de sécurité vs temps-amon et amont (Ordinaire)

D. Méthode de Mogenstern Price

➤ Régime permanent

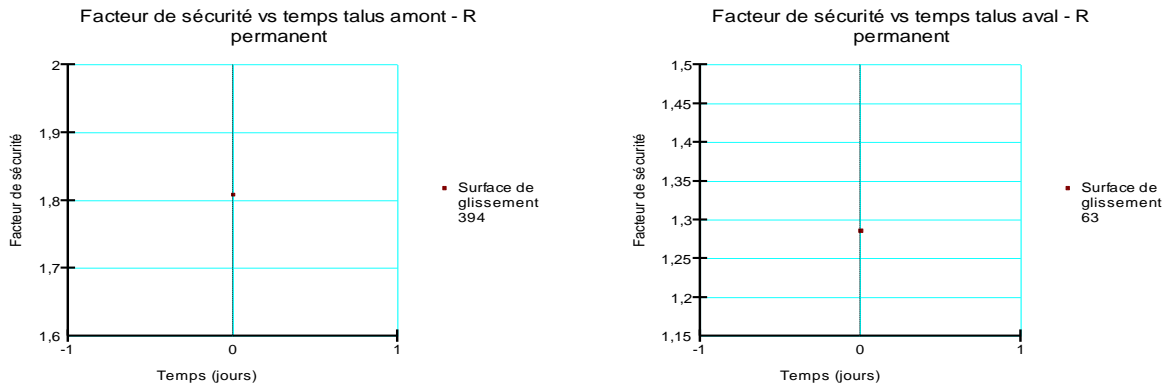


Figure VI. 35: Surface de glissement 394-amont et 63-aval (M.price)

➤ Régime transitoire

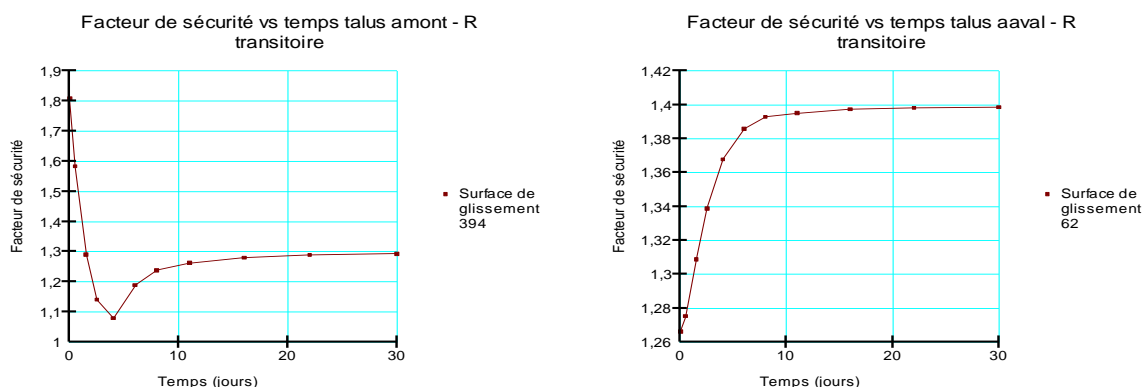


Figure VI. 36: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (M.price)

Tableaux récapitulatifs des coefficients de sécurité

Tableau 5: Facteurs de sécurité au cas du régime permanent

	Spencer		Bishop		Janbu		Fellenius		M. Price	
Talus	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
FS	1.813	1.290	1.811	1.280	1.699	1.138	1.867	1.211	1.809	1.286

Tableau 6: Facteurs de sécurité au cas du régime transitoire

Methodes	Spencer		Bishop		Janbu		Fellenius		M. Price	
	Fs		Fs		Fs		Fs		Fs	
Temps (j)	T. Am	T. Av	T. Am	T. Av	T. Am	T. Av	T. Am	T. Av	T. Am	T. Av
0	1,8130	1,2642	1,8113	1,2515	1,7831	1,1116	1,9443	1,1618	1,8089	1,2662
0,5	1,5871	1,2777	1,5775	1,2653	1,4811	1,1359	1,6181	1,1745	1,5838	1,2754
1,5	1,3005	1,3086	1,2817	1,2989	1,1739	1,1713	1,2312	1,2047	1,2914	1,3087
2,5	1,1485	1,3383	1,1309	1,3293	1,0317	1,1978	1,0499	1,2327	1,1410	1,3388
4	1,0905	1,3670	1,0768	1,3587	0,9830	1,2266	0,9869	1,2646	1,0798	1,3678
6	1,1915	1,3872	1,1860	1,3752	1,0689	1,2451	1,0840	1,2856	1,1890	1,3858
8	1,2436	1,3943	1,2363	1,3824	1,1139	1,2543	1,1341	1,2962	1,2387	1,3930
11	1,2718	1,3985	1,2654	1,3868	1,1401	1,2607	1,1641	1,3037	1,2628	1,3951
16	1,2853	1,4008	1,2829	1,3892	1,1564	1,2651	1,1831	1,3088	1,2807	1,3974
22	1,2957	1,4017	1,2911	1,3900	1,1644	1,2673	1,1927	1,3114	1,2893	1,3983
30	1,3011	1,4020	1,2954	1,3903	1,1690	1,2686	1,1981	1,3130	1,2935	1,3986

VI.1.5 Conclusion

On remarque que le coefficient de sécurité diminue d'une façon progressive au premier jour de vidange jusqu'au 5ème jour et après il augmente lentement jusqu'au 30ème jour pour atteindre une valeur de 1,3011 (spencer) donc il y a une stabilité du talus amont.

Vue l'allure du changement du coefficient de sécurité on peut dire:

- 1) La pression d'eau joue un rôle primordiale dans la stabilité du talus,
- 2) La diminution du coefficient de sécurité est causée par le fait que la vitesse de vidange est plus rapide que celle du drainage de la recharge du talus aval vers l'amont, et que la pression interstitielle fragilise davantage ces derniers.
- 3) L'augmentation du coefficient de sécurité après 5 jours est due à ce que l'eau est beaucoup plus drainé est que la pression interstitielle diminue avec le temps et que le sol sera bien consolidé.
- 4) Le coefficient de sécurité du talus aval augmente avec le temps principalement en raison de la dissipation de la pression interstitielle, la consolidation du sol, le drainage et le séchage, ainsi que le réajustement des contraintes internes. Ces processus améliorent progressivement la résistance du sol et la stabilité globale du talus.

2^{ème} partie : SLOPE avec SIGMA comme parent

VI.2.1 Introduction

On peut aussi se concentrer particulièrement sur une deuxième analyse qui nous donne le rapport entre la contrainte du poids de l'eau pendant la vidange et aboutir à la stabilité des talus du barrage (ici la stabilité aura comme parent sigma).

Nous allons calculer les Facteurs de sécurités en prenant comme parent de SLOPE, SIGMA couplé – contrainte/pression d'eau interstitielle.

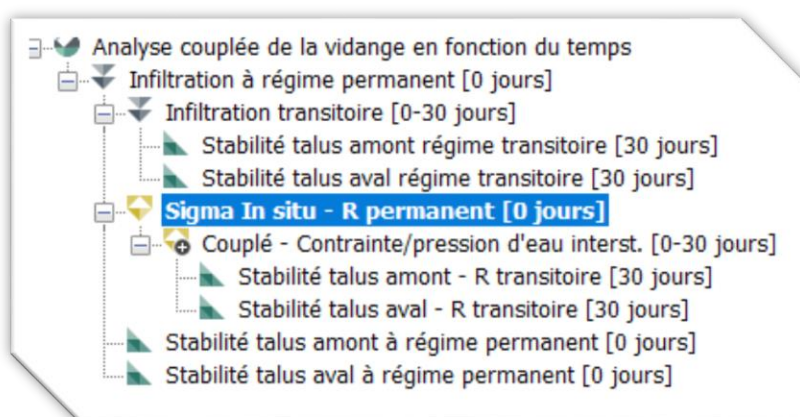


Figure VI. 37: arbre d'analyse

On Introduit des données par **Définir, on choisit** :

- **Le type d'analyse** : In situ pour le cas permanent et Couplé – Contrainte/pression d'eau interst. Pour le cas transitoire.
- **Le parent** : le parent de sigma In situ est l'infiltration à régime permanent et le parent de sigma couplé est le sigma In situ
- **Le temps** : (0 jours) à régime permanent et (0 - 30 jours) à régime transitoire

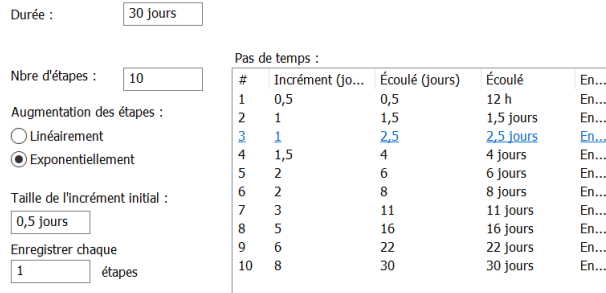


Figure VI. 38: configuration du temps

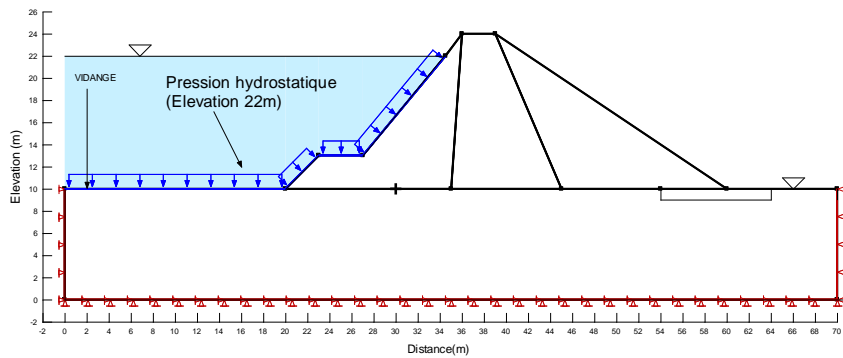


Figure VI. 39: Conditions aux limites dans le cas du régime permanent (réservoir plein)

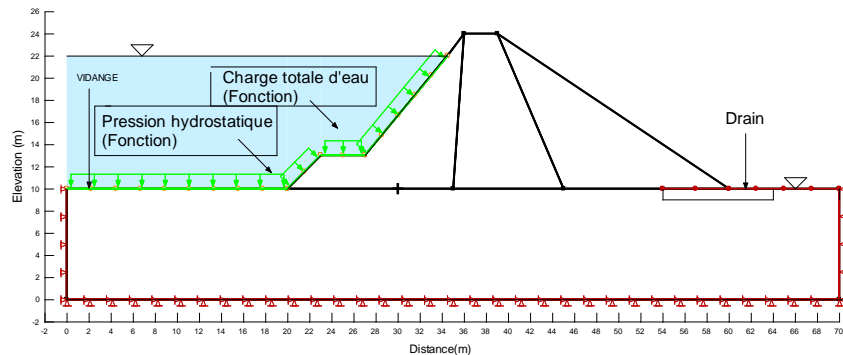


Figure VI. 40: Conditions aux limites dans le cas du régime permanent (réservoir plein)

Temps (jours)	Charge totale d'eau (m)
0	22
5	10
---	---

Figure VI. 41: fonction du temps

VI.2.2 Résultats et discussions:

