

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud Mammeri  
de Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie Civil



## *Mémoire de Master*

*En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil*

*Option : Constructions Hydrauliques & Aménagements*

### *Thème*



**Réalisé par:**

Mlle : OULD BELKACEM Lydia

**Encadré par:**

Mme : BOUZELHA Karima

**Promotion: 2020 - 2021**



## *Remerciements*

*Avant de clôturer ce travail qui représente la fin d'un parcours d'étude riche en expériences humaines et académiques, il me paraît opportun de remercier chaleureusement toute l'équipe d'enseignants qui s'est rendue disponible pour nous au cours de ces deux années de Master.*

*Dans ce périple qu'est la rédaction d'un mémoire, certaines personnes issues du corps professoral ou des professionnels interviennent.*

*Je souhaite remercier en premier lieu ma directrice de mémoire **Mme Bouzelha Karima**, professeur au département de génie civil pour m'avoir accompagné afin que je puisse enfin relever ce défi stimulant pour réaliser ce travail de recherche. Je lui suis également reconnaissante pour le temps conséquent qu'elle m'a accordé, ses qualités pédagogiques et scientifiques, sa franchise et sa sympathie. J'ai beaucoup appris à ses côtés et je lui adresse ma gratitude pour tout cela.*

*J'adresse de chaleureux remerciements à **Mr. Hammoum Hocine**, professeur au département de génie civil, pour son attention permanente sur mes travaux, pour ses conseils avisés et son écoute qui ont été prépondérants pour la bonne réussite de ce mémoire. Son énergie et sa confiance ont été des éléments moteurs pour moi. J'ai pris un grand plaisir à travailler avec lui.*

*Un grand merci à **Mme Belazouz Lynda**, pour son implication dans le projet, notamment sur l'initiation au logiciel de calcul  $FLAC2D$ , pour son écoute active, sa disponibilité. Elle m'a beaucoup appris, j'ai apprécié son enthousiasme et sa sympathie.*

*Je désire aussi remercier **Mr Gabi Smail** professeur au département de génie civil, qui m'a fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires.*

*J'adresse mes remerciements aux membres du jury qui me feront honneur de juger ce modeste travail.*

*Je remercie mes très chers parents, pour leur soutien constant et leurs encouragements, ainsi que toute ma famille.*

*Enfin, Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les amis et collègues qui m'ont apporté leur soutien moral tout au long de ce parcours.*



## *Dédicaces*

*A mes chers, sœurs et frères, pour tous leurs sacrifices, leurs amour, leurs tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.*

### *A toute ma famille*

*Je vous dédie ce travail en reconnaissance de l'amour que vous m'offrez quotidiennement et votre bonté exceptionnelle. Que Dieu le Tout Puissant vous garde et vous procure santé et bonheur.*

*A mes amies et toute la promo de **CHA** Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des sœurs et des frères et des amies sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble.*

**Introduction générale .....1**

**Chapitre 1 : Généralités sur la stabilité des digues en terre**

Introduction ..... 2

1.1. Définition..... 2

1.2. Différents Types de barrage en terre..... 3

    1.2.1. Barrage homogène ..... 3

    1.2.2. Barrages en terre à noyau ..... 3

    1.2.3. Barrage à masque amont..... 4

    1.2.4. Pentes des talus de digue ..... 5

1.3. Dispositif drainant (PNUD, 1987) ..... 5

    1.3.1. Drain vertical..... 6

    1.3.2. Drain horizontal ..... 6

1.4. Modes de rupture d'un barrage en terre (ELU)..... 6

    1.4.1. Érosion de surface par surverse ..... 7

    1.4.1. Érosion externe par affouillement..... 7

    1.4.3. Rupture d'ensemble ..... 8

    1.4.4. Tassement..... 8

    1.4.5. Renversement..... 9

    1.4.6. Glissements des talus (Dougha, 2016)..... 9

1.5. Situations de projet ..... 10

    1.5.1. Situations normales d'exploitation ..... 10

    1.5.2. Situations rares ..... 10

    1.5.3. Situations transitoires..... 10

    1.5.4. Situations de crue ..... 11

        a- Situation rare de crue ..... 11

        b- Situation exceptionnelle de crue ..... 11

        c- Situation extrême de crue ..... 11

    1.5.5. Situation extrême sismique ..... 11

1.6. Actions..... 12

    1.6.1. Actions permanentes..... 12

    1.6.2. Actions variables ..... 13

    1.6.3. Actions accidentelles ..... 13

1.7. Méthode d'analyse de la stabilité de la digue vis-à-vis du glissement..... 13

1.7.1. Méthodes d'équilibre limite .....	13
a-Méthodes des globale .....	14
b-Méthode des tranches .....	15
1.7.2. Méthode numérique .....	17
a- Méthodes milieux continues.....	17
b- Les méthodes milieux discontinues .....	20
1.8. Notion du coefficient de sécurité .....	20
1.8.1. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité .....	21
1.8.2. Calcul du coefficient partiel de sécurité - Méthode de réduction des paramètres .....	21
1.9. Lois de comportement .....	23
1.9.1 Principaux Types de Lois de Comportement .....	24
a- Comportement Elastique Linéaire.....	24
b- Comportement Elastique Non Linéaire .....	25
b- Comportement Plastique.....	25
1.9.2 Model de mohr coulomb.....	25
1.9.3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb .....	27
1.10. Quelques travaux réalisés .....	29
Conclusion .....	30

## **Chapitre 2 : Généralités sur la stabilité des digues en terre**

Introduction .....	30
2.1. Présentation du logiciel FLAC .....	30
2.2. Procédure de modélisation numérique sous FLAC2D <sup>®</sup> .....	31
2.3. Interface du code FLAC2D <sup>®</sup> .....	32
2.4. Application au cas d'étude .....	33
2.4.1 Présentation de l'ouvrage .....	33
2.4.2. Caractéristiques des matériaux.....	34
2.4.3. Modélisation de la digue homogène avec base encastrée .....	35
2.5. Résultats et interprétations .....	47
2.5.1 Situation de fin de construction.....	47
2.5.2. Situation normale d'exploitation.....	49
2.5.3. Situation d'exploitation niveau bas.....	52
2.5.4. Situation accidentelle (sismique) .....	54
2.6. Influence de la variabilité des paramètres du sol sur le calcul du coefficient de sécurité .	63
Conclusion .....	65

**Chapitre 03: Calcul de la stabilité d'une digue homogène tenant compte de l'interaction sol-structure**

Introduction .....	69
3.1 Définition de l'interaction sol structure.....	69
3.2 Bases de l'interaction sol-structure.....	69
3.2.1. Interaction cinématique .....	69
3.1.2 Interaction inertielle .....	70
3.3. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure .....	70
3.3.1 Méthodes directes .....	71
3.3.2 Méthodes de sous-structures .....	71
3.3.3 Méthodes hybrides .....	72
3.4 Application au cas d'étude .....	72
3.4.1. Présentation de l'ouvrage et des matériaux .....	72
3.5 Etapes de modélisation sous FLAC 2D©.....	74
3. 5. Résultats et interprétations .....	78
3.5.1. Situation de fin de construction.....	78
3.5.2. Situation d'exploitation normale.....	80
3.5.3. Situation d'exploitation niveau bas.....	83
3.5.4. Situation accidentelle (sismique) .....	85
Conclusion.....	92
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>93</b>
Références bibliographiques	

**Liste des figures**

Figure 1.1 : Barrage en terre homogène. ....	7
Figure 1.2 : Barrage à zone et à noyau amont. ....	8
Figure 1.3 : Barrage à noyau central. ....	8
Figure 1.4 : Barrage à masque amont. ....	9
Figure 1.5 : Drain vertical. ....	10
Figure 1.6 : Drain horizontale. ....	10
Figure 1.7: Erosion régressive due à une surverse sur une digue. ....	11
Figure 1. 8 : Erosion externe par affouillement. ....	11
Figure 1. 9 : Rupture de levée par effet de renard. ....	12
Figure 1.10 : Rupture d'ensemble d'une levée due à de fortes pressions. ....	12
et à une fragilité de l'ouvrage. ....	12
Figure 1.11 : Glissement circulaire. ....	13
Figure 1.12 : Forces agissantes sur le massif de sol. ....	18
Figure 1.13 : Forces agissantes sur une tranche. ....	19
Figure 1.14 : Forces agissant sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS ....	20
(Guide technique 1998). ....	20
Figure 1.15 : Représentation des forces sur une tranche selon Bishop. ....	21
Figure 1.16 : Représentation schématique de la séquence de calculs opérés par le logiciel FLAC. ....	23
Figure 1.17 : Passage du problème continu à la discrétisation. ....	23
Figure 1.18 : Principe de l'algorithme de la méthode de réduction des paramètres (Moyeaux, 2017) ....	26
Figure 1.19 : Loi de comportement élastique linéaire. ....	28
Figure 1.20 : Elasticité non linéaire. ....	29
Figure 1.21 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$ . ....	31
Figure 1.22 : Cercle de Mohr et la courbe intrinsèque. ....	32
Figure 2.1 : Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D <sup>®</sup> . ....	32
Figure 2.2 : Programme sous FLAC2D. ....	32
Figure 2.3 : Interface graphique de FLAC 2D. ....	33
Figure 2.4 : Schéma descriptif de la digue homogène. ....	33
Figure 2.5 : Choix de configuration et du système d'unité. ....	35
Figure 2.6 : Géométrie approchée de la digue. ....	36

Figure 2.7 : Modification de la géométrie de la digue.....	37
Figure 2.8 : Condition aux limites.....	37
Figure 2.9 : Génération du maillage.....	38
Figure 2.10 : Génération définitive .....	38
Figure 2.11 : Introduction des paramètres du modèle de Mohr Coulomb.....	39
Figure 2.12 : Introduction de la perméabilité et de la porosité du remblai de la digue. ....	40
Figure 2.13 : Introduction de la gravité dans la configuration. ....	41
Figure 2.14 : Introduction des paramètres $K_e$ et $\rho_e$ .....	41
Figure 2.15 : Définition du schéma d'écoulement.....	42
Figure 2.16 : Introduction des pressions hydrostatiques. ....	43
Figure 2.17 : Introduction des pressions interstitielles. ....	43
Figure 2.18 : Introduction du drain horizontal. ....	44
Figure 2.19 : Géométrie et maillage de la digue. ....	45
Figure 2.20 : Programme en langage fish .....	45
Figure 2.21 : Etape d'exécution. ....	46
Figure 2.22 : Résultats de la ligne de saturation. ....	46
Figure 2.23 : Calcul du coefficient de sécurité $F_s$ .....	47
Figure 2.24 : Résultats de calcul du coefficient de sécurité $F_s$ . ....	48
Figure 2.25 : Résultats de calcul de $F_s$ pour la situation de fin de construction.....	49
Figure 2.26 : Résultats des déplacements horizontaux pour la situation de fin de construction .....	50
Figure 2.27 : Résultats des déplacements verticaux pour la situation de fin de construction..	50
Figure 2.28 : Résultats de calcul du coefficient $F_s$ pour la situation normale d'exploitation. .	51
Figure 2.29 : Résultat de la ligne de saturation en situation normale d'exploitation.....	52
Figure 2.30 : Résultats des déplacements horizontaux pour la situation normale d'exploitation. .....	53
Figure 2.31 : Résultats des déplacements verticaux pour la situation normale d'exploitation.	53
Figure 2.32 : Résultats de calcul du coefficient $F_s$ en situation niveau bas. ....	54
Figure 2.33 : Résultats de la ligne de saturation en situation niveau bas. ....	54
Figure 2.34 : Résultats des déplacements horizontaux pour la situation niveau bas. ....	55
Figure 2.35 : Résultats des déplacements verticaux pour la situation niveau bas.....	55
Figure 2.36 : Introduction de l'effet sismique dans la configuration.....	57
Figure 2.37 : Zone de contraintes maximales de cisaillements en situation sismique.....	58
Figure 2.38 : Calcul du coefficient de sécurité en zone I de faible sismicité ( $A = 0.12$ ). ....	59