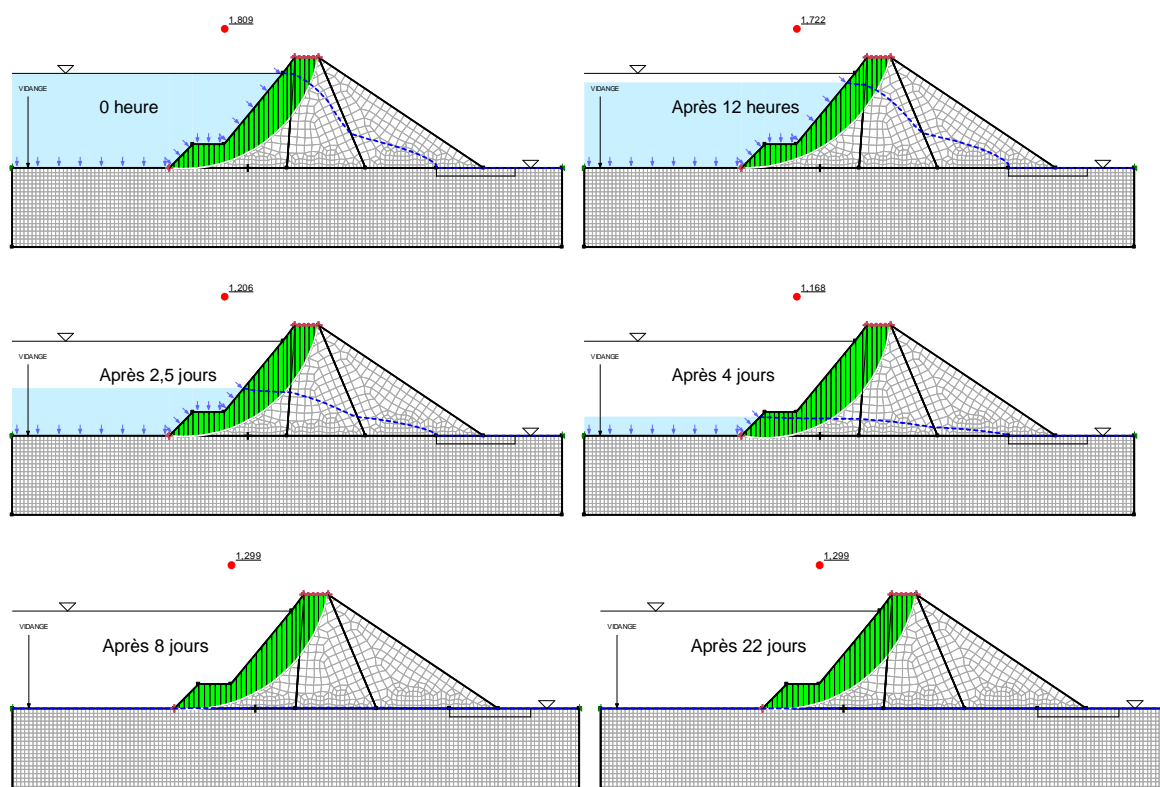


Figure VI. 42: Coefficient de sécurité des talus amont– Après 04 jours de vidange (un exemple)

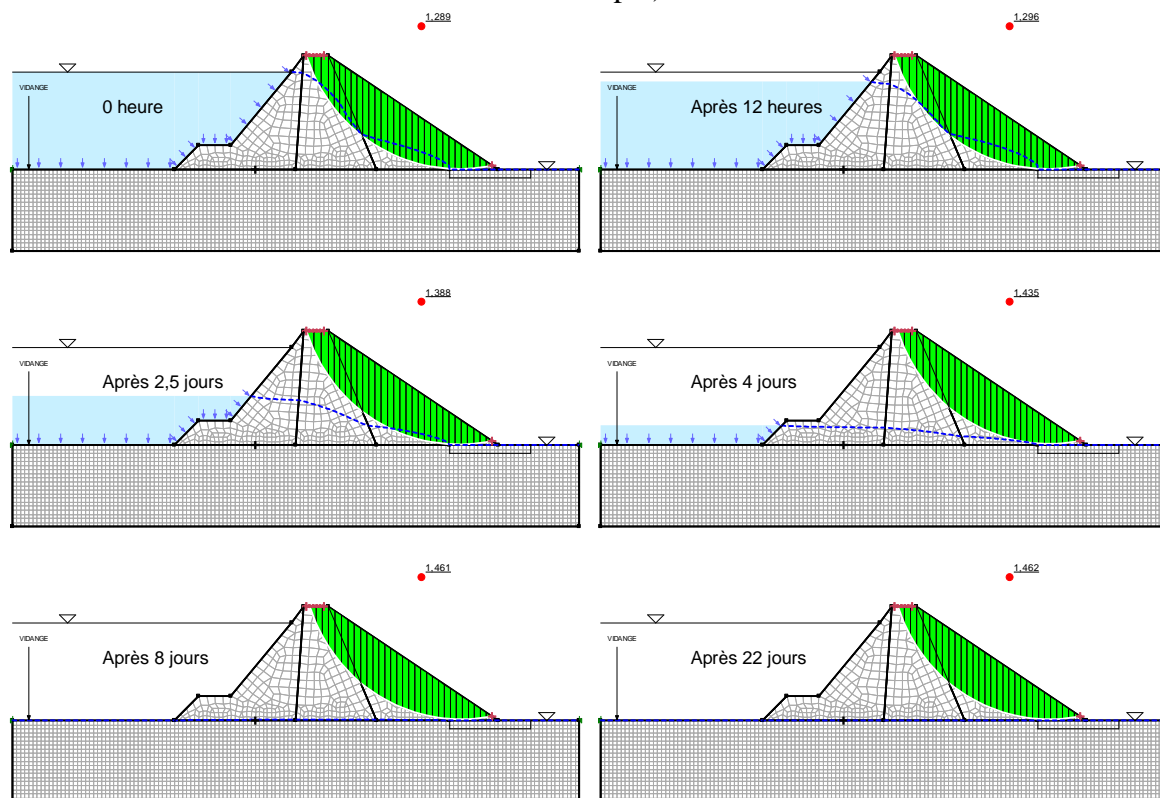


Figure VI. 43: Coefficient de sécurité des talus aval – Après 04 jours de vidange (un exemple)

VI.2.2.1 Graphes et tableaux des coefficients de sécurité critiques :

a) Par la Méthode de Spencer

➤ Régime permanent (Parent SIGMA In Situ)

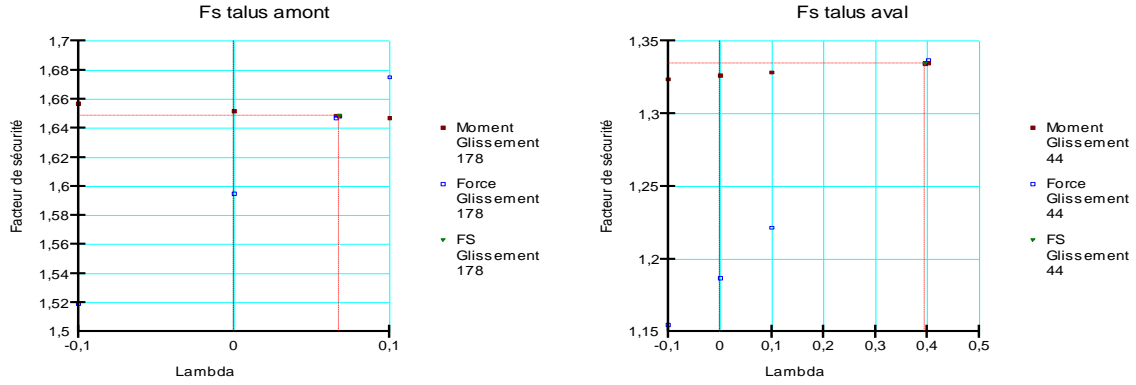


Figure VI. 44: Surface de glissement 178-amont et 44-aval (spencer)

➤ Régime transitoire

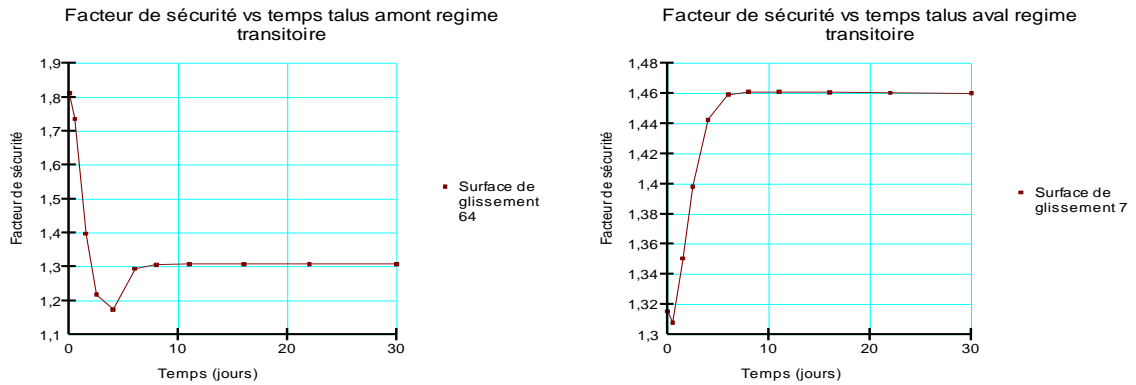


Figure VI. 45: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (spencer)

b) Méthode de Bishop

➤ Régime permanent (Parent SIGMA In Situ)

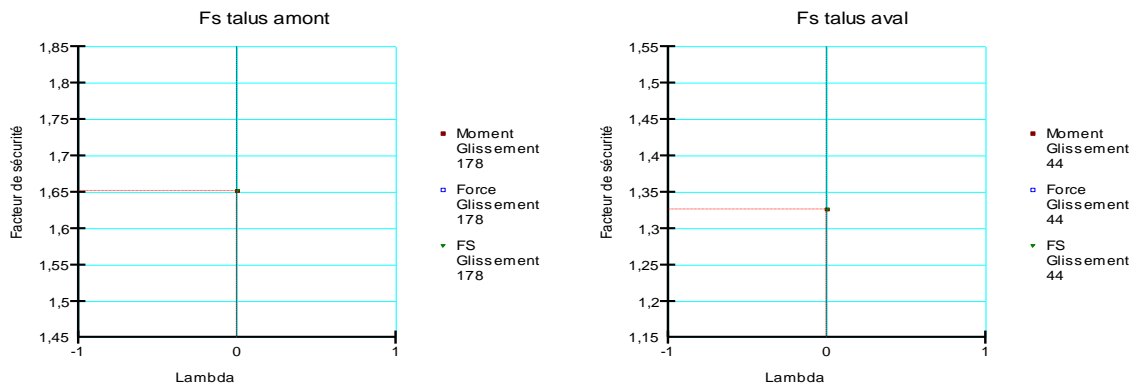


Figure VI. 46: Surface de glissement 178-amont et 44-aval (Bishop)

➤ Régime transitoire

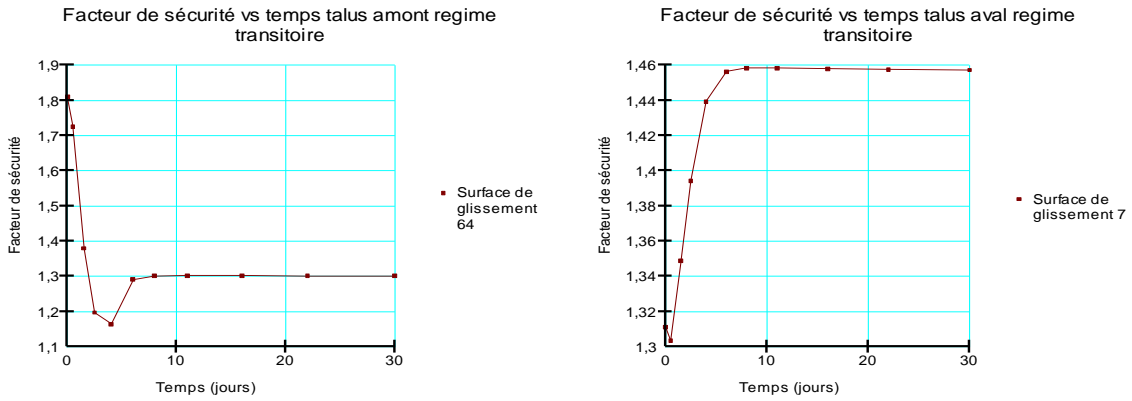


Figure VI. 47: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (Bishop)

b) Méthode de Janbu

➤ Régime permanent (Parent SIGMA In Situ)

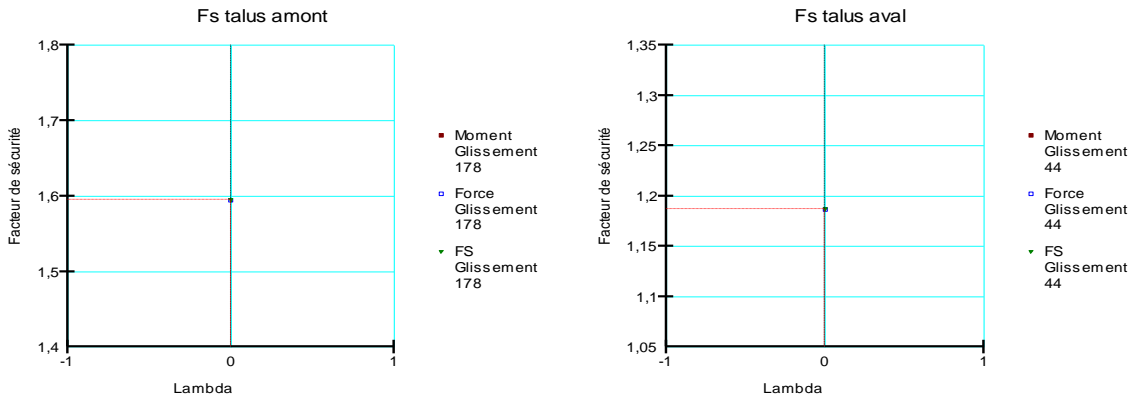


Figure VI. 48: Surface de glissement 178-amont et 44-aval (Janbu)

➤ Régime transitoire

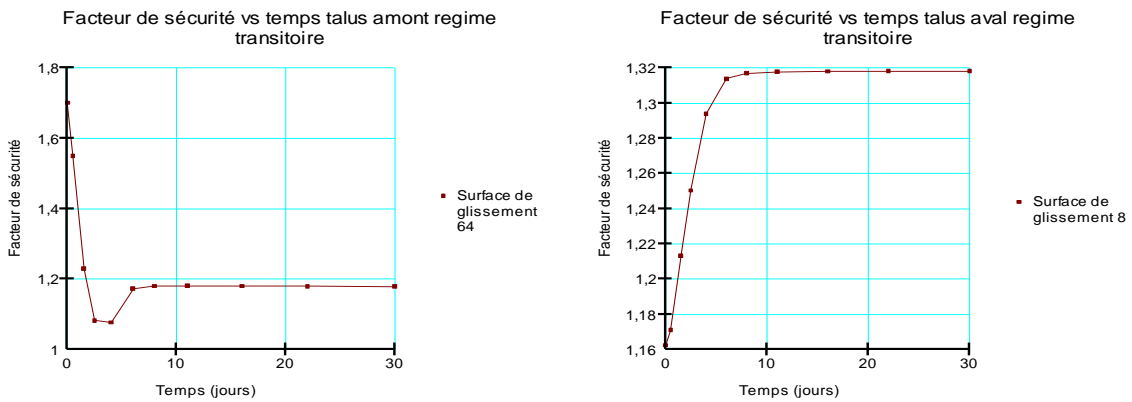


Figure VI. 49: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (Janbu)

c) Méthode Ordinaire – Fellenius

➤ Régime transitoire

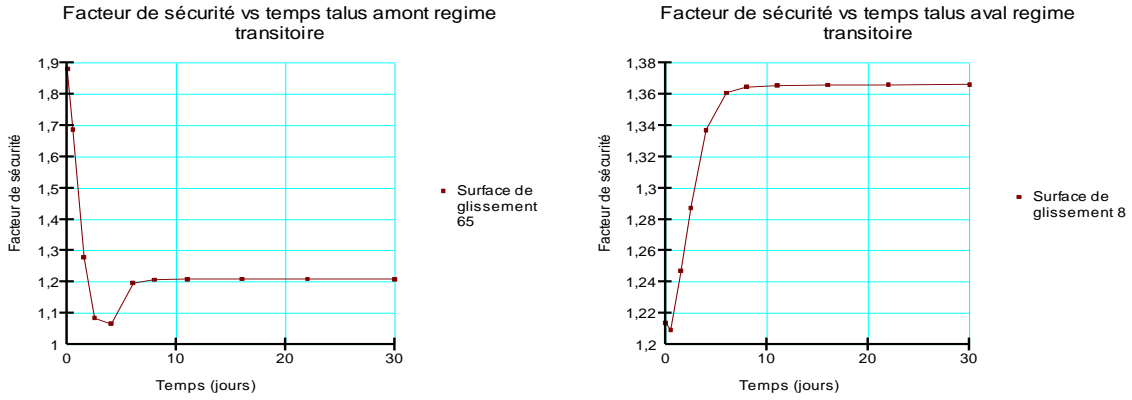


Figure VI. 50: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (Ordinaire)

d) Méthode de Mogenstern Price

➤ Régime permanent (Parent SIGMA In Situ)

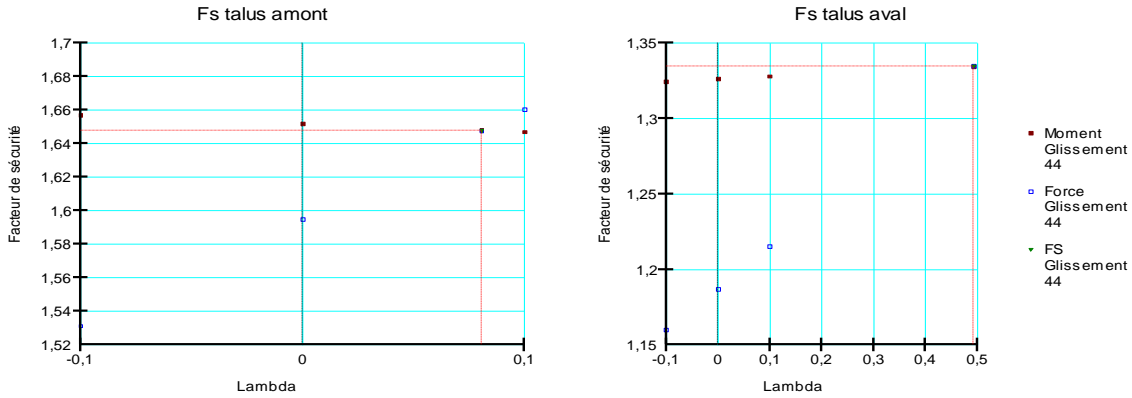


Figure VI. 51: Surface de glissement 178-amont et 44-aval (M.price)

➤ Régime transitoire

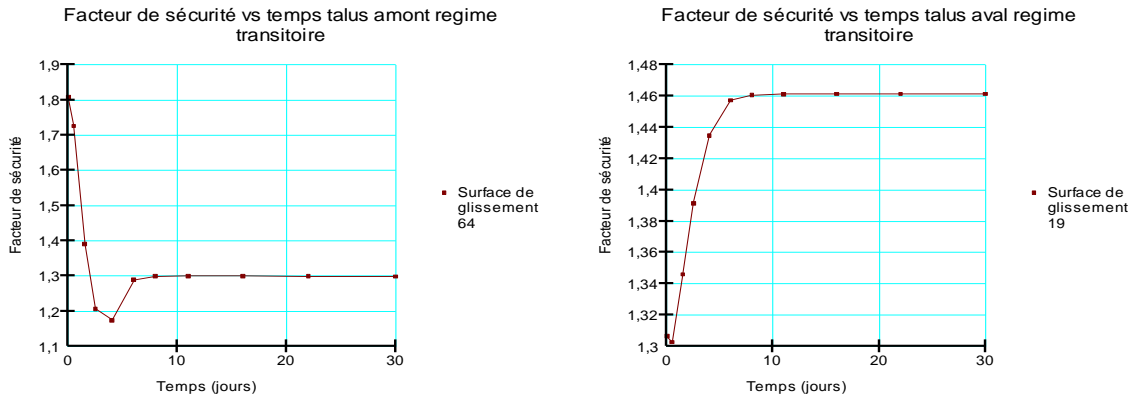


Figure VI. 52: Facteur de sécurité vs temps-amont et aval (M.price)

VI.2.2.2 Tableaux récapitulatifs des coefficients de sécurité

a) Régime permanent

Tableau 7: Facteurs de sécurité au cas du régime permanent (SLOPE avec SEEP)

	Spencer		Bishop		Janbu		Fellenius		M. Price	
Talus	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
FS	1.813	1.290	1.811	1.280	1.699	1.138	1.867	1.211	1.809	1.286

Tableau 8: Facteurs de sécurité au cas du régime permanent (SLOPE avec SIGMA)

Méthode	Spencer		Bishop		Janbu		Fellenius		M. Price	
Talus	Am	Av	Am	Av	Am	Av	Am	Av	Am	Av
FS	1.648	1.335	1.652	1.326	1.595	1.187	1.846	1.249	1.648	1.334

b) Régime transitoire

Tableau 9: Facteurs de sécurité (SLOPE avec SEEP)

Méthodes	Spencer		Bishop		Janbu		Fellenius		M.Price	
	Fs	Fs	Fs	Fs	Fs	Fs	Fs	Fs	Fs	Fs
Temps (jours)	T.Am	T.Av	T.Am	T.Av	T.Am	T.Av	T.Am	T.Av	T.Am	T.Av
0	1,8130	1,2642	1,8113	1,2515	1,7831	1,1116	1,9443	1,1618	1,8089	1,2662
0.5	1,5871	1,2777	1,5775	1,2653	1,4811	1,1359	1,6181	1,1745	1,5838	1,2754
1.5	1,3005	1,3086	1,2817	1,2989	1,1739	1,1713	1,2312	1,2047	1,2914	1,3087
2.5	1,1485	1,3383	1,1309	1,3293	1,0317	1,1978	1,0499	1,2327	1,1410	1,3388
4	1,0905	1,3670	1,0768	1,3587	0,9830	1,2266	0,9869	1,2646	1,0798	1,3678
6	1,1915	1,3872	1,1860	1,3752	1,0689	1,2451	1,0840	1,2856	1,1890	1,3858
8	1,2436	1,3943	1,2363	1,3824	1,1139	1,2543	1,1341	1,2962	1,2387	1,3930
11	1,2718	1,3985	1,2654	1,3868	1,1401	1,2607	1,1641	1,3037	1,2628	1,3951
16	1,2853	1,4008	1,2829	1,3892	1,1564	1,2651	1,1831	1,3088	1,2807	1,3974
22	1,2957	1,4017	1,2911	1,3900	1,1644	1,2673	1,1927	1,3114	1,2893	1,3983
30	1,3011	1,4020	1,2954	1,3903	1,1690	1,2686	1,1981	1,3130	1,2935	1,3986

Tableau 10: Facteurs de sécurité (SLOPE avec SIGMA)