Figure 2.39 : Calcul du coefficient de sécurité en zone IIa de moyenne sismicité ( $A = 0.20$ ). .....	59
Figure 2.40 : Calcul du coefficient de sécurité en zone IIb de moyenne sismicité ( $A = 0.25$ ). .....	59
Figure 2.41 : Calcul du coefficient de sécurité en zone III de forte sismicité ( $A = 0.30$ ). .....	60
Figure 2.42 : Résultats des déplacements horizontaux en zone I de faible sismicité ( $A=0.12$ ) .....	61
Figure 2.43 : Résultats des déplacements horizontaux en zone IIa de moyenne sismicité ( $A=0.20$ ).....	61
Figure 2.44 : Résultats des déplacements horizontaux en zone IIb de moyenne sismicité ( $A=0.25$ ).....	62
Figure 2.45 : Résultats des déplacements horizontaux en zone III de forte sismicité ( $A=0.30$ ) .....	62
Figure 2.46 : Résultats des déplacements verticaux en zone I de faible sismicité ( $A=0.12$ ) ...	63
Figure 2.47 : Résultats des déplacements verticaux en zone IIa de moyenne sismicité ( $A=0.20$ ).....	63
Figure 2.48 : Résultats des déplacements verticaux en zone IIb de moyenne sismicité ( $A=0.25$ ).....	64
Figure 2.49 : Résultats des déplacements verticaux en zone III de forte sismicité ( $A=0.30$ ) ..	64
Figure 2.50 : CDF pour la cohésion pour $cv=0.12$ .....	65
Figure 2.51 : CDF pour l'angle de frottement pour $cv=0.12$ . .....	66
Figure 3.1 : Interaction cinématique (Belhadj, USTHB).....	67
Figure 3.2 : Interaction inertielle (Belhadj, USTHB). .....	67
Figure 3.3 : Méthode directe (bou-mehdi, 2017) .....	68
Figure 3.4 : Approche découplée (bou-mehdi, 2017) .....	69
Figure 3.5 : Méthode hybride (bou-mehdi, 2017).....	69
Figure 3.6 : Schéma descriptif de l'une digue tenant compte de l'interaction sol-structure. ...	70
Figure 3.7 : Géométrie approchée de la digue.....	71
Figure 3.8 : Devisions la géométrie en block .....	71
Figure 3.9 : Suppression des blocks.....	72
Figure 3.10 : Introduction des coordonnées des nœuds de la crête.....	72
Figure 3.11: Condition aux limites.....	73
Figure 3.12 : Génération du maillage.....	73
Figure 3.13 : Séparation de la digue et le socle .....	74
Figure 3.14 : Génération définitive .....	74

Figure 3.15 : Géométrie et maillage de la digue. ....	75
Figure 3.16 : Programme sous FLAC2D. ....	75
Figure 3.17 : Résultats de $F_s$ et $\tau_{max}$ pour la situation de fin de construction .....	76
Figure 3.18 : Contour des déplacements horizontaux (situation de fin de construction). ....	77
Figure 3.19 : Contour des déplacements verticaux (situation de fin de construction). ....	78
Figure 3.20 : Zone de contraintes maximales de cisaillements « situation de niveau normale d’exploitation » .....	79
Figure 3.21 : Ligne de saturation « situation normale d’exploitation » .....	79
Figure 3.22 : Contour des déplacements horizontaux (situation de niveau normale d’exploitation) .....	80
Figure 3.23 : Contour des déplacements verticaux (situation de niveau normale d’exploitation). ....	81
Figure 3.24 : Zone de contraintes maximales de cisaillements « situation de niveau bas ». ...	81
Figure 3.25 : Ligne de saturation « situation niveau bas». ....	82
Figure 3.26 : Contour des déplacements horizontaux (situation de niveau bas). ....	83
Figure 3.27 : Contour des déplacements verticaux (situation de niveau bas). ....	83
Figure 3.28 : Résultats de calcul de $F_s$ dans la zone I de faible sismicité ( $A=0.12$ ). ....	84
Figure 3.29 : Résultats de calcul de $F_s$ dans la zone IIa de moyenne sismicité ( $A=0.20$ ). ....	85
Figure 3.30: Résultats de calcul de $F_s$ dans la zone IIb de moyenne sismicité ( $A=0.25$ ). ....	85
Figure 3.31 : Résultats de calcul de $F_s$ dans la zone III de forte sismicité ( $A=0.30$ ). ....	85
Figure 3.32: Résultats de déplacements horizontaux dans la zone Iia de moyenne sismicité ( $A=0.20$ ) .....	87
Figure 3.33: Résultats de déplacements horizontaux dans la zone IIb de moyenne sismicité ( $A=0.25$ ) .....	87
Figure 3.34 : Résultats de déplacements horizontaux dans la zone III de forte sismicité ( $A=0.30$ ) .....	88
Figure 3.35: Résultats de déplacements verticaux dans la zone I de faible sismicité $A=0.12$ .	89
Figure 3.36: Résultats de déplacements verticaux dans la zone IIa de moyenne sismicité ( $A=0.20$ ) .....	89
Figure 3.37: Résultats de déplacements verticaux dans la zone IIb de moyenne sismicité ( $A=0.25$ ) .....	89
Figure 3.38: Résultats de déplacements verticaux dans la zone III de forte sismicité ( $A=0.30$ ). ....	90

***Liste des tableaux***

Tableau 1.1 : Valeurs orientatives des pentes pour digue en terre.....	6
Tableau 1.2 : Récapitulatif des situations de projet de digue (CFBR, 2015).....	12
Tableau 1.3 : Coefficient de sécurité admissible en fonction de la situation de projet. ....	21
Tableau 2.1. Caractéristiques géométriques de la digue. ....	33
Tableau 2.2 : Valeurs orientatives des pentes pour digues en terre (PNUD, 1987).....	33
Tableau 2.3 : Valeurs de $k_n$ pour la valeur caractéristique à 5 % (Eurucode 08).....	34
Tableau 2.4 : Caractéristiques des matériaux de la digue .....	34
Tableau 2.5 : Paramètres du modèle de Mohr coulomb <sup>®</sup> .....	38
Tableau 2.6 : Classification des zones sismiques .....	55
Tableau 2.7 : Coefficient (A) en fonction du groupe d'usage et type de zone. ....	55
Tableau 2.8 : Résultats de calcul de $F_s$ et $\tau_{max}$ en situation sismique.....	59
Tableau 2.9 : Résultats de calcul des déplacements pour différentes zones sismiques.....	63
Tableau 2.10 : Coefficient de sécurité en fonction la cohésion $C'$ . ....	65
Tableau 2.11 : Coefficient de sécurité en fonction l'angle de frottement $\phi'$ .....	65
Tableau 3.1 Caractéristiques géométriques de la digue. ....	70
Tableau 3.2 : Valeurs caractéristiques des paramètres du massif. ....	70
Tableau 3.3 : Confrontation des résultats de $F_s$ et $\tau_{max}$ .....	76
Tableau 3.4 : Résultats des déplacements. ....	77
Tableau 3.5 : Résultats de $F_s$ et $\tau_{max}$ .....	78
Tableau 3.6 : Résultats des déplacements. ....	80
Tableau 3.7 : Résultats de $F_s$ et $\tau_{max}$ .....	81
Tableau 3.8 : Résultats des déplacements. ....	82
Tableau 3.9 : Résultats de calcul de $F_s$ en situation sismique. ....	84
Tableau 3.10 : Résultats de calcul de $\tau_{max}$ en situation.....	85
Tableau 3.11: Résultats de calcul des déplacements Avec séisme .....	89

---

# *Introduction générale*

---

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée. Elle s'intéresse au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques d'analyse structurale, prenant en compte le comportement du sol et des fondations. Dans la plupart des ouvrages d'art, la possibilité d'étudier le comportement de la structure et le comportement du sol individuellement rend l'analyse beaucoup plus facile, tout en permettant d'atteindre les buts visés. Dans certains cas, l'interaction sol structure est beaucoup plus importante et peut influencer de manière significative la conception et le dimensionnement de la structure. Une bonne maîtrise du comportement combiné de la structure et du sol améliore sensiblement la conception de la structure. Une mauvaise interprétation de cette interaction peut par contre mener à des solutions structurales inadaptées.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail de recherche qui consiste au calcul de la stabilité d'une digue homogène, tenant compte de son interaction avec le sol de fondation. Plusieurs méthodes traitent de la question, la méthode directe, la méthode de sous structure et la méthode Hybride. Nous nous intéressons, dans notre cas, à la méthode directe qui traite le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité, le sol et la structure sont inclus dans le même modèle et analysés comme un système complet. La méthode des différences finies est utilisée sous le code de calcul FLAC2D<sup>®</sup> pour analyser différentes situation de projet définies par CFBR (2015) ; telles que la situation de fin de construction, la situation normale d'exploitation, la situation niveau bas, et la situation accidentelle sismique, tenant compte de l'interaction sol structure ; faisant l'originalité de ce travail. Pour atteindre notre objectif, nous avons structuré le mémoire en trois chapitres :

Le premier chapitre est dédié à des généralités sur le calcul de stabilité des digues en remblai. Cette synthèse représente une contribution à la compréhension du phénomène.

Le deuxième chapitre est consacré à l'analyse la stabilité d'une digue homogène à base encadrée, telle que considéré par les ingénieurs en bureau d'étude. La méthode de différences fines est utilisée sous code de calcul FLAC2D<sup>®</sup> pour la modélisation de la structure sous différentes situations de projet prédéfinies. Le coefficient de sécurité est calculé par la méthode de réduction des paramètres. Les contraintes de cisaillements ainsi que les déplacements feront l'objet d'analyse.

Le troisième chapitre traite le cas de la digue à base flexible. Le code de calcul FLAC2D<sup>®</sup> est utilisé pour analyser l'influence de l'interaction sol structure sur la stabilité de la digue (le coefficient de sécurité les contraintes de cisaillement et les déplacements). Une comparaison des résultats avec le cas de la digue à base encadré, pour les différentes situations de projets fera l'objet d'étude.

Enfin, le présent mémoire sera clôturé par une conclusion générale relatant les principaux résultats et apports de notre travail.

---

# *Chapitre 1*

## *Généralités sur la stabilité des digues en terre*

---



## Introduction

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées, à savoir les méthodes d'équilibre limite (Fellinius, Bishop.....etc.) et les méthodes numériques (méthode des éléments finis et différence finis) sur la base desquelles des logiciels ont été développés ; à savoir **TALREN**<sup>®</sup>, **GEO-SLOPE**<sup>®</sup> comme logiciels commerciaux et **PLAXIS**<sup>®</sup>, **FLAC2D**<sup>®</sup> et qui sont des logiciel de recherche. Ces méthodes de calcul se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs et par la facilité de leur mise en œuvre. Toutefois, elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols (résistances).

Pour contribuer à la compréhension de ce phénomène de stabilité, nous consacrons ce premier chapitre à quelques définitions, à la typologie des digues en terre, à leur comportement (à court terme et long terme), aux situations de projet définies par les règlements (CFBR, 2015) et aux méthodes de calculs de stabilité de ces digues.

### 1.1. Définition

Un **barrage** est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en réguler le débit et/ou à stocker de l'eau, notamment pour le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie, l'hydroélectricité, la pisciculture et la retenue d'eau potable.

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des chistes et grés tendres etc.

### 1.2. Différents Types de barrage en terre

Les barrages en terre compactés peuvent être divisés en trois principaux types : les ouvrages en terre homogènes, ceux à noyaux étanches et ceux à masques amont (**technique des barrages en aménagement rural 2**).

### 1.2.1. Barrage homogène

Ils sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai. Pouvant parfois être muni d'un dispositif de drain dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du battillage dans sa partie amont (figure 1.1).

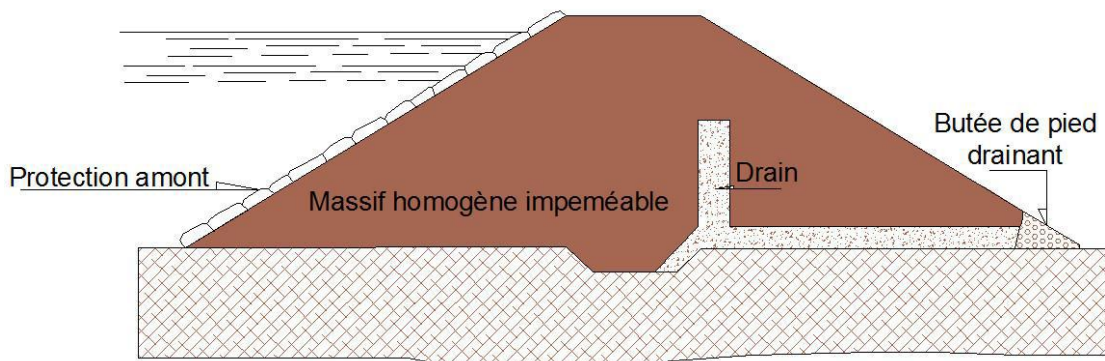


Figure 1.1 : Barrage en terre homogène.

### 1.2.2. Barrages en terre à noyau

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

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage (figure 1.2) ou au centre de celui-ci (Figure 1.3) et parfois remplacé par un diaphragme en béton, en ciment ou bitumineux.

L'étanchéité du barrage doit être éventuellement prolongée dans ses fondations soit par ancrage du noyau, soit en réalisant au-dessous du noyau une coupure étanche, telle que paroi moulée, rideau d'injection, etc...

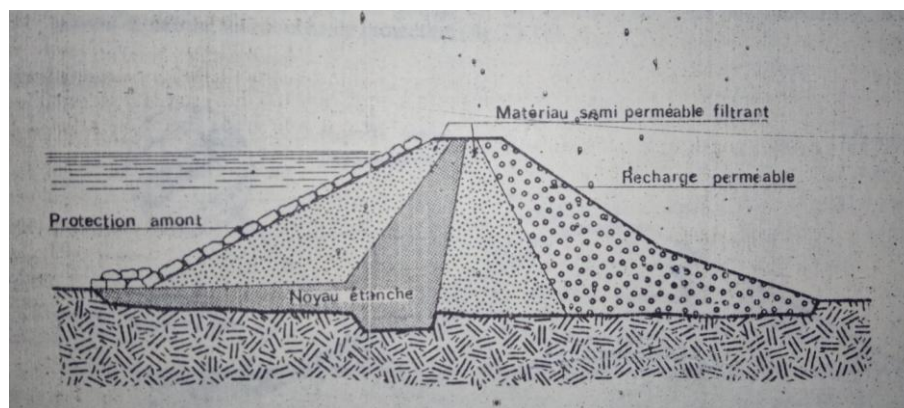


Figure 1.2 : Barrage à zone et à noyau amont.

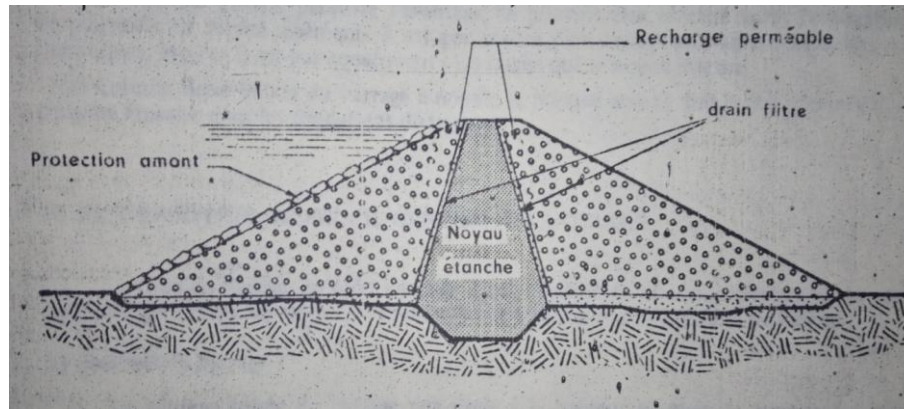


Figure 1.3 : Barrage à noyau central.

### 1.2.3. barrage à masque amont

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés, telle qu'un manque de matériau convenable, difficulté de mise en œuvre...etc, on devra comparer alors cette technique à celle d'une digue homogène à masque amont étanche.

Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géomembrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

Comme dans le cas du barrage à noyau, le masque amont doit être prolongé s'il y a lieu, par une coupure étanche dans les fondations du barrage.

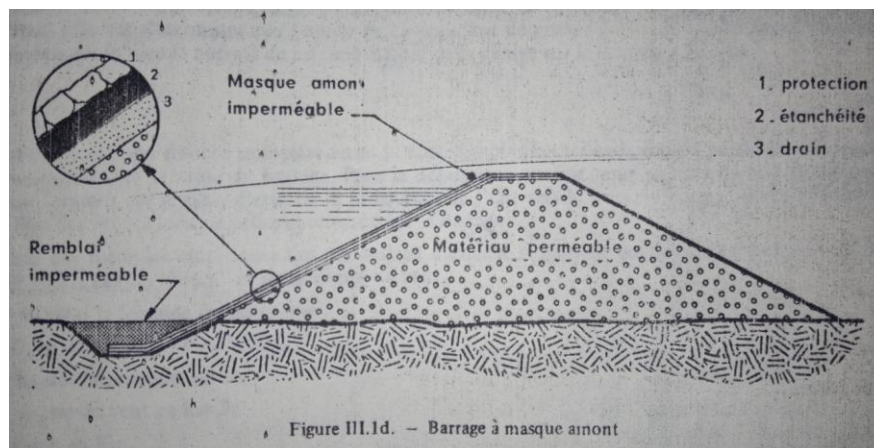


Figure 1.4 : Barrage à masque amont.

### 1.3. Pentes des talus de digue

Conformément au PNUD(1987), la pente des talus est déterminée par le calcul de stabilité. Elle dépend des caractéristiques des matériaux entrant dans la confection de la digue et de sa hauteur, telle que l'illustre le tableau 1.1.

Tableau 1.1 : Valeurs orientatives des pentes pour digue en terre

Hauteur de digue (m)	Type de digue en terre	Pentes des parements (hauteur/base)	
		Amont	Aval
jusqu'à 5	1) homogène	1/2,5	1/2
	2) à zones	1/2	1/2
5 à 10	1) homogène à granulométrie étendue	1/2	1/2
	2) homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2
	3) à zones	1/2	1/2,5
5 à 10	1) homogène à granulométrie étendue	1/2,5	1/2,5
	2) homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	3) à zones	1/2,5	1/2,5

#### 1.4. Dispositif drainant (PNUD, 1987)

Il est destiné à éviter la saturation du talus aval. Il permet d'éviter que les eaux d'infiltration traversant la digue ne débouchent sur le parement aval, ce qui entraînerait la détérioration de ce dernier par glissement. Il permet également d'éviter la formation de renard (érosion régressive se produisant lorsque les eaux émergent avec vitesse suffisante entraînent les particules de terre). Cet entrainement de matériaux peut s'accroître jusqu'à former un tunnel s'érodant vers l'amont. Donc la fonction essentielle du dispositif drainant est de stabiliser et d'abaisser la ligne de saturation dans le corps de la digue. Il peut être constitué soit par un drain vertical, soit par un drain horizontal, parfois une butée de pied drainante suffit.

##### 1.4.1. Drain vertical

Situé dans la partie aval de la digue, il se compose généralement d'une épaisseur de grave (de l'ordre de 1m) dont la hauteur minimale permet d'atteindre la ligne de saturation (figure 1.5). L'eau de percolation est ramenée à l'aval soit par un réseau de tuyaux soit par un tapis filtrant. Ce dernier présente l'avantage de drainer le contact massif-fondation.

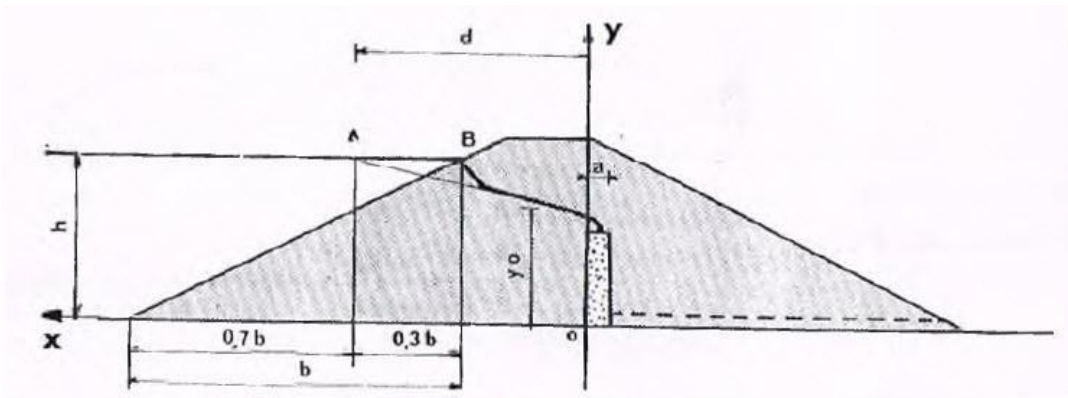


Figure 1.5 : Drain vertical.