Méthodes	Spencer		Bishop		Janbu		Fellenius		M.Price	
	Fs		Fs		Fs		Fs		Fs	
Temps (jours)	T.Am	T.Av	T.Am	T.Av	T.Am	T.Av	T.Am	T.Av	T.Am	T.Av
0	1,8130	1,3154	1,8113	1,3109	1,7017	1,1623	1,8812	1,2138	1,8089	1,3064
0.5	1,7369	1,3078	1,7256	1,3033	1,5497	1,1711	1,6880	1,2092	1,7265	1,3027
1.5	1,3978	1,3506	1,3794	1,3489	1,2294	1,2133	1,2792	1,2472	1,3912	1,3460
2.5	1,2184	1,3982	1,1972	1,3942	1,0821	1,2504	1,0853	1,2872	1,2063	1,3915
4	1,1740	1,4426	1,1644	1,4394	1,0768	1,2938	1,0665	1,3372	1,1744	1,4348
6	1,2944	1,4593	1,2909	1,4563	1,1730	1,3139	1,1967	1,3610	1,2890	1,4573
8	1,3063	1,4612	1,3010	1,4583	1,1802	1,3170	1,2074	1,3647	1,2989	1,4606
11	1,3080	1,4612	1,3021	1,4583	1,1806	1,3178	1,2091	1,3656	1,2999	1,4613
16	1,3081	1,4608	1,3017	1,4579	1,1801	1,3181	1,2094	1,3660	1,2996	1,4615
22	1,3079	1,4605	1,3013	1,4576	1,1794	1,3182	1,2094	1,3662	1,2991	1,4615
30	1,3077	1,4602	1,3009	1,4573	1,1789	1,3183	1,2093	1,3663	1,2987	1,4615

VI.3 Comparaison entre facteurs de sécurité critiques pour les deux cas SLOPE avec SEEP et SLOPE avec SIGMA au cas du régime permanent et transitoire (comparaison) - Talus amont seulement

VI.3.1 Facteurs de sécurité

Tableau 11: Comparaison entre Fs pour SLOPE avec SEEP et SLOPE avec SIGMA Régime Permanent

Méthode	Spencer		Bishop		Janbu		Fellenius		M. Price	
	Fs		Fs		Fs		Fs		Fs	
Temps (jours)	Avec SIGMA	Avec SEEP	Avec SIGMA	Avec SEEP	Avec SIGMA	Avec SEEP	Avec SIGMA	Avec SEEP	Avec SIGMA	Avec SEEP
0	1.648	1.813	1.652	1.811	1.595	1.699	1.846	1.867	1.648	1.809

Tableau 12: Comparaison entre Fs pour SLOPE avec SEEP et SLOPE avec SIGMA Régime Transitoire

Méthode	Spencer		Bishop		Janbu		Fellenius		M. Price	
	Fs		Fs		Fs		Fs		Fs	
Temps (jours)	Avec SIGMA	Avec SEEP	Avec SIGMA	Avec SEEP	Avec SIGMA	Avec SEEP	Avec SIGMA	Avec SEEP	Avec SIGMA	Avec SEEP
0	1,8130	1,8130	1,8113	1,8113	1,7017	1,7831	1,8812	1,9443	1,8089	1,8089
0,5	1,7369	1,5871	1,7256	1,5775	1,5497	1,4811	1,6880	1,6181	1,7265	1,5838
1,5	1,3978	1,3005	1,3794	1,2817	1,2294	1,1739	1,2792	1,2312	1,3912	1,2914
2,5	1,2184	1,1485	1,1972	1,1309	1,0821	1,0317	1,0853	1,0499	1,2063	1,1410
4	1,1740	1,0905	1,1644	1,0768	1,0768	0,9830	1,0665	0,9869	1,1744	1,0798
6	1,2944	1,1915	1,2909	1,1860	1,1730	1,0689	1,1967	1,0840	1,2890	1,1890
8	1,3063	1,2436	1,3010	1,2363	1,1802	1,1139	1,2074	1,1341	1,2989	1,2387
11	1,3080	1,2718	1,3021	1,2654	1,1806	1,1401	1,2091	1,1641	1,2999	1,2628
16	1,3081	1,2853	1,3017	1,2829	1,1801	1,1564	1,2094	1,1831	1,2996	1,2807
22	1,3079	1,2957	1,3013	1,2911	1,1794	1,1644	1,2094	1,1927	1,2991	1,2893
30	1,3077	1,3011	1,3009	1,2954	1,1789	1,1690	1,2093	1,1981	1,2987	1,2935

VI.3.2 Courbes de la pression interstitielle – Pression d’eau

1.1 SLOPE avec SEEP

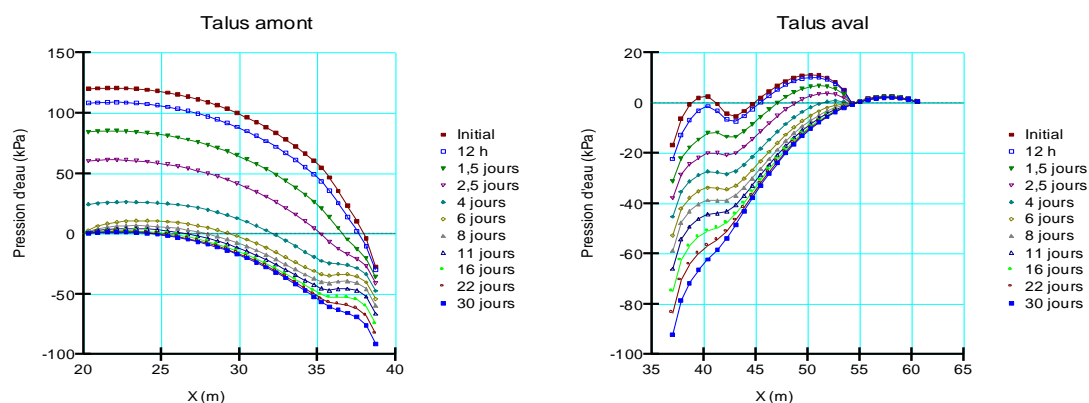


Figure VI. 53: pression interstitielle amont et aval a l’état transitoire (SLOPE avec SEEP)

1.2 SLOPE avec SIGMA

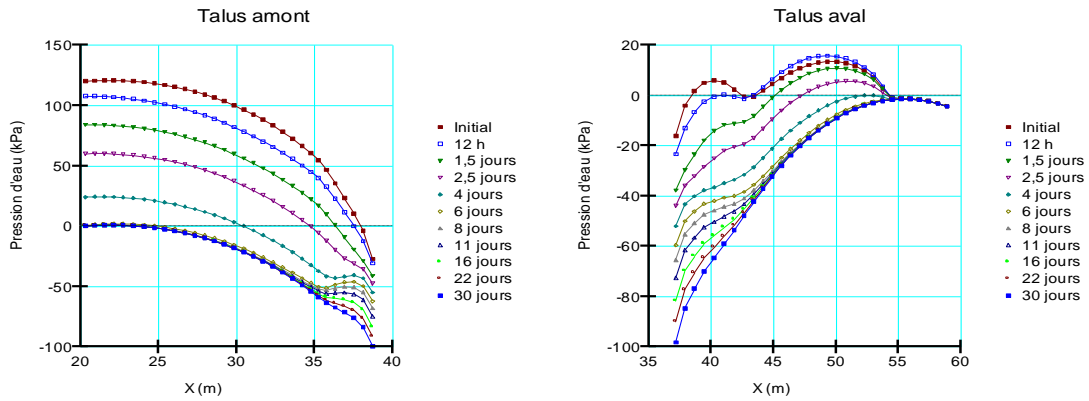


Figure VI. 54: pression interstitielle amont et aval a l'état transitoire (SLOPE avec SIGMA)

1.3 SLOPE avec SIGMA

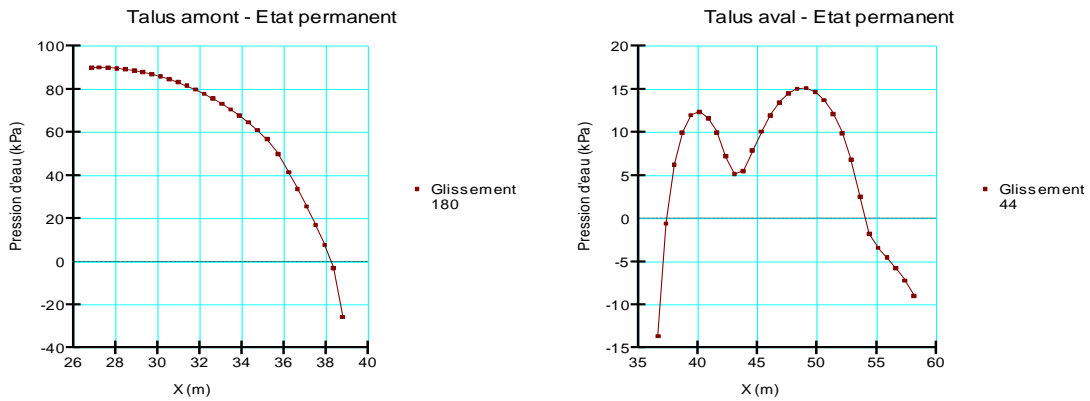


Figure VI. 55: pression interstitielle amont et aval a l'état permanent (SLOPE avec SIGMA)

1.4 SLOPE avec SEEP

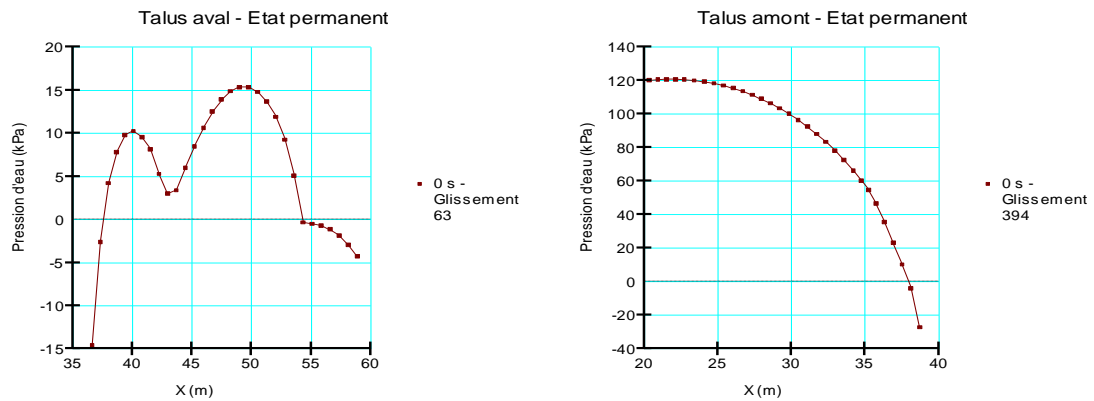


Figure VI. 56: pression interstitielle amont et aval a l'état permanent (SLOPE avec SIGMA)

CHAPITRE VII
ÉVALUATION DE
LA STABILITE
SISMIQUE D'UN
BARRAGE

VII.1 Introduction

L'objectif principal est de présenter le type de données habituel requis pour effectuer une analyse QUAKE/W et pour illustrer ce qui peut être simulé avec QUAKE/W. Le problème est analysé dans GeoStudio

VII.2 Simulation numérique

La **figure VII.1** montre la configuration du problème. Une fondation de 10m d'épaisseur et le réservoir d'eau est de 22m . D'autres dimensions pertinentes sont indiquées dans la **Figure VII.1**.

Le barrage dispose d'un drain granulaire pour contrôler l'infiltration à travers le barrage. Le drain n'est pas inclus dans l'analyse, mais il est pris en compte lors de la définition de la surface phréatique (ligne piezométrique). Sur le côté aval, la nappe phréatique est à la surface du sol. Pour l'analyse, la géométrie peut être représentée par trois régions GeoStudio ; une région pour le fondation , la deuxième région pour le les recharges amont et aval et le noyau.