### 1.4.2. Drain horizontal

Il est formé d'un tapis, de matériaux drainants d'une épaisseur constante (figure 1.6). Ce tapis s'étend en sens transversal sur une largeur (à partir du pied aval) de l'ordre de  $1/4$  à  $1/3$  de **la largeur de la digue**, de façon à maintenir la ligne de saturation à au moins 2 m du parement aval, en sens longitudinal jusqu'au niveau de la retenue maximale.

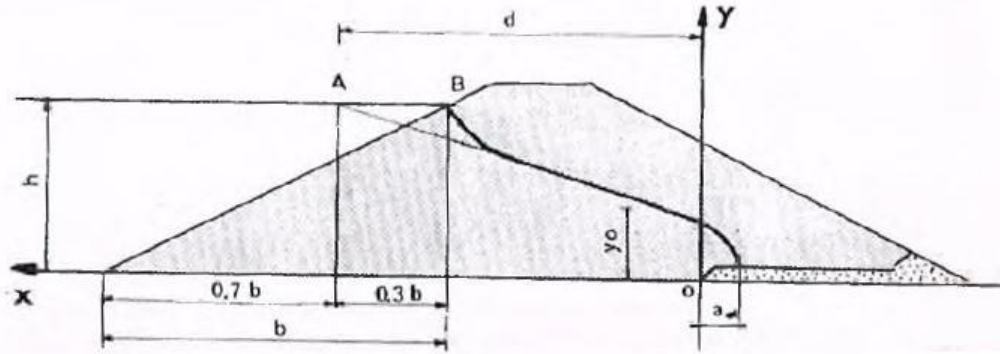


Figure 1.6 : Drain horizontale.

## 1.5. Modes de rupture d'un barrage en terre (ELU)

La rupture d'une digue est définie par la perte de sa fonction principale « retenir l'eau ». Tout mouvement du remblai ou de ses ouvrages annexes, engendrant une incapacité à contenir la masse d'eau, est considéré comme une rupture. Les différents modes de rupture de digue sont présentés ci-après (Meriaux et al. 2004) :

### 1.5.1. Érosion de surface par surverse

La « surverse », consistant en un débordement de la crête de la levée (figure 1.7), conduit en général rapidement à une brèche. Quelques minutes après le débordement, le parement commence à s'éroder. Les matériaux sont arrachés par la force du courant en pied de digue. La fouille qui apparaît alors en pied de digue contribue à imprégner le corps de celle-ci. Saturé d'eau, le parement glisse alors par pans entiers. Les matériaux sont emportés par le courant ; ce qui conduit rapidement à la ruine complète de la levée.

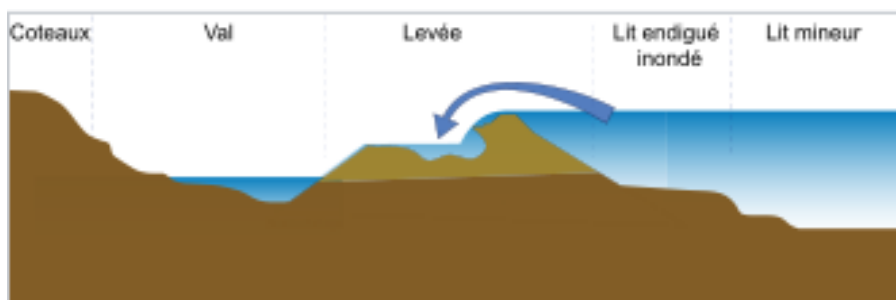


Figure 1.7: Erosion régressive due à une surverse sur une digue.

### 1.5.2 Érosion externe par affouillement

Côté retenue, les talus des levées peuvent subir les effets des courants hydrauliques qui peuvent provoquer des érosions à leur base (figure 1.8). Il en résulte un affaiblissement des caractéristiques mécaniques du corps de remblai et un raidissement de la pente du talus. Ceci peut entraîner des affaissements de matériaux qui à leur tour engendrent des perturbations hydrauliques sous forme de tourbillons et des érosions. Par rupture successive du talus, une brèche peut se former et conduire à la rupture complète de la levée.

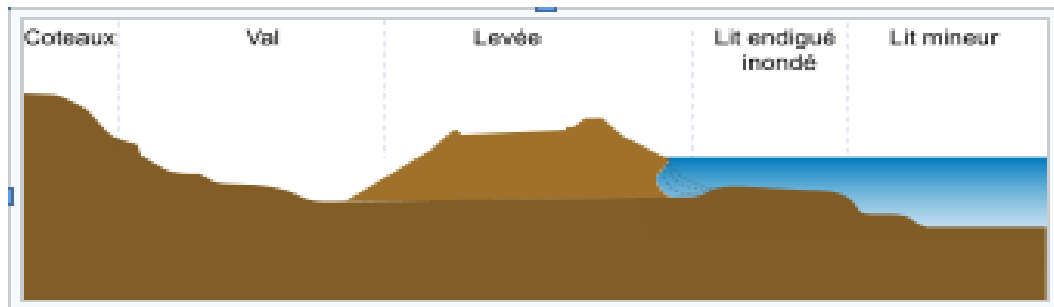


Figure1. 8 : Erosion externe par affouillement.

### 1.5.3 Érosion interne par effet de renard hydraulique

Les hétérogénéités de perméabilité dans le corps de la levée peuvent être à l'origine de circulation d'eau (figure 1.9). Selon la nature des matériaux et la charge hydraulique, on peut atteindre le gradient hydraulique critique qui provoque localement l'érosion interne. De part en part, cette érosion peut se propager jusqu'à former une vraie galerie qui provoque une brèche dans la levée par effondrement des matériaux.

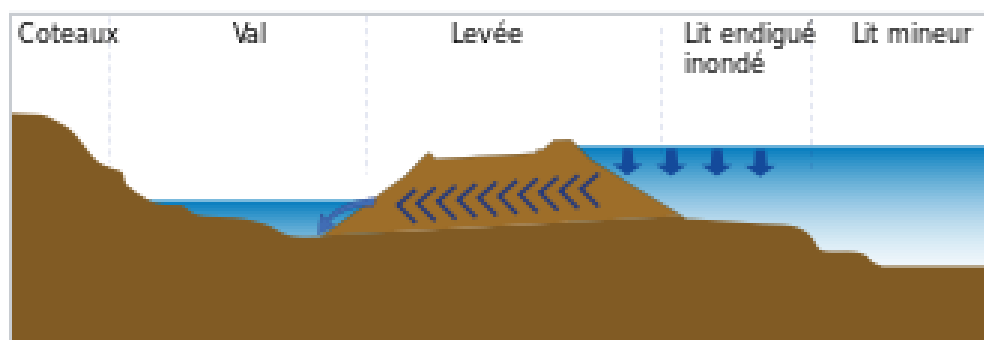


Figure1. 9 : Rupture de levée par effet de renard.

### 1.5.4 Rupture d'ensemble

Une rupture de masse de la levée peut intervenir en cas d'instabilité générale du corps de remblai (figure1.10). On pense qu'une rupture de masse peut intervenir quand les trois facteurs

suivants sont réunis : profil de digue étroit avec pentes de talus fortes, piézométrie élevée dans la digue en absence de drainage.

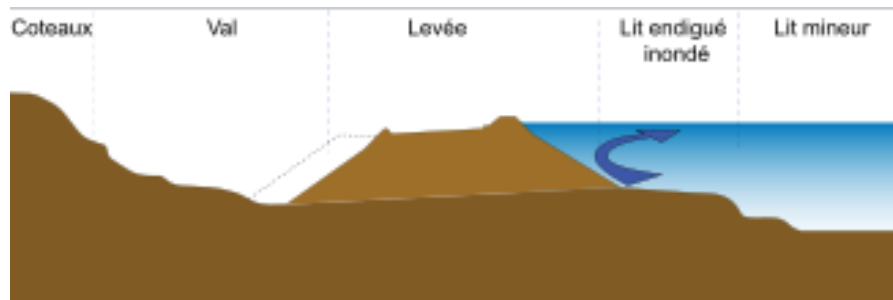


Figure 1.10 : Rupture d'ensemble d'une levée due à de fortes pressions et à une fragilité de l'ouvrage.

### 1.5.5. Tassement

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet du poids de la digue et des charges qui lui sont appliquées.

### 1.5.6. Renversement

Les forces verticales, qui ne sont rien d'autres que les poussées de l'eau appliquées sur toute la surface du parement amont qui tendent à renverser le corps de la digue.

### 1.5.7. Glissements des talus (Dougha, 2016)

C'est le mouvement de roches, de débris ou de sol, le long d'une pente. Le glissement se produit généralement dans des matériaux faiblement cohérents. Le phénomène de glissements est une menace majeure pour la stabilité des digues en terre. Il se manifeste par l'apparition d'une ligne quasi circulaire dans le corps du remblai aux pentes de talus trop raides.

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

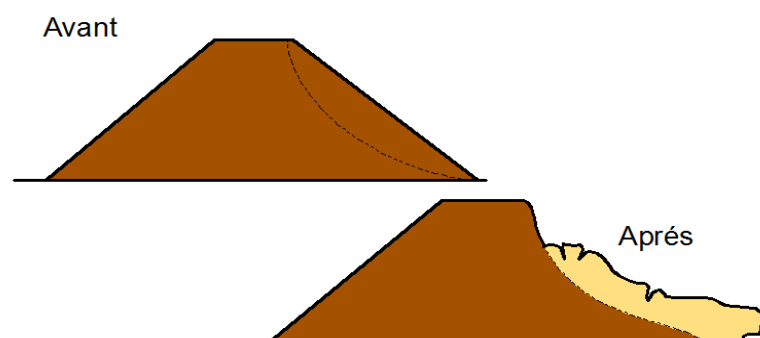


Figure 1.11 : Glissement circulaire.

- **Le mécanisme de glissement**

Il existe deux mécanismes de glissement :

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

- **Les principaux facteurs déclenchant le glissement sont :**

- les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation des pressions interstitielles...);
- les terrassements ;
- l'érosion naturelle (ruissellements, érosion des berges) ;
- et les séismes.

## 1.6. Situations de projet

Les situations de projet modélisent un ensemble de conditions physiques représentant les conditions réelles auxquelles l'ouvrage (digue) est soumis, et qui se produisent au cours d'une certaine durée pendant laquelle les distributions de toutes les données (actions, résistances) sont considérées comme constantes. Elles correspondent à des chargements dans lesquels l'ouvrage est susceptible de se trouver durant sa vie : cote normale d'exploitation, crue de projet, séisme, retenue vide, défaillance particulière d'un composant de l'ouvrage... etc. Nous présentons ci-après les différentes situations de projet, telles que définies par le **CFBR (2015)**. *Nous nous intéressons particulièrement aux situations relatives au glissement des talus*

### 1.6.1. Situations normales d'exploitation

Ce sont les situations dans lesquelles se trouvent généralement les ouvrages (probabilité d'occurrence très forte). Les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité importante. Il est nécessaire de considérer les *paramètres de résistance effectifs des matériaux ( $C'$  et  $\varphi'$ )*, représentant le comportement à *long terme*.

### 1.6.2. Situations rares

Pour les situations rares, les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité importante. Les principales situations rares considérées sont ; la situation rare sismique SBE (séisme de base d'exploitation), et la situation rare de vidange rapide du réservoir d'un barrage. Pour cette, il est nécessaire de considérer *les paramètres de résistance effectifs des matériaux ( $C'$ ,  $\varphi'$ )*, représentant le comportement à *long terme*.

### 1.6.3. Situations transitoires

Ce sont les situations de projet de courte durée au regard de la durée de vie de l'ouvrage dont la survenue est quasiment certaine pendant la vie de l'ouvrage. Nous distinguons deux situations importantes ; la situation transitoire en cours et en fin de construction, et la situation transitoire liée à des travaux ou à la maintenance. Les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité importante. Il est nécessaire de considérer les *paramètres non drainés des matériaux* ( $Cu, \varphi_u$ ), représentant le comportement à *court terme*.

### 1.6.4. Situations de crue

La situation de crue se divise en trois situations, en fonction de la probabilité d'occurrence de la crue, et du fonctionnement du dispositif d'évacuation telles que :

#### a- Situation rare de crue

La situation rare de crue concerne essentiellement les barrages écrêteurs de crues et les digues de protection contre les inondations. Elle correspond donc à un niveau de remplissage atteignant la *cote de protection*.

#### b- Situation exceptionnelle de crue

Correspondant à l'atteinte de la cote des Plus Hautes Eaux – PHE. Cette situation de projet concerne tous les barrages et elle peut être également prise en considération pour la justification des digues de protection contre les inondations. D'après les recommandations CFBR de juin 2013 « *Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues* », la retenue est supposée à la cote maximale en situation normale d'exploitation (cote de RN) avant le début de la crue.

#### c- Situation extrême de crue

Cette situation de projet concerne les barrages et les digues. Elle correspond à la cote au-delà de laquelle l'ouvrage risque de subir des dégâts majeurs par érosion du noyau ou du remblai, pouvant conduire rapidement à la rupture. L'atteinte de cette cote de danger conduit à un état limite ultime par surverse et/ou érosion (au-delà de laquelle l'intégrité de l'ouvrage ne serait plus assurée – cote de danger).

### 1.6.5. Situation extrême sismique

La situation extrême sismique correspond à l'occurrence du séisme d'évaluation de la sécurité (SES). Dans le cas des grands barrages en remblai (barrage de classe A) et lorsque le risque de montée de pressions interstitielles après survenance du séisme principal ne peut pas être écarté, cette situation englobe la réplique du séisme SES.

Pour la justification en situation extrême sismique, la stabilité de l'ouvrage doit être assurée et l'ouvrage ne doit pas connaître de dommages susceptibles de remettre en cause sa sécurité.

Dans la situation extrême sismique, on adopte généralement, pour la sollicitation hydraulique (niveau d'eau et sous-pressions) et les paramètres géotechniques, des hypothèses analogues à celles de la situation normale d'exploitation.

*Un récapitulatif des situations de projet est présenté dans le tableau 1.2 qui suit :*

**Tableau 1.2 : Récapitulatif des situations de projet de digue (CFBR, 2015).**

Situation	Comportement de la digue	Etat limite	Etat de matériaux	régime
<b>Situation normale d'exploitation</b>	Long terme	Glissement du talus amont et surtout aval.	drainé	Permanant
<b>Situation transitoire en court et en fin de construction</b>	Court terme	Glissement du talus amont ou du talus aval	Non drainé	transitoire
<b>la situation transitoire liée à des travaux ou à la maintenance</b>	Court terme	Glissement du talus amont ou du talus aval	Non drainé	transitoire
<b>Situation rare de crue</b>	Long terme	Glissement du talus aval	Drainé	Permanant
<b>Situation exceptionnelle de crue</b>	Long terme	Glissement du talus aval	Drainé	Permanant
<b>Situation extrême de crue</b>	Long terme	Glissement du talus aval	Drainé	Permanant
<b>Situation extrême sismique</b>	Long terme	Glissement des talus amont et aval	Drainé	Permanant

*Dans le cadre de ce mémoire, nous nous intéressons au comportement des barrages en remblai vis-à-vis du glissement. En effet, nous nous focalisons sur les principales situations, à savoir, fin de construction, situation normale d'exploitation, situation niveau bas, et la situation extrême sismique.*

## 1.7. Actions

Les actions auxquelles sont soumis les barrages se divisent en trois classes (**CFBR, 2015**) :

### 1.7.1. Actions permanentes

Ce sont les actions continues ou quasiment continues, dont les points d'application et l'intensité sont très peu variables dans le temps. Pour notre cas (barrage et digue en remblai) les actions permanentes sont essentiellement du poids propre de l'ouvrage et des charges d'exploitation.

### 1.7.2. Actions variables

Elles s'opposent aux premières par la variabilité de leur intensité et de leurs points d'application. En ce qui concerne les barrages en remblai, il s'agit principalement des sollicitations dues aux conditions hydrauliques dans l'ouvrage, qui sont liées au niveau de l'eau dans la retenue (poussée hydrostatique, pressions interstitielles).

### 1.7.3. Actions accidentelles

Pour les barrages et les digues en remblai, on considère l'action sismique qui est définie en fonction du (des) séisme(s) de projet et peut s'accompagner d'une évaluation spécifique de l'action de l'eau.

## 1.7. Méthode d'analyse de la stabilité de la digue vis-à-vis du glissement

Un glissement de terrain est caractérisé par un déplacement de masse de terrain plus ou moins brutal sous l'action de la pesanteur et se résume à une étude de stabilité de pentes. Ce déplacement se produit en un lieu si de nombreux facteurs d'instabilités (facteurs permanents et variables) peuvent être réunis pour générer des mécanismes de rupture. Il existe plusieurs méthodes d'analyse de stabilité des digues, on distingue :

### 1.7.1 Méthodes d'équilibre limite

La méthode de l'équilibre limite consiste à étudier l'équilibre d'un corps rigide, constitué par le talus et une surface de glissement de n'importe quelle forme (ligne droite, arc de cercle, spirale logarithmique). Parmi les méthodes d'équilibre limite, certaines prennent en considération l'équilibre global du corps rigide, d'autres, de part la non homogénéité, divisent le corps en tranches/blocs et déterminent l'équilibre de chacune d'elles (**Femmam, 2014**).

Les hypothèses basiques de la méthode de l'équilibre limite sont :

- ✓ La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle) ;
- ✓ Les forces extérieures d'entraînement sont le poids et les surcharges ;
- ✓ Le problème est statique ;
- ✓ Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol ;

- ✓ Le sol est rigide et c'est pourquoi la courbe de rupture est de "bonne allure".
- ✓ La relation de Terzaghi est vraie :  $\sigma' = \sigma - u$  ;
- ✓ La loi de Coulomb s'applique à la rupture :  $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi$  ;
- ✓ Un coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement maximale du sol à celle contrainte de mobilisable ;
- ✓ Le coefficient de sécurité est constant le long de la courbe de rupture.

On retient pour le calcul de stabilité le facteur de sécurité le plus faible parmi ceux calculés, correspondant à la surface de glissement la plus critique.

Parmi les méthodes d'équilibre limite, nous distinguons les méthodes des globale, et les méthodes des tranches.

#### a- Méthodes des globale

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité et la position de la surface de rupture la plus défavorable dans ces cas simples (Méthode de Taylor) (figure 1.23).

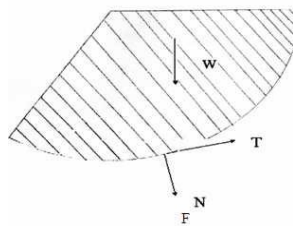


Figure 1.12 : Forces agissantes sur le massif de sol.

N : composante normale le long de la surface ;

T : composante tangentielle le long de la surface ;

W : poids u massif (du bloc).

Ces méthodes sont utilisées uniquement pour des surfaces de rupture circulaire ou de simple ligne droite, c'est le cas de :

- la méthode du cercle de frottement de Taylor ;
- la méthode de Caquot ;
- la méthode de Biarez.

### b- Méthode des tranches

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la figure 1.13. Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois : la surface critique, les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface, et le facteur de sécurité :

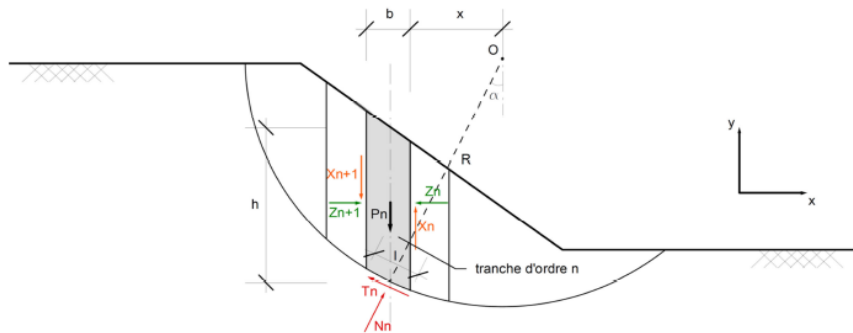


Figure 1.13 : Forces agissantes sur une tranche.

$P_n$  : poids de la tranche ;

$N$ ,  $T$  : composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche ;

$X_n$ ,  $Z_n$  : composantes verticale et horizontale des forces inter-tranches ;

$b$  : épaisseur de la tranche ( $b = l \cdot \cos \alpha$ ) ;

$\alpha$  : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ;

$R$  : rayon du cercle de rupture de centre  $O$  ;

$x$  : bras de levier du poids des terres.

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées :

#### b-1. Méthode de Fellenius (1927)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus (figure 1.25). Fellenius fait l'hypothèse simplificatrice telles que :

- ✓ La ligne de glissement est de forme circulaire ;
- ✓ Les efforts inter-tranches sont totalement négligés ;
- ✓ La seule force agissant sur l'arc  $AB$  est le poids  $W$ .

Par rapport au centre  $O$ , on peut définir :

Le moment moteur comme celui du poids des terrains  $W$  tendant à provoquer le glissement.

Considérons une tranche verticale quelconque d'ordre  $(i)$  (Fig. 1.14), l'inventaire des forces agissant le long de la direction perpendiculaire à la surface de glissement peut s'écrire comme suit:

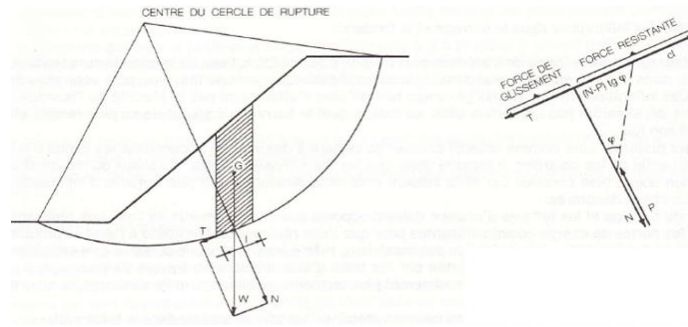


Figure 1.14 : Forces agissant sur une tranche d’après l’hypothèse de FELLENIUS (Guide technique 1998).

$$\sum F_{\alpha} = N'_i + P_{\alpha}^i - W_i \cdot \cos \alpha_i = 0 \tag{1.1}$$

Nous déduisons ainsi, la composante normale résultante de la tranche (i) au niveau du cercle de glissement :

$$N'_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - P_{\alpha}^i \tag{1.2}$$

Où :

$N'_i$  , désigne la force normale effective.