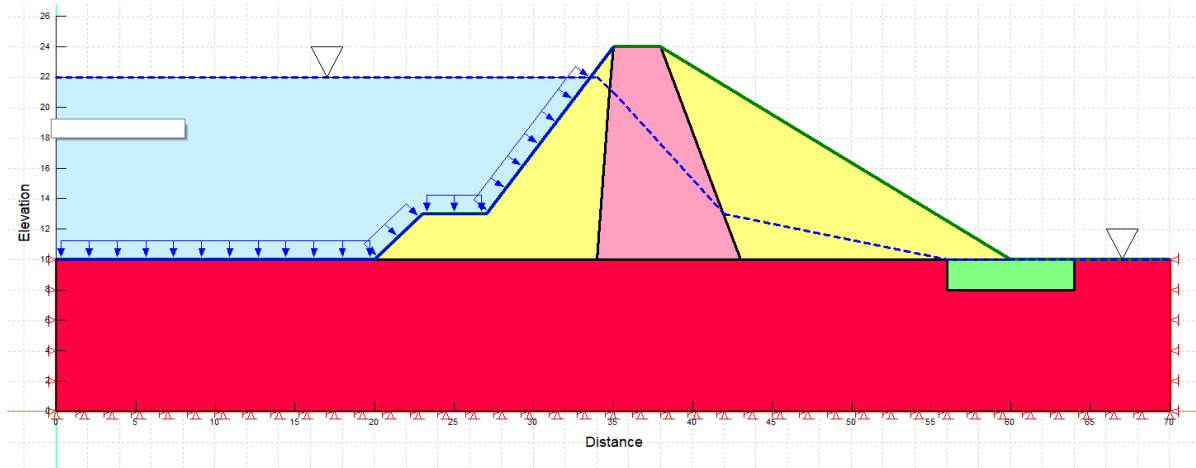


Figure VII. 1: la configuration du problème

L'objectif de l'analyse est d'étudier la réponse du sol et de la structure lorsqu'il est soumis à un tremblement de terre, et d'examiner la possibilité qu'il puisse y avoir une certaine génération des pressions interstitielles excessives, ce qui pourrait conduire à une certaine liquéfaction. La structure sera soumise à des secousses sismiques conformément à l'historique temporel indiqué dans **Figure VII.2**. L'accélération maximale est de 0,5 g et la durée est de 10 secondes.

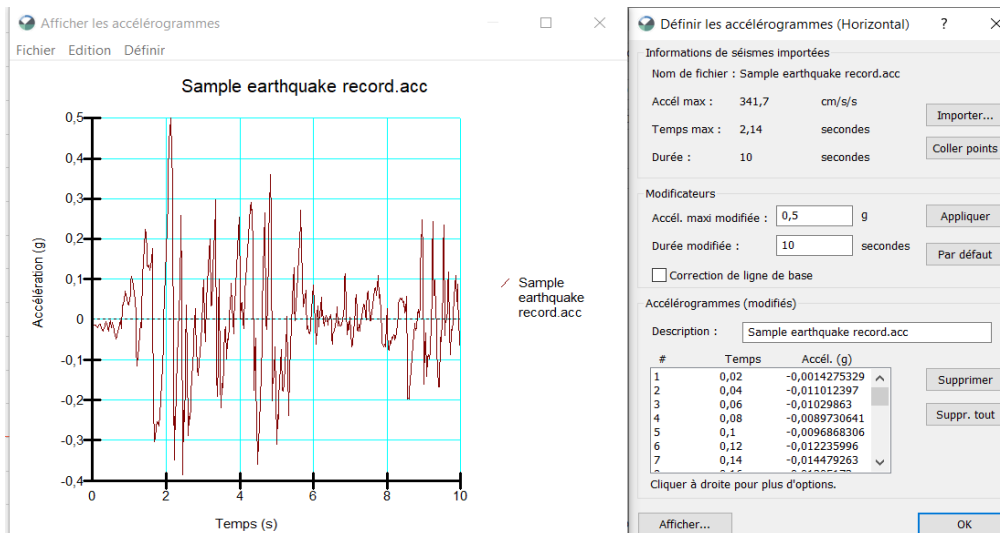


Figure VII. 2: Accélérogrammes (horizontal)

La première étape de toute analyse QUAKE/W consiste à établir les conditions d'état de contrainte in situ qui existent.

avant que le tremblement de terre ne se produise. En d'autres termes, il est nécessaire d'établir la une analyse statique initiale avant de soumettre la structure à l'action dynamique. Deux propriétés du sol les plus importantes requises pour l'analyse statique initiale sont le poids unitaire total du matériau et le coefficient de Poisson (ν).

Le coefficient de Poisson est important car il influence la pression des terres au repos. les conditions initiales dans le cas statique sont représentées dans la **Figure VII.1** : x-fixe pour les bords verticaux de la fondation et xy-fixe à la base de cette dernière.

Le problème sera résolu le long de la base. Ceci est accompli en spécifiant que le déplacement est nul dans les directions horizontale (x) et verticale (y).

Pour calculer les contraintes totales et effectives correctes, il est nécessaire d'appliquer le poids de l'eau du réservoir comme une condition limite. la pression de l'eau est représentée graphiquement dans la **Figure VII.1**. Les pressions interstitielles initiales sont définies et calculées à partir d'une nappe phréatique spécifiée.

Une fois le problème complètement défini en ce qui concerne la géométrie, les conditions aux limites et les propriétés du matériau, il faut vérifier que le maillage en éléments finis est approprié pour l'analyse.

Le maillage peut être visualisé et modifié avec la commande Dessiner les propriétés du maillage. Dans ce cas, il était spécifié que la taille globale de l'élément doit être d'environ un 1 m. (**Figure VII.3**)

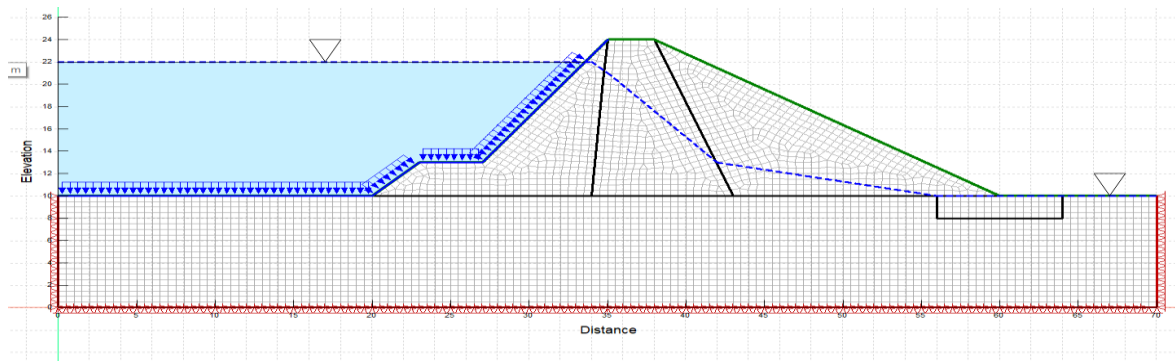


Figure VII. 3: Maillage du domaine

Une fois l'état statique initial établie, l'étape suivante consiste à définir l'état dynamique (équivalent linéaire dynamique).

Une nouvelle analyse QUAKE/W est créée où le « Parent » est la précédente Analyse (statique initiale). Les conditions de contraintes initiales et la pression interstitielle proviennent de l'analyse (Parente) précédente (**Figure VII.4**).

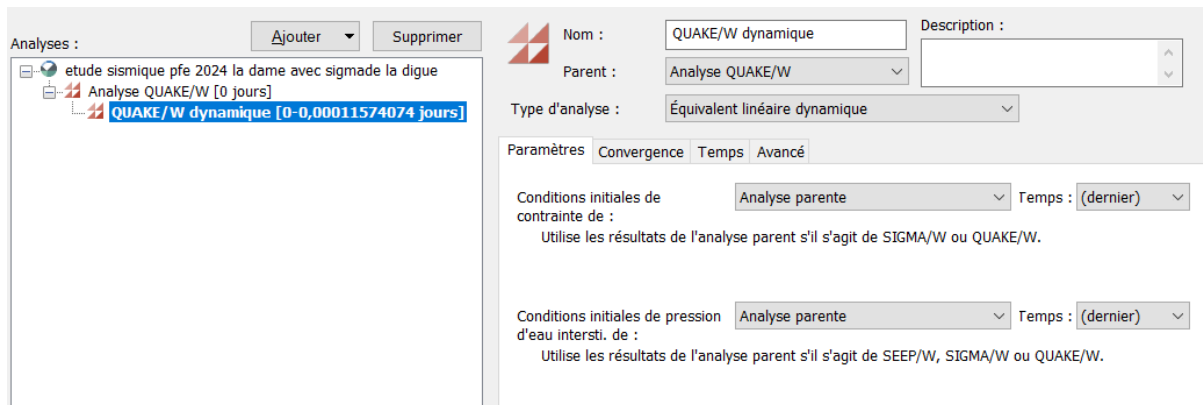


Figure VII. 4: Analyse dynamique et analyse parente

Le type d'analyse Dynamique Linéaire Équivalente est utilisé.

Les conditions aux limites aux extrémités verticales du problème doivent être modifiées pour la dynamique analyse. Le mouvement vertical est désormais fixe, mais le sol peut se déplacer latéralement (**Figure VII.5**).

Ces conditions permettent au sol de se balancer d'un côté à l'autre lorsque les accélérations sismiques horizontales sont appliquées.

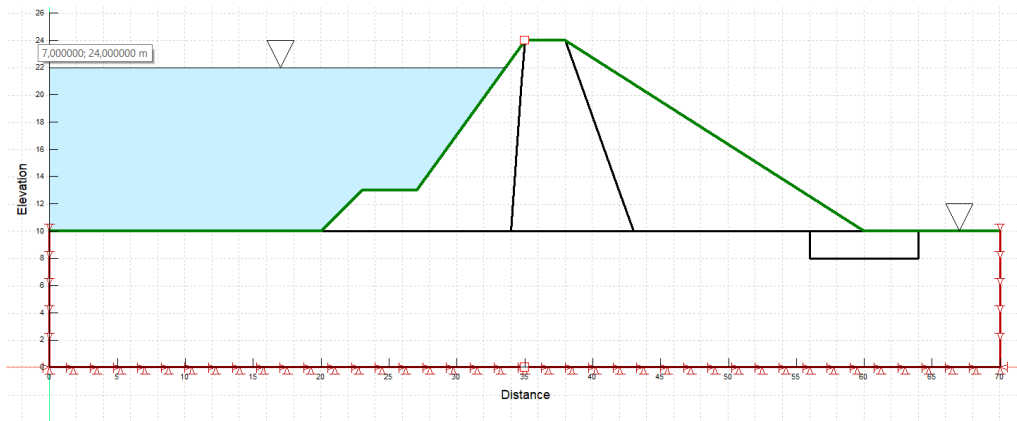


Figure VII. 5: Conditions aux limites pour l’analyse dynamique

Dans QUAKE/W, des points sélectionnés peuvent être marqués où les résultats seront enregistrés à chaque fois. en intégrant l’enregistrement du tremblement de terre. Ces points sont connus sous le nom de ‘points de l’historique’. Deux points ont été définis ici. Ce sont les deux petits carrés rouges représentés sur la **Figure VII.6**.

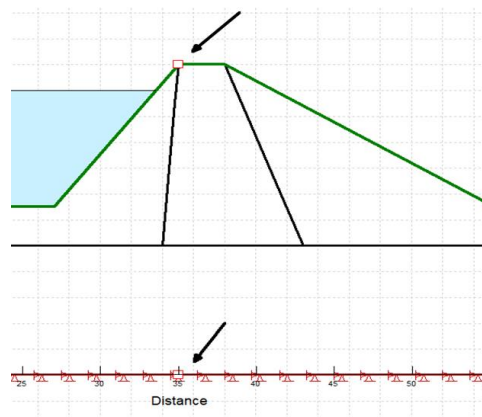


Figure VII. 6: Les deux ‘points de l’historique’

Le comportement constitutif du sol sera traité comme étant élastique linéaire. Le module de cisaillement G_{max} est de 5 000 kPa pour le sol des fondations et du remblai. Le taux d'amortissement est constant de 0,1 (10 %).

Pour calculer les pressions interstitielles excessives qui peuvent survenir en raison des secousses, il est nécessaire de définir deux fonctions appelées ‘fonction de rapport de pression interstitielle’ et ‘Fonction de numéro cyclique’. Pour notre exemple , nous pouvons utiliser les exemples de fonctions présentés dans les **Figure VII.7** et **VII.8** (ces exemples de fonctions sont inclus avec le logiciel).