$W_i$  , désigne le poids de la tranche (i).

$P_{\alpha}^i$  , désigne la composante de la force interstitielle

$\alpha_i$  , Inclinaison de la base de la tranche (i)

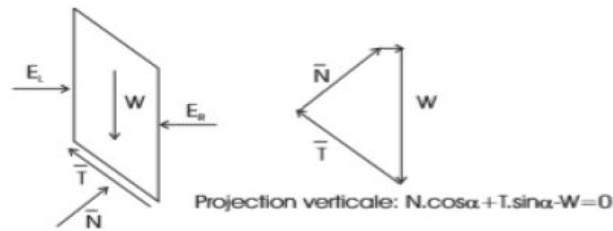
L’expression du facteur de sécurité est donnée par la relation :

$$FS = \frac{\sum C.l_i + (W_i \cdot \cos \alpha - P_i.l_i)tg \varphi}{\sum W_i \cdot \sin \alpha} \tag{1.3}$$

**b-2. Méthode de Bishop** (Benaissa, 2003)

La méthode de BISHOP (1954) est assurément la méthode de calcul d’équilibre limite la plus employée pour l’analyse de stabilité (figure 1.15). Elle permet de modéliser des talus à géométrie complexe comportant plusieurs couches de sol avec des conditions hydrauliques variées. Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- ✓ La ligne de glissement est toujours de forme circulaire ;
- ✓ Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ( $V_n - V_{n+1} = 0$ ) ;
- ✓ Le coefficient de sécurité F est constant tout le long de la surface de rupture



**Figure 1.15 : Représentation des forces sur une tranche selon Bishop.**

L'expression du coefficient de sécurité  $F$  donnée par Bishop (1955), en prenant en compte les caractéristiques drainées du sol, est la suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (c'_i b_i + (W_i \cos^2 \alpha_i - u_i b_i) \tan \phi'_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \frac{1}{\cos \alpha_i} \quad (1.4)$$

### 1.7.2. Méthode numérique

Les méthodes numériques constituent un complément nécessaire à des méthodes d'équilibre limite. En effet, elles apportent des informations importantes sur le développement du processus de rupture avec un calcul direct du coefficient de sécurité. Elles ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement global des massifs structurés naturels, ou artificiels, sur la base des lois physiques reliant les variations des contraintes aux déformations ou des forces aux déplacements. Nous distinguons :

#### a- Méthodes milieux continus

Cette méthode considère le massif dans son ensemble et le représente par une grille d'éléments ou chaque maille (élément) est dotée des propriétés mécaniques du milieu continu équivalent. Des lois de comportement et d'interaction associés à des relations de continuité et de compatibilité inter élément permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes élémentaires de matériaux, qui contribuent à la réponse globale du massif. L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de simplifier considérablement la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle (petit nombre de nœuds, automatisation du maillage, convergence rapide). La difficulté réside dans La détermination des caractéristiques équivalentes et de la taille des échantillons à prendre en compte pour que le modèle numérique soit représentatif du massif réel.

#### a-1. Méthode des éléments finis (MEF)

Consiste à discrétiser le milieu étudié en élément géométrique liés par des nœuds. Chaque élément est représenté par une fonction définissant la relation locale entre les charges et les

déplacements nodaux. L'ensemble forme une équation matricielle liant les forces nodales aux déplacements par matrice de rigidité. La résolution du système nécessite ensuite, l'apparition des conditions aux limites. Cette méthode dite « implicite » requiert que les quantités de champs contraintes et déformation ou taux de déformation varient.

#### **a-2. Méthode des différences finies (MDF)**

La méthode des différences finies est la plus ancienne méthode de résolution numérique d'un système d'équations différentielles pour des conditions initiales et limites données. La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires. Mais l'approche retenue par ITASCA est basée sur la méthode de qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et faire varier les propriétés d'un élément à un autre. La méthode des différences finies est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans la méthode des différences finies toute dérivée du système d'équations est remplacée directement par une expression algébrique exprimée en terme des variables (contraintes, déplacements) définis aux points discrets de l'espace. Ces variables ne sont pas définies dans les éléments, par contre en élément fini ces quantités (contraintes, déplacements) varient à travers chaque élément en utilisant des fonctions spécifiques. On signale que les deux méthodes produisent des équations algébriques identiques même si elles suivent des chemins de dérivation différents. La méthode des différences finies implantée dans FLAC<sub>2D</sub> utilise une procédure de résolution explicite

- **Schéma de résolution explicite (Femman, 2014)**

Basée sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique. La figure 1.16 précise bien la séquence de calcul utilisée :

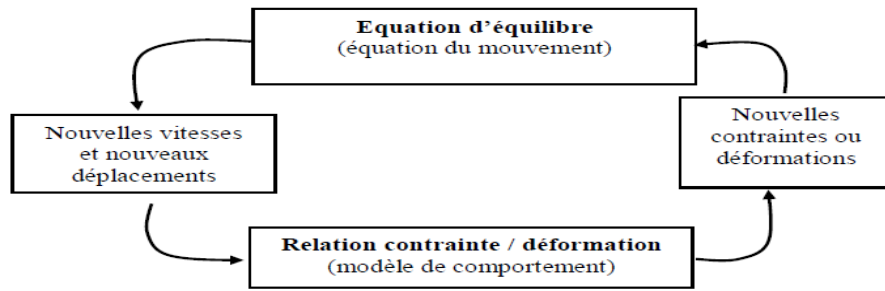


Figure 1.16 : Représentation schématique de la séquence de calculs opérés par le logiciel FLAC.

- **Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation**

En deux dimensions, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d’eux étant divisé en deux paires d’éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la Figure 1.17. La force exercée sur un nœud est la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d’assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

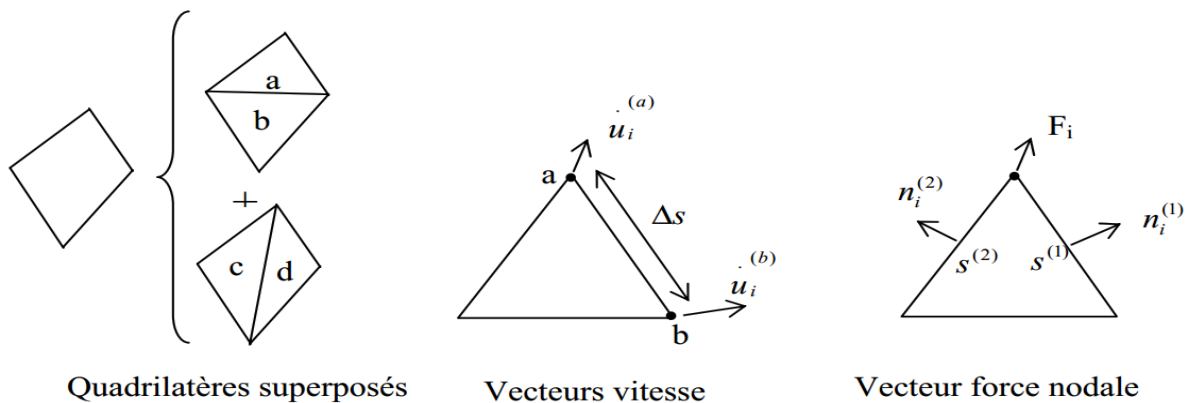


Figure 1.17 : Passage du problème continu à la discrétisation

- **Equations du mouvement**

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l’équation du mouvement de Newton est exprimée par l’équation.

$$\rho \frac{\partial u_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \tag{1.5}$$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique ;

$t$  : Temps ;

$u$  : Vecteur vitesse ;

$x$  : Vecteur position ;

$g$  : Accélération due aux forces de volume.

$\sigma$ : contrainte ;

- **Critère de convergence**

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante.

A l'atteinte de l'équilibre, les vitesses de déplacement des nœuds deviennent très faibles (un critère acceptable est une vitesse maximum de 10<sup>-7</sup>m/s), à moins que l'on observe une rupture du sol. Dans ce cas, les vecteurs vitesses aux nœuds ont une direction privilégiée et ne tendent pas à se réduire (écoulement permanent).

#### **b- Les méthodes milieux discontinus**

L'approche par milieux discontinu a l'avantage de mieux gérer les mécanismes de rupture dans les milieux présentant des structures géologique complexes. Il est alors possible de prédire l'évolution des zones déstabilisées en réponse à d'éventuelles sollicitations futures, et d'envisager les mécanismes de rupture dans les milieux présentant des structures géologique complexes, et d'envisager les mécanismes de ruine les plus probables (fleurissons, 2001) les méthodes restent cependant, très onéreuse en matière de mémoire et de temps de calcul. La complexité et le cout de ces techniques restreignent leurs utilisations à des cas où d'autres méthodes peuvent se révéler inefficaces.

### **1.8. Notion du coefficient de sécurité**

La première démarche pour définir la sécurité structurale d'une digue est le calcul du coefficient de sécurité pour la stabilité de son talus amont ou aval. Le principe de sécurité adopté consiste à calculer le rapport de la force stabilisatrice  $S$  sur la force motrice  $R$ .

$$F = S / R \quad (1.6)$$

Ou le rapport du moment stabilisant sur le moment moteur :

$$F = M_s / M_m \quad (1.7)$$

### 1.8.1. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Dans la norme ou la littérature, on trouve différentes valeurs de coefficients de sécurité. A titre d'exemple, les valeurs des coefficients de sécurité préposées par les DIN 4084 sont les suivantes :

- Cas de charge normal :  $FS \geq 1.40$
- Cas de charge exceptionnel :  $FS \geq 1.30$
- Cas de charge extrême :  $FS \geq 1.20$

Dans le cas des ouvrages de petite hauteur, les coefficients de sécurité proposés sont illustrés par le tableau 1.3 (Pougatsch et Miller, 2000).

**Tableau 1.3 : Coefficient de sécurité admissible en fonction de la situation de projet.**

Situation de projet	sans séisme	avec séisme
Fin de construction	1.3	1.1
Exploitation normale	1.5	1.1
Vidange rapide	1.3	

Les logiciels de calcul utilisent la méthode de réduction des paramètres pour le calcul du coefficient de sécurité.