La fonction de la **Figure VII.8** est l'exemple de fonction pour le sable moyen.

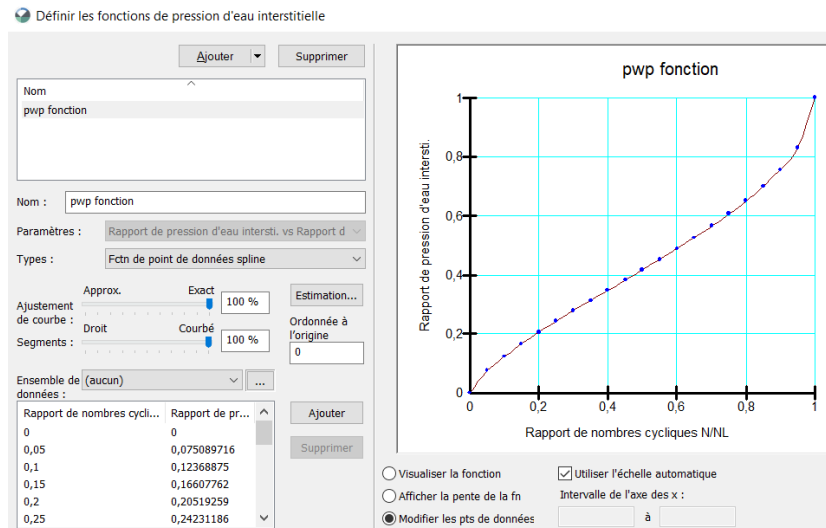


Figure VII. 7: La fonction de pression d'eau interstitielle

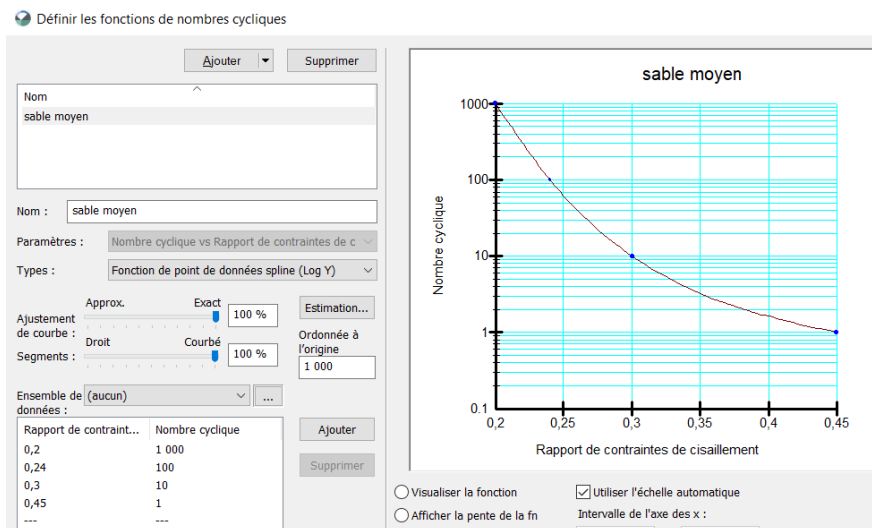


Figure VII. 8: La fonction du nombre cyclique

Le matériau du remblai est considéré comme un sol non liquéfiable et donc sans pression interstitielle. Les fonctions sont spécifiées pour ce matériau.

QUAKE/W est formulé sur la base d'un schéma d'intégration temporelle. Cela signifie que les étapes QUAKE/W à travers l'enregistrement des tremblements de terre à un intervalle de temps spécifié et effectue une analyse par éléments finis pour chaque pas de temps. Habituellement, les pas de temps sont égaux à l'intervalle de temps des points de données lors du tremblement de terre.

Dans cette analyse, les points de données d'enregistrement du tremblement de terre ont un intervalle de temps de 0,2 seconde, ce qui en fait un total de 50 points de données pour une durée de 10 secondes. Cela signifie qu'il y aura 50 pas de temps, soit 50 analyses par éléments finis.

Par défaut, QUAKE/W stocke les données sur les 20 plus hauts sommets de l'enregistrement du tremblement de terre. De plus, il a été précisé que les données doivent être sauvegardées tous les 10 pas de temps.

VII.3 Résultats et discussions

Il existe de nombreuses façons différentes d'examiner les contraintes résultant de l'analyse statique initiale.

Une manière typique consiste à examiner les contours de contraintes verticales totales et effectives, comme dans les **Figures VII.9** et **VII.10**. Remarquez que la contrainte totale sous le réservoir là où le sol est horizontal est d'environ 140 kPa.

Le contour de contrainte effective correspondant est moins de 20 (vers zéro), comme il devrait l'être correctement.

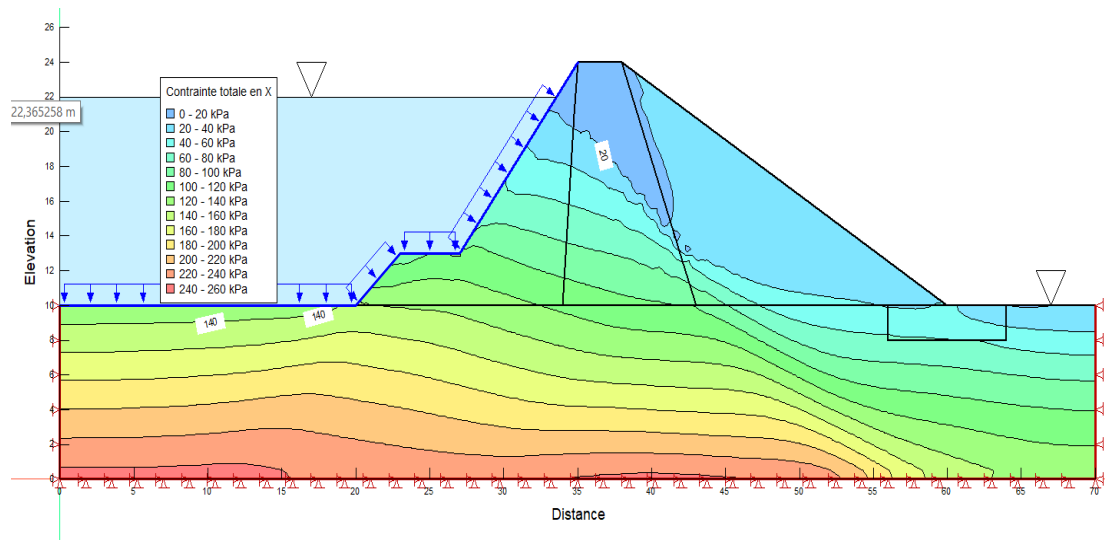


Figure VII. 9: Contraintes totales

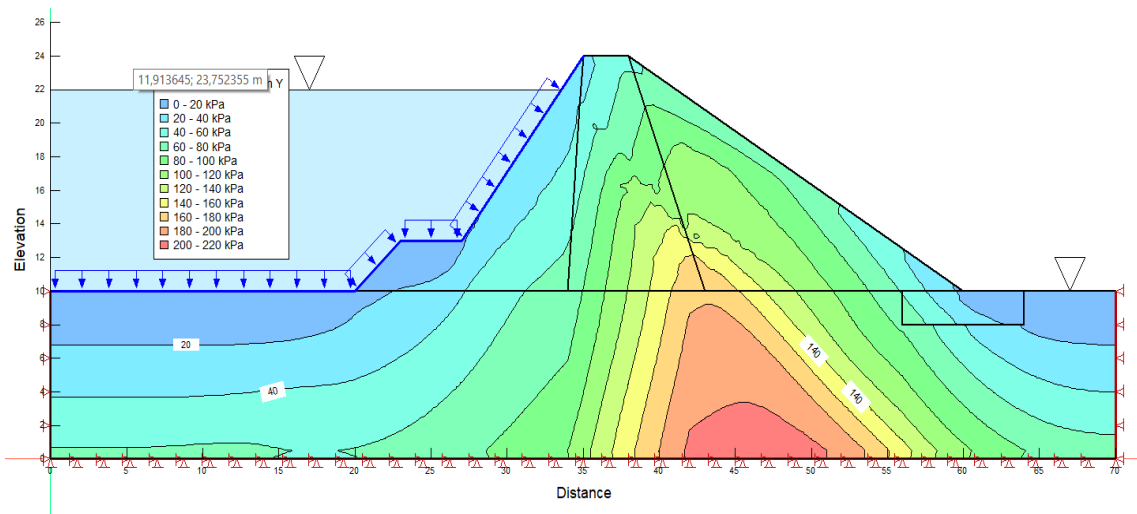


Figure VII. 10: Contraintes effectives

Comme indiqué précédemment pour l'analyse statique, il existe de nombreuses façons de présenter et de visualiser les résultats, et cela est particulièrement vrai pour la partie dynamique de l'analyse.

Nous avons défini un Point Historique en crête du barrage et à la base du problème. Nous pouvons créer des graphiques spécifiques aux points de l'historique.

Il est possible, pour créer des graphiques des accélérations x en fonction du temps à la crête et à la base de les tracer ensemble en même temps (**Figure VII.11**). Les valeurs de base sont une réplique de l'entrée; c'est-à-dire l'entrée record du tremblement de terre. Rappelons que l'enregistrement d'entrée a un pic de 0,35 g. Comme le montre la **Figure VII.11**, les accélérations horizontales maximales au niveau de la crête atteignent des valeurs supérieures à 0,75 g, ce qui signifie qu'il y a une certaine amplification dans le mouvement à la crête.

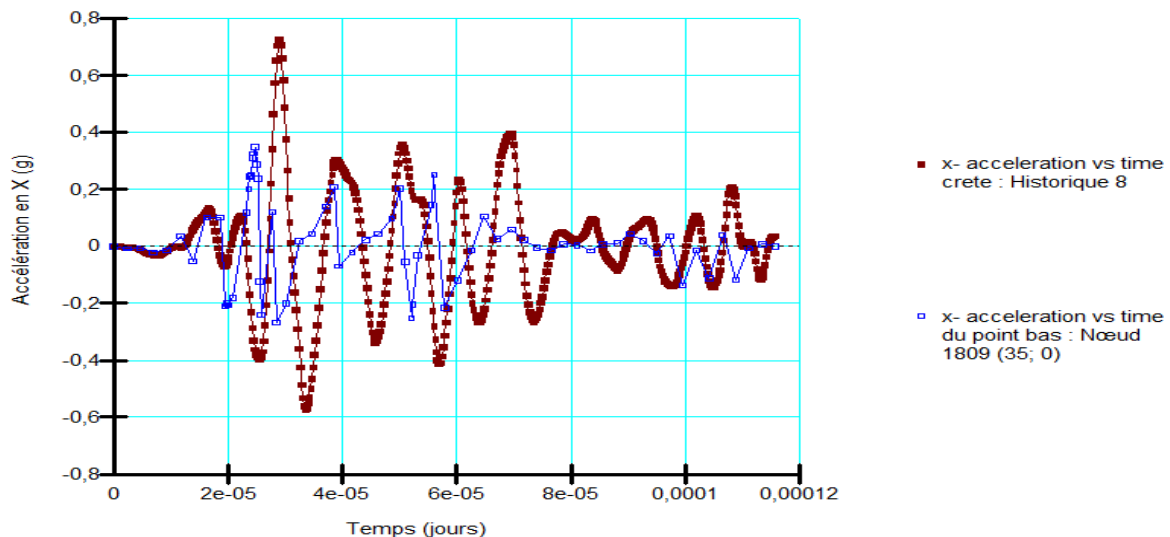


Figure VII. 11: Comparaison entre la crête et le bas de l'accélération sismique horizontale

Les **Figures VII.12** et **VII.13** montrent les profils de déplacement latéral au niveau de la ligne médiane du barrage. La **Figure VII.12** montre les déplacements totaux ou absolus.

Les déplacements absolus incluent le mouvement du corps solide à la base du problème, ainsi que tout mouvement supplémentaire par rapport à la base. La **Figure VII.13** montre les déplacements par rapport à la base fixe.

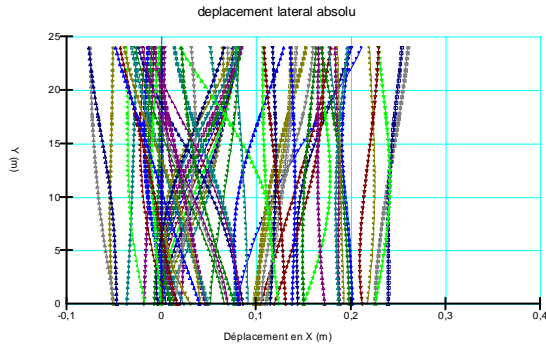


Figure VII. 12: Profils du déplacement latéral absolu à la ligne centrale de la digue

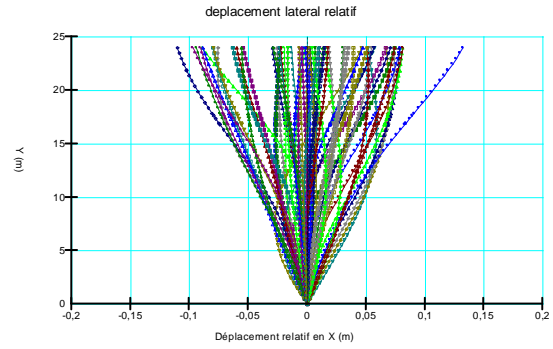


Figure VII. 13: Profils du déplacement latéral relatif à la ligne centrale de la digue

Comme on peut voir les profils des déplacements à chaque pas de temps (0.2 s) comme exemple.

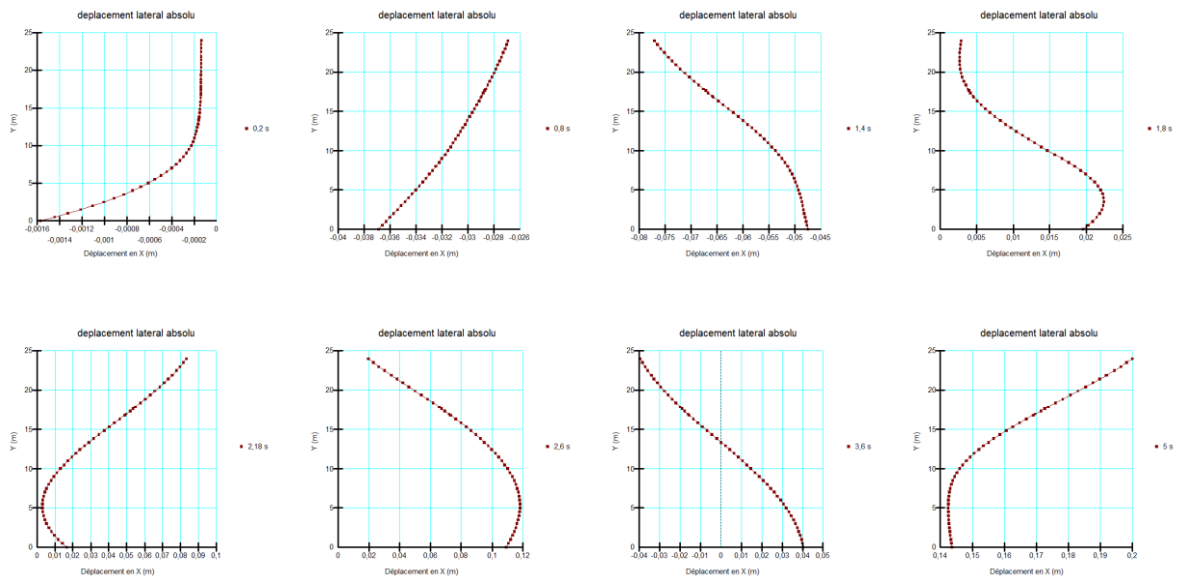


Figure VII. 14: Quelques profils des déplacements à chaque pas de temps (0.2 s).

Dans une analyse QUAKE/W, il est très important de garder à l'esprit que seuls les déplacements relatifs créent des contraintes de cisaillement dynamiques et seules les contraintes de cisaillement dynamiques conduisent à la génération de pressions d'eau interstitielles excessives..

Les **Figures VII.15, VII.16, VII.17 et VII.18** montrent les déplacements relatifs d'un maillage déformé à différents instants : Ces schémas illustrent le balancement du sol lors du séisme.

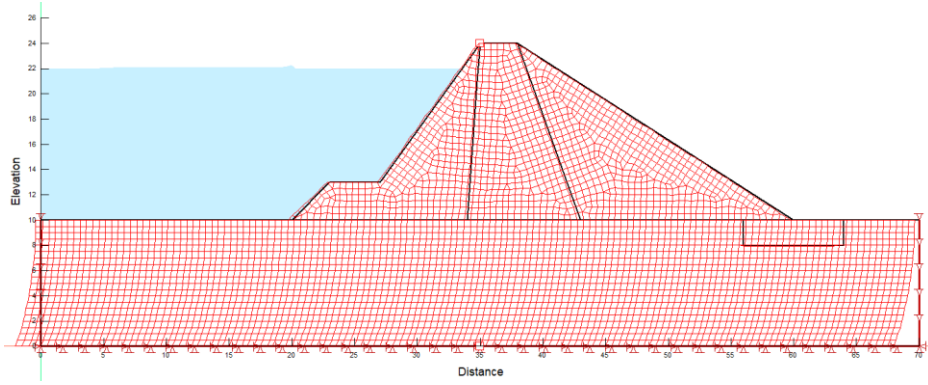


Figure VII. 15: Déplacements relatifs d'un maillage déformé à 0.2s

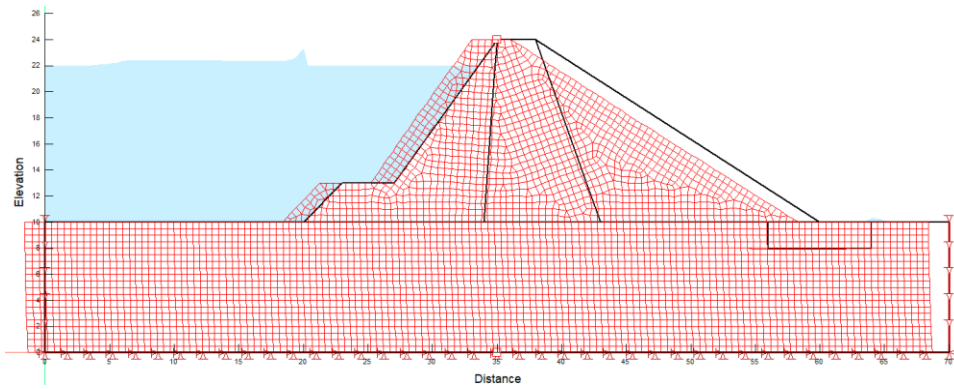


Figure VII. 16: déplacements relatifs d'un maillage déformé à 1.2s

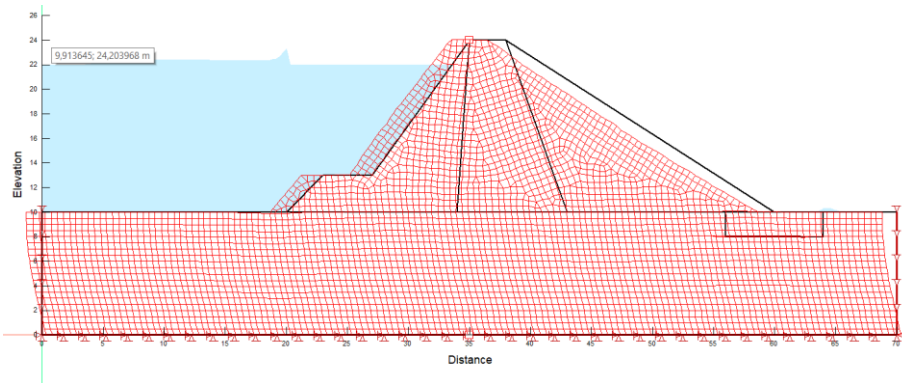


Figure VII. 17: Déplacements relatifs d'un maillage déformé à 1.68s

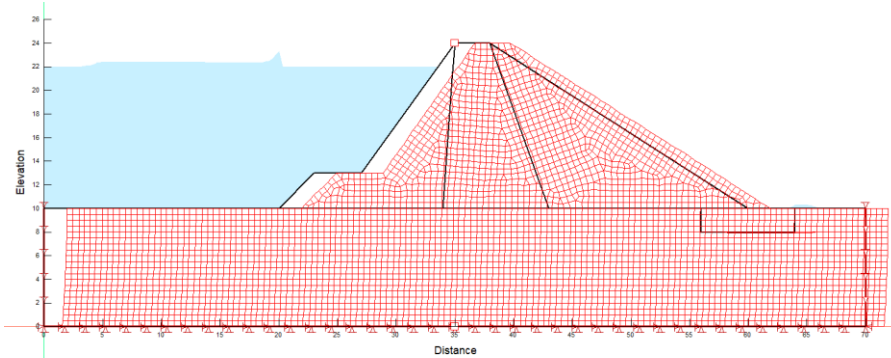


Figure VII. 18: Déplacements relatifs d'un maillage déformé à 5.2s

Dans une analyse linéaire équivalente, un paramètre clé obtenu est le rapport de contrainte cyclique (CSR - Cyclic Stress Ratio) (**Figure VII.19**).

Sans entrer dans les détails, généralement plus le CSR est élevé, plus la possibilité de liquéfaction est élevée. Dans cet exemple, un CSR supérieur à environ 0,2 indiquera qu'une liquéfaction est possible, comme le démontre la **Figure VII.15**.

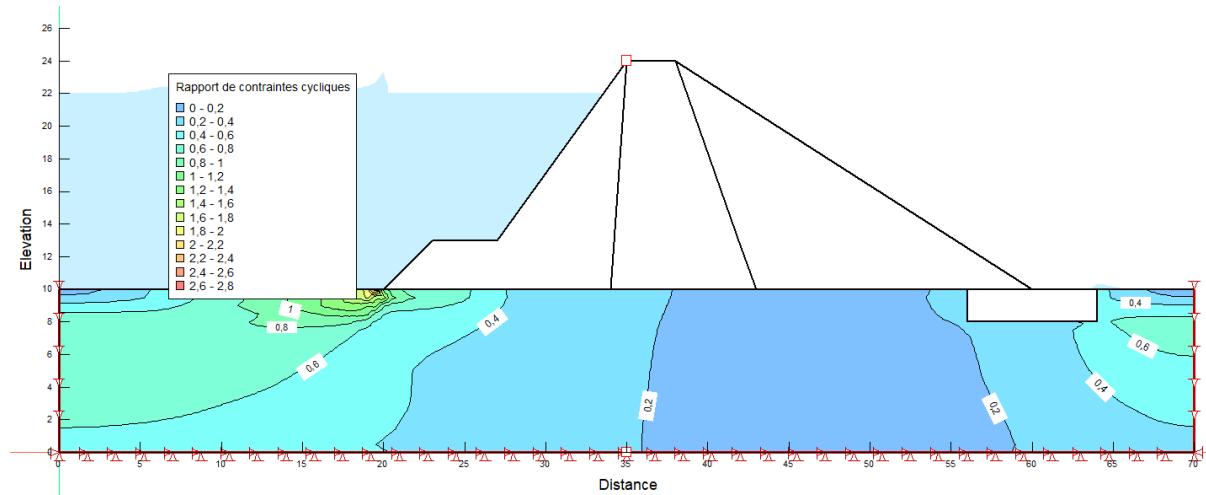


Figure VII. 19: Rapport de contraintes cycliques - zones de liquéfactions potentielles

VII.4 Résumé et conclusion

Cette étude introductive est plutôt simpliste et pas très réaliste à certains égards. Elle illustre néanmoins les puissantes fonctionnalités et capacités disponibles dans QUAKE/W. Cette étude examine uniquement la liquéfaction dans le contexte du rapport de contrainte cyclique. Plus des techniques avancées sont disponibles dans QUAKE/W. Ces techniques avancées sont discutées en termes de ce que l'on appelle la surface pliable du grain du sol. Ces techniques avancées doivent être utilisées dans des projets de terrain réels.