### 1.8.2. Calcul du coefficient partiel de sécurité - Méthode de réduction des paramètres

La méthode de réduction des paramètres a été tout d'abord évoquée par Zienkiewicz et al. en 1975 (moyaux, 2017) Elle consiste à réduire progressivement la résistance au cisaillement d'un sol ayant un comportement élasto-plastique (ou viscoplastique) jusqu'à l'apparition de la rupture. La réduction est faite sur les deux paramètres influençant la résistance au cisaillement ; à savoir : la tangente de l'angle de frottement effectif  $\varphi'$  et la cohésion effective  $c'$  dans le modèle de Mohr-Coulomb. Les paramètres réduits  $c'_{red}$  et  $\varphi'_{red}$  s'expriment par les relations :

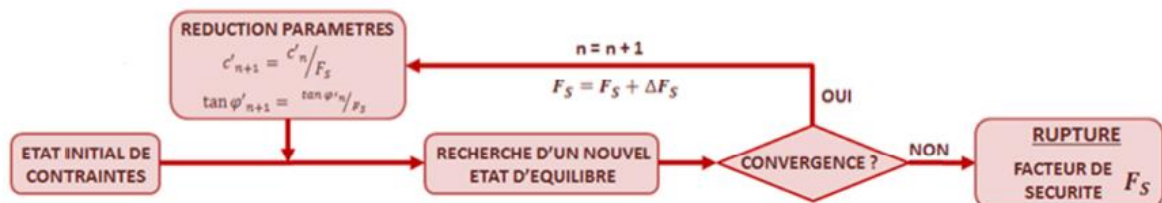
$$c'_{red} = c'/F ; \quad \varphi'_{red} = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi')}{F} \right) \quad (1.8)$$

A la rupture, le facteur de réduction va être assimilé au facteur de sécurité de la pente étudiée. En effet, si on considère par exemple que la résistance au cisaillement est décrite par le critère de Mohr-Coulomb, on aura à la rupture (l'indice. signifiant failure) :

$$\tau'_{max} = \frac{c'}{F_f} + \sigma_{n,max} \frac{\tan(\varphi')}{F_f} = c'_f + \sigma_{n,max} \tan(\varphi'_f) \quad (1.9)$$

Dans un modèle aux éléments finis (ou différences finis), l'application de la méthode de réduction des paramètres se fait grâce à un processus itératif comportant les étapes décrites par la figure 1.18 (Moyeaux, 2017) :

1. Calcul d'un état initial de contraintes effectives par application des charges hydrauliques et mécaniques ;
2. Réduction des paramètres de résistance au cisaillement et recherche d'un nouvel état d'équilibre en contraintes/déformations ;
3. Itération de la deuxième étape jusqu'à l'apparition de la rupture. Le facteur de sécurité est alors égal au coefficient de réduction.



**Figure 1.18 : Principe de l'algorithme de la méthode de réduction des paramètres** (Moyeaux, 2017)

L'utilisation de la méthode de réduction des paramètres dans une modélisation nécessite de définir numériquement la rupture, ce qui n'est pas toujours simple. Bien que d'autres définitions de la rupture existent, il est généralement considéré qu'elle s'est produite lorsque la convergence du calcul ne s'obtient plus dans un nombre d'itérations prédéfini.

La non convergence, assimilée à la rupture par cisaillement de la pente, s'accompagne d'une accélération brutale des déplacements nodaux lorsque le facteur de réduction est proche de sa valeur.

La méthode de réduction des paramètres est de plus en plus employée dans le milieu de la recherche ou de l'ingénierie et est de plus en plus implémentée directement dans des logiciels commerciaux dédiés à la géotechnique.

L'inconvénient principal de la méthode est qu'elle nécessite un temps de calcul relativement plus important que les méthodes de calcul classiques du facteur de sécurité. Cependant, avec l'évolution des capacités de calcul des ordinateurs, cette technique devient abordable en terme de coût de calcul, et est présentée comme une alternative intéressante aux méthodes à l'équilibre-

limite. Elle présente certains avantages par rapport aux méthodes classiques d'évaluation du facteur de sécurité des pentes :

- La méthode ne nécessite pas de formuler d'hypothèses sur la forme ou la localisation de la surface de rupture : celle-ci découle du calcul et peut être visualisée grâce notamment aux déformations de cisaillement ;
- Aucun découpage en tranches du massif glissant n'est à proposer ce qui permet de s'affranchir des hypothèses sur les efforts entre tranches qui causent des difficultés dans les méthodes à l'équilibre-limite ;
- La méthode des éléments finis permet de prendre en compte un comportement plus réaliste du géomatériau et permet de donner des informations sur les contraintes, les déplacements, et les pressions interstitielles
- La méthode est applicable à des contextes simples comme complexes à la condition que l'on dispose des informations nécessaires sur la géométrie du site et sur les propriétés des sols.

Le calcul du facteur de sécurité par la méthode des éléments finis (ou différence finis), par l'intermédiaire notamment de la méthode de réduction de paramètres, est généralement réalisé en deux dimensions. Cela est généralement suffisant dans un contexte opérationnel et il est souvent admis qu'une analyse bidimensionnelle est conservative et donne un facteur de sécurité légèrement inférieur à celui d'une analyse en trois dimensions, ce qui rend les praticiens réticents au développement de modèles 3D plus complexes et coûteux en calculs. Pour d'autres auteurs, cette supposition ne serait valable uniquement que dans certains cas en fonction de la géométrie ou des propriétés des sols.

### **1.9. Lois de comportement**

De manière très générale, une loi de comportement traduit le comportement d'un matériau soumis à l'action de forces extérieures. Les modèles de comportement dits unifiés permettent de traiter le comportement des sables et des argiles dans le même cadre, pour des états lâches et denses des sols. Ces modèles apparaissent donc particulièrement bien adaptés aux problèmes de remblais sur sol compressible, systèmes associant argiles ou limons et sol granulaire. L'intérêt réside dans le fait qu'un unique modèle de comportement peut être utilisé pour modéliser ces différents types de matériau. Pour décrire ces modèles, il est nécessaire de travailler, en particulier, dans le cadre des milieux poreux saturés et de présenter la théorie de l'élastoplasticité. Le modèle de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui relie les efforts intérieurs aux grandeurs cinématiques décrivant les déformations de ce milieu. La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_{ij} = \mathbf{F}(\epsilon_{ij}) \quad 1.10$$

Où  $\epsilon_{ij}$  désigne les composantes du tenseur des déformations,  $\sigma_{ij}$  celles de tenseur des contraintes et  $\mathbf{F}$  la fonctionnelle. Il existe en géomécanique un grand nombre de modèles de comportement plus ou moins complexes. Les modèles simplifiés se limitent à représenter globalement le comportement des structures géotechniques, tandis que les modèles plus évolués permettent de mener des analyses locales plus avancées du comportement des sols.

### 1.9.1 Principaux Types de Lois de Comportement

La simulation du comportement des matériaux se fait au travers des modèles rhéologiques. On distingue :

#### a-Comportement Élastique Linéaire

Lorsque, dans un essai, la courbe contrainte – déformation est la même au chargement et au déchargement, le comportement du matériau est dit élastique. D'une manière plus générale, le comportement est dit élastique lorsque l'histoire du chargement n'intervient pas et qu'un état de contraintes correspond à un état de déformations et un seul.

Le comportement élastique peut être linéaire : le tenseur des déformations est alors proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Ce type de comportement a été découvert par Robert Hooke. La relation contrainte-déformation est linéaire, caractérisée par deux paramètres : un module d'élasticité axiale (d'Young)  $E$  dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou un module de cisaillement  $G$  pour un essai de cisaillement simple (figure 1.28) et le coefficient de Poisson :

$$\mathbf{E} = \sigma / \epsilon \quad 1.11$$

$$\mathbf{G} = \tau / \gamma \quad 1.12$$

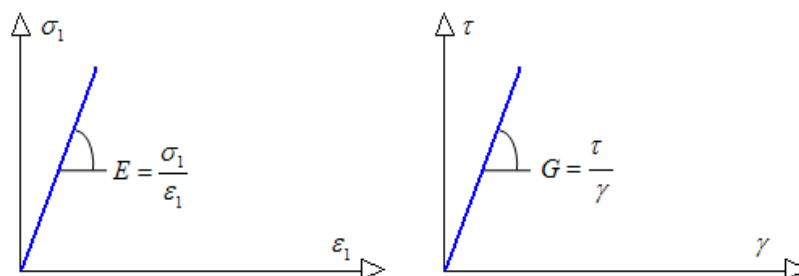


Figure 1.19 : Loi de comportement élastique linéaire.

### b-Comportement Élastique Non Linéaire

La relation contrainte-déformation n'est pas linéaire, mais les déformations sont réversibles (figure 1.20). Les matériaux hyper élastiques (caoutchouc) sont des exemples de cette famille de comportement. Un exemple de lois de comportement est la relation :

$$\mathbf{T} = \alpha_0 \mathbf{I} + \alpha_1 \mathbf{B} + \alpha_3 \mathbf{B}^2 \quad (1.13)$$

Où  $\mathbf{T}$  représente le tenseur de contrainte de Cauchy,  $\mathbf{B}$  est le tenseur de déformation de Cauchy-Green.  $\alpha_i$  Sont des scalaires

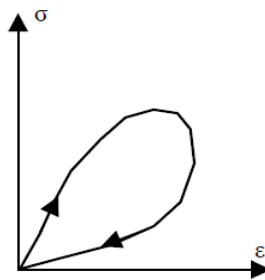


Figure 1.20 : Elasticité non linéaire.

### c-Comportement Plastique

Plusieurs critères de plasticité parfaite ont été initialement développés pour les métaux et puis ont été utilisés pour les sols, notamment en tant que critères de rupture. Le comportement plastique correspond à l'apparition de déformations irréversibles et s'appuie sur les deux concepts fondamentaux suivants :

- Le critère de plasticité ou surface de charge, qui est la frontière entre le domaine élastique et le domaine plastique ;
- La règle d'écoulement plastique, qui définit la façon dont évoluent les déformations plastique.

#### 1.9.2 Model de mohr coulomb

La théorie de Mohr-Coulomb est un modèle mathématique décrivant la réponse des matériaux fragiles (béton, ou agglomérats lâches) aux contraintes de cisaillement ainsi qu'au contraintes normales. La plupart des matériaux d'ingénierie classiques suivent cette règle dans au moins une partie de leur enveloppe qui se rompt par cisaillement. En général, la théorie s'applique aux matériaux dont la résistance à la compression est de loin supérieure à la résistance à la traction.

En géotechnique, la théorie est utilisée pour définir la résistance au cisaillement des sols et des roches à différents états de contrainte effective. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par

$$\tau = \sigma \tan(\phi) + c \quad (1.14)$$

Où  $\tau$  est la contrainte de cisaillement,  $\sigma$  est la contrainte normale,  $c$  est l'ordonnée de l'enveloppe de rupture par rapport à l'axe des  $\tau$  et  $\phi$  est la pente de l'enveloppe de rupture.

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle *linéaire parfaitement plastique*, deux paramètres d'élasticité et quatre paramètres de plasticité mécaniques sont nécessaires, outre la masse volumique ( $\rho$ ). (Lefriki, 2015).

Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (odomètre et appareil triaxial). Il s'agit de :

- **Module d'incompressibilité élastique (K)**

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (1.15)$$

- **Le module de cisaillement élastique (G)**

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1.16)$$

- **La cohésion (C)**

La cohésion d'un sol est la propriété qui permet de s'opposer au glissement des grains qui le composent et de résister à un effort de cisaillement, c'est-à-dire de s'opposer au glissement d'une couche ; ceci permettent de limiter l'exposition du danger d'éboulement.