Conclusion Générale

Grâce à cette étude, qui se concentre sur la stabilité, l'infiltration et l'interaction entre le sol et la structure, des contributions importantes ont été apportées à la compréhension et à la gestion des barrages en terre.

Grâce aux compétences avancées du logiciel GeoStudio, nous avons réussi à représenter et à analyser différents éléments essentiels de la performance de ces structures cruciales.

L'utilisation du module SIGMA/W pour analyser l'interaction entre le sol et la structure a permis de saisir la répartition des contraintes et des déformations entre le barrage et son fondement. Les déplacements verticaux atteignent leur maximum autour de la position $X = 40$ mètres au centre de la digue et $Y = 10$ mètres à la surface du sol. Cela confirme les observations théoriques et pratiques.

Il est essentiel de mener cette analyse afin d'évaluer la réponse globale du barrage face à des divers scénarios de charge et de développement des fondations appropriées.

L'étude de l'infiltration avec le module SEEP/W a montré comment les flux d'eau à travers le barrage affectent la pression interstitielle et la distribution de la saturation. Les résultats ont souligné l'importance de contrôler l'infiltration pour maintenir la stabilité structurelle et prévenir les phénomènes de liquéfaction ou de glissement de terrain.

En ce qui concerne l'espacement des puits de drainage, il est intéressant de souligner que même un espacement étendu entre les puits de drainage a un effet important sur la quantité d'écoulement à travers la fondation, mais que le profil de pression interstitielle entre les drains est marginalement affecté.

En utilisant le module SLOPE/W pour analyser la stabilité des pentes, il a été constaté que la résistance d'un barrage en terre est grandement influencée par les conditions hydriques et les caractéristiques géotechniques des matériaux. Grâce aux simulations, il a été possible de repérer les facteurs de sécurité dans diverses conditions de saturation et de chargement, ce qui a révélé les zones de faiblesse potentielles.

On remarque que le coefficient de sécurité diminue d'une façon progressive au premier jour de vidange jusqu'au 5ème jour et après il augmente lentement jusqu'au 30ème jour pour atteindre une valeur de 1,3011 (spencer) donc il y a une stabilité du talus amont.

Vue l'allure du changement du coefficient de sécurité on peut dire:

- 1) La pression d'eau joue un rôle primordiale dans la stabilité du talus,
- 2) La diminution du coefficient de sécurité est causée par le fait que la vitesse de vidange est plus rapide que celle du drainage de la recharge du talus aval vers l'amont, et que la pression interstitielle fragilise davantage ces derniers.
- 3) L'augmentation du coefficient de sécurité après 5 jours est due à ce que l'eau est beaucoup plus drainé est que la pression interstitielle diminue avec le temps et que le sol sera bien consolidé.
- 4) Le coefficient de sécurité du talus aval augmente avec le temps principalement en raison de la dissipation de la pression interstitielle, la consolidation du sol, le drainage et le séchage, ainsi que le réajustement des contraintes internes. Ces processus améliorent progressivement la résistance du sol et la stabilité globale du talus

Les résultats obtenus fournissent des conseils concrets aux ingénieurs et aux responsables des barrages en terre. Les conseils comprennent :

- Il est crucial de mener des études géotechniques approfondies afin de caractériser les matériaux.
- Il est essentiel d'adopter des systèmes de drainage performants afin de gérer les infiltrations d'eau.
- La mise en œuvre de méthodes de renforcement des pentes dans les zones considérées comme essentielles.

En ce qui concerne l'étude sismique, on peut dire qu'elle est introductive est plutôt simpliste et pas très réaliste à certains égards. Elle illustre néanmoins les puissantes fonctionnalités et capacités disponibles dans QUAKE/W. Cette étude examine uniquement la liquéfaction dans le contexte du rapport de contrainte cyclique.

Plus des techniques avancées sont disponibles dans QUAKE/W. Ces techniques avancées sont discutées en termes de ce que l'on appelle la surface pliable du grain du sol. Ces techniques avancées doivent être utilisées dans des projets de terrain réels.

Notre étude ouvre la voie vers plusieurs axes de recherche futurs à savoir :

Les études expérimentales : visent à vérifier les modèles numériques en effectuant des essais en laboratoire et sur le terrain afin d'améliorer les paramètres utilisés lors des simulations.

Gestion des Risques : Créer des protocoles de surveillance et d'entretien en se basant sur les résultats de l'infiltration et de la stabilité afin de gérer les barrages de manière proactive.

En résumé, cette étude met en évidence l'importance d'utiliser des méthodes numériques avancées, telles que celles proposées par **GeoStudio**, afin d'assurer la sécurité et la performance des barrages en terre. Les études de stabilité, d'infiltration et d'interaction entre autres offrent des données précieuses qui peuvent être exploitées afin d'améliorer la conception, la construction et la maintenance de ces structures essentielles. Grâce à l'incorporation de ces méthodes dans les pratiques de génie civil, d'hydraulique et de géotechnique il est possible d'anticiper et de réduire les risques potentiels, garantissant ainsi la durabilité et la fiabilité des installations hydrauliques et géotechniques.

Les étudiants d'hydraulique, de génie civil et notamment ceux de géotechnique, peuvent prendre ce travail comme référence pour étudier tout ce qui est en rapport avec la construction des talus et des barrages, l'infiltration et la stabilité de ces derniers ainsi que la dynamique des structures.

Remarque importante : Les nouvelles versions de Géostudio traitent bien les analyses en 3D ce qui donne une bonne performance et plus de réalisme.

Références Bibliographiques

- 1- **Hariz Yacine, Oudjana Hammou (2022)** , Effet des drains sur la stabilité des barrages en terre cas des barrages Boubrik et El-haimeur (wilaya de Ghardaïa), Université de Ghardaïa
- 2- **CHIKH Abdelbaki (2022)**, Étude des infiltrations et fuites à travers la digue d'un barrage en terre, Université ibn khaldoun de tiaret
- 3- Université de Chlef (2019), **Stabilité des talus : barrage en terre**. [En ligne] Disponible sur : <https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2019/06/cours-STABILITE-DES-TALUS-barrage-en-terre.pdf> [Consulté le 25 mai 2024, 15:10].
- 4- **Smith, J. A., & Brown, L. M. (2020)**. The Role of Dams in Modern Water Management. *Water Resources Journal*, 35(2), 112-130.
- 5- **Johnson, R. B., & Williams, D. P. (2018)**. Hydroelectric Power and Dam Safety: A Comprehensive Overview. *Energy and Environmental Studies*, 29(4), 245-268.
- 6- **Khan, S., & Tingsanchali, T. (2019)**. Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment. *Journal of Hydraulic Engineering*, 145(6), 06019002.
- 7- **Petley, D. N., & Higgs, G. (2017)**. Landslides and Their Impact on Dam Safety. *Environmental Earth Sciences*, 76(3), 74.
- 8- **Torti, J., & Rodríguez-Muñoz, I. (2021)**. Climate Change and Its Implications for Dam Safety. *Journal of Water and Climate Change*, 12(4), 1023-1035.
- 9- **Chang, K., & Zhu, D. (2001)**. The Banqiao Dam Failure: An In-Depth Analysis of Catastrophe. *Journal of Hydrological Science and Engineering*, 26(4), 345-367.
- 10- **Shen, H. Y., & Chen, J. (2015)**. Lessons Learned from the Banqiao Dam Failure in China. *Water Policy Journal*, 17(3), 519-534.
- 11- **Xu, Y., & Zhang, L. M. (2009)**. Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment: A Case Study of the Banqiao Dam Disaster. *Engineering Geology*, 105(1-2), 102-117.
- 12- **Müller, M. (1964)**. The Vajont Catastrophe. *Civil Engineering*, 34(3), 32-36.
- 13- **Semenza, E., & Ghirotti, M. (2000)**. History of the 1963 Vaiont Slide: The Importance of Geological Factors. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 59(2), 87-97.
- 14- **Kilburn, C. R. J., & Petley, D. N. (2003)**. Vajont—From Management to the Collapse of the 1963 Landslide. *Geomorphology*, 54(1-2), 85-102.
- 15- **Alexander, D. (1985)**. A Survey of the Vajont Landslide Disaster. *Geography*, 70(4), 321-331.
- 16- **Pisani, L., & Sterlacchini, S. (2002)**. Malpasset: Failure of a Concrete Arch Dam in 1959. *International Journal on Hydropower & Dams*, 9(1), 85-91.

- 17- Cole, A. (1998).** The Malpasset Dam Failure: The Role of Geological Factors. *Engineering Geology*, 49(3-4), 205-210.
- 18- Morandi, B. (1960).** The Malpasset Dam Disaster. *Journal of Hydraulic Research*, 3(2), 98-105.
- 19- Londe, P. (1993).** Lessons from the Failure of Malpasset Dam. **In** *Dam Engineering* (pp. 235-256). **John Wiley & Sons.**
- 20- Oberlin, A. (1940).** The Fergoug Dam Failure. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 105(2), 145-159.
- 21- Morin, J. (1940).** The Collapse of the Fergoug Dam. *Journal of Hydraulic Engineering*, 32(1), 85-94.
- 22- Dogan, T., & Zoroglu, H. (2002).** Dam Failures and Lessons Learned from Historical Disasters. **In** *Proceedings of the International Conference on Civil Engineering* (pp. 123-134).
- 23- Londe, P. (1993).** *Dam Safety and Risk Management.* **John Wiley & Sons.**
- 24-Advisor.travel (2024), Barrage de Banqiao.** [En ligne] Disponible sur : <https://fr.advisor.travel/poi/Barrage-de-Banqiao-10106> [Consulté le 7 juin 2024, 21:34].
- 25- Encyclopédie Afrique du Nord (2024), Barrage - Fergoug.** [En ligne] Disponible sur : https://encyclopedie-afn.org/Barrage_-_Fergoug [Consulté le 7 juin 2024, 21:50].
- 26- Touaibia Abir , Labouize Amira (2017),** Evaluation des risques d'inondations associes a la rupture du barrage A l'aide du modele telemac_2d et systeme d'information geographique : Cas du barrage cheffia el tarf Universite badji mokhtar- annaba
- 27- Geo-Slope International Ltd. (2018).** Utilisation de GeoStudio dans les Études de Terrain. Dans *GeoStudio User Manual* (Calgary, AB: Geo-Slope International Ltd.)
- 28-AMADI Khaoula (2022),** Etude du drainage (par puits, point et régions), stabilité et infiltration dans le barrage en terre. (Par utilisation du logiciel GeoStudio «Sidi M'Hamed Ben Taïba », UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI – CHLEF
- 29- Müller, Hans. The Vajont Disaster: A Geotechnical Case Study.** Springer, 2001. (Ce livre offre une analyse géotechnique détaillée de la catastrophe.)
- 30- Hartford, D. N. D., & Baecher, G. B. (2004).** *Risk and Uncertainty in Dam Safety.* Thomas Telford Publishing.
- 31- FEMA (Federal Emergency Management Agency) (2004).** *Federal Guidelines for Dam Safety: Maintenance, Operations, and Surveillance.* U.S. Department of Homeland Security

32- Bowles, D. S., Anderson, L. R., & Perala, R. A. (2003). *The Practice of Dam Safety Risk Assessment and Management: Its Roots, Evolution, and Emphases.* United States Society on Dams.

33- McCully, P. (2006). *Silenced Rivers: The Ecology and Politics of Large Dams.* Zed Books.