- **Angle de frottement interne ( $\phi$ )**

Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

- **Angle de dilatation ( $\psi$ )**

L'angle de dilatance  $\psi$  (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très sur consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ( $\psi = 0$ ). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est  $\psi = \phi - 30^\circ$ . Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de  $\phi$  inférieures à  $30^\circ$ . Une valeur négative faible pour  $\psi$  n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

- **La résistance à la traction  $\sigma_t$**

La résistance à la traction (également appelée résistance à la rupture) est une caractéristique du matériau pour l'évaluation du comportement de résistance. La résistance à la traction (tensile strength) est la contrainte de traction mécanique maximale avec laquelle une éprouvette peut être chargée. Lorsque la résistance à la traction est dépassée, le matériau défaille. L'absorption des forces diminue jusqu'à ce que l'échantillon de matériau se déchire. Le matériau se déforme cependant plastiquement, de manière permanente avant même que la résistance à la traction n'ait été approchée.

- **Module d'Young**

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant.

- **Coefficient de poisson**

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

### 1.9.3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure 1.21) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

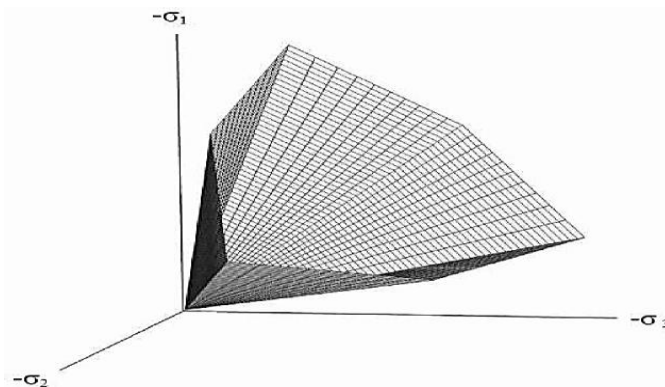


Figure 1.21 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$ .

### a-Cercle de Mohr

Le cercle de Mohr est une représentation graphique des états de contrainte à deux dimensions, proposée par Christian Otto Mohr en 1882. Dans un graphique où l'axe horizontal représente l'amplitude de la contrainte normale et l'axe vertical représente l'amplitude de la contrainte de cisaillement, le cercle de Mohr est le lieu des états de contrainte en un point P lorsque le plan de coupe tourne autour du point P. Il s'agit d'un cercle centré sur l'axe horizontal dont les intersections avec l'axe horizontal correspondent aux deux contraintes principales au point P.

Ce cercle se construit à partir de la connaissance des efforts extérieurs auxquels est soumise la pièce. Il permet de déterminer :

- Les directions principales  $x_1$ ,  $x_2$  et  $x_3$ , ainsi que les contraintes principales  $\sigma_I$ ,  $\sigma_{II}$  et  $\sigma_{III}$  ;
- La direction pour laquelle on a la cission  $\tau$  maximale, qui est donc la direction de rupture probable (l'orientation du faciès de rupture), ainsi que la valeur de cette contrainte.

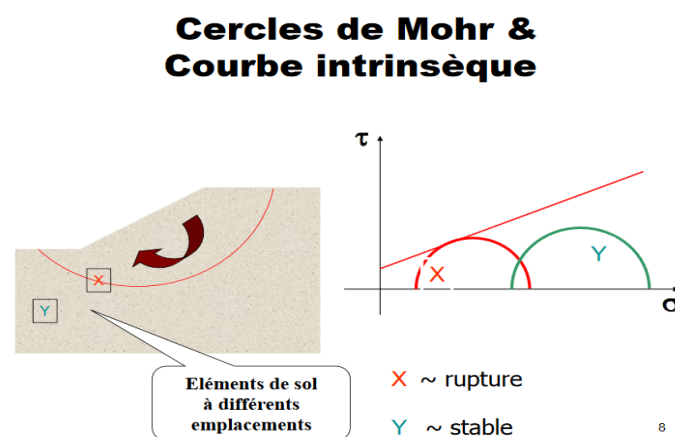


Figure 1.22 : Cercle de Mohr et la courbe intrinsèque.

Selon le cercle de Mohr, on peut alors dire que :

- un cercle compris **entièrement à l'intérieur du domaine** correspond à de l'**élasticité** ;
- un cercle **tangent à la limite du domaine** correspond à de la **plasticité** ;
- un cercle **ne peut pas « sortir » du domaine**, car cela correspondrait à des contraintes que le matériau ne pourrait pas reprendre.

## 1.10. Quelques travaux réalisés

Dans ce contexte de stabilité des digues en terre et selon le « guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires » (PNUD, 1987), la digue présente une sécurité suffisante si le coefficient de sécurité  $F_s$  de ses pentes est supérieur ou égal à 1,4. Par ailleurs, le comité français des barrages et réservoirs (CFBR, 2015), les recommandations la modélisation des différentes situations du projet sous les conditions réelles auxquelles l'ouvrage (digue) est soumise. Dans la littérature, il existe plusieurs études qui traitent le problème de la stabilité des barrages en terre vis-à-vis du glissement, en utilisant des méthodes d'équilibre limites, et des méthodes numériques (méthodes des éléments finis et méthodes différence finis). **Femmam (2014)** s'est intéressée, dans son étude, à la simulation numérique du comportement des barrages en terre à l'aide des logiciels FLAC2D et GEO-SLOPE avec une application sur le barrage de Oued El Kolla à Ain-Temouchent. L'analyse des résultats de simulation de la présente recherche a permis de conclure que les pressions interstitielles ne peuvent pas mettre en jeu la stabilité d'un barrage réalisé selon les règles de l'art, sauf si le système de drainage ne remplit pas son rôle par insuffisance ou absence. D'après les simulations faites, le rabattement de la ligne de saturation et l'évacuation du débit de fuite dans un barrage en terre homogène peuvent être assuré en installant un drain horizontal dont sa longueur est comprise dans cet intervalle  $L_{\text{drain}} = [1/4, 1/3]L_{\text{barrage}}$ .

**Mouyeaux (2017)** s'est intéressé à l'analyse mécano-fiabiliste par éléments finis stochastiques des barrages en remblai vis-à-vis du risque de glissement. Dans sa partie déterministe, il a traité l'évaluation de la stabilité d'un barrage en considérant la situation normale d'exploitation, en justifiant qu'elle est la situation la plus simple est la plus représentative de la vie de l'ouvrage. Pour connaître l'influence des paramètres mécaniques et physiques sur le facteur de sécurité, il a fait une étude de sensibilité, ou il a constaté que la plage de variation extrême de deux paramètres mécaniques ( $C$ ,  $\phi$ ), sur le facteur de sécurité connaît une variation de 19% pour la cohésion effective et de 68% pour l'angle de frottement effectif.

**CHABBI 2010** s'est basé, dans son mémoire, sur l'étude paramétrique parfaitement numérique en employant deux codes de calculs **PLAXIS v.8.2** et **FLAC/Slope v5.0**, pour mettre en évidence l'effet de variation des paramètres géométriques, géotechniques et hydrauliques sur la stabilité des barrages en terre homogènes. Après la comparaison des résultats des deux logiciels employés, il a constaté premièrement que le facteur de sécurité donné par les deux logiciels sont presque les mêmes, avec une légère marge de sécurité en faveur du « PLAXISV8.2 ». Deuxièmement, il a constaté que le talus amont est plus influencé par la variation des paramètres géotechniques (cohésion et angle de frottement), et cela due aux présences des pressions interstitielles ; et pour diminuer ces pressions interstitielles, il a propose un allongement de drain par rapport à la largeur

de l'ouvrage  $[L_{\text{barrage}}/x-1]$ . Ce dernier va provoquer une augmentation moyenne du facteur de sécurité de 0.043. Notons que la stabilité du barrage diminue si le tapis drainant dépasse la moitié de sa largeur, pour cela il est judicieux d'utiliser un tapis drainant dont la longueur se situe  $1/3$  et  $1/2$  de la largeur du barrage en terre.

## Conclusion

L'analyse de la stabilité des digues en terre s'effectue couramment à la rupture à l'aide des méthodes d'équilibre limite, nous citons les méthodes des blocs, les méthodes des tranches « **Fellinus** et **bishop** » et des méthodes numériques (**MDF** et **MEF**). Ces dernières sont généralement implémentées dans des codes de calcul, tels que **GEO-SLOPE**, **PLAXIS**, **TALREN** et **FLAC2D**. Ces méthodes ont pour objectif le calcul de coefficient de sécurité, pour différentes situations de projet dictées par le CFBR (2015).

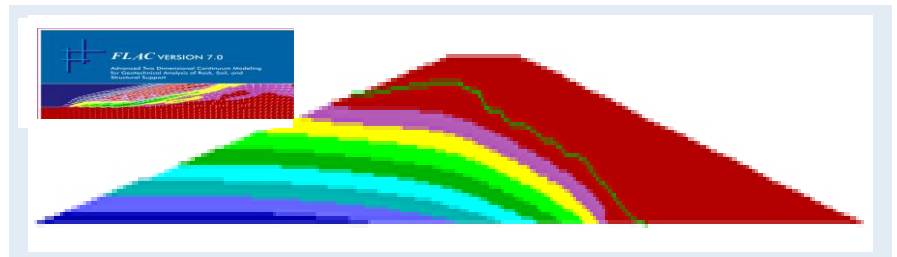
Dans le cadre de ce mémoire, nous nous intéressons à l'analyse de la stabilité d'une digue homogène avec le code de calcul **FLAC2D**, en utilisant la méthode des différences finies. Le coefficient de sécurité sera évalué par la méthode de réduction des paramètres, sous les conditions réelles auxquelles l'ouvrage est soumis.

---

## *Chapitre 2*

# *Modélisation sous flac 2D d'une digue en terre homogène avec base encastré*

---



## Introduction

Dans le cadre de ce chapitre, nous nous intéressons à la modélisation numérique par différences finies de la stabilité d'une digue homogène, en utilisant le code de calcul FLAC2D<sup>®</sup>. Différentes situations de projets seront traitées ; situation de fin de construction, situation d'exploitation normale, situation de niveau bas et situation accidentelle (sismique). Pour modéliser le comportement des matériaux, le modèle linéaire parfaitement plastique de Mohr Coulomb est adopté. Pour les conditions aux limites, nous considérons une base encastrée ; telle que considérée par les ingénieurs en bureau d'étude. La méthode de réduction des paramètres est utilisée pour le calcul du coefficient de sécurité  $F_s$ .

### 2.1. Présentation du logiciel FLAC

Le logiciel **FLAC 2D** (**F**ast **L**argangien **A**nalyse of **C**alifornie) est développé par la société Américaine ITASCA Consulting Group. Il est conçu spécialement pour les problèmes de géomécanique en général, et pour les problèmes de mécanique des sols en particulier. Il simule le comportement des structures en sols, en roche ou autres matériaux qui se plastifient lorsque leur surface de charge est atteinte. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur, pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi « contrainte/déformation » linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente. Ainsi, il permet de mener à bien des études complexes de géotechnique et d'interaction sol-roche/structure, telles que (Manual FLAC2D<sup>®</sup>) :

- Analyse de la stabilité des pentes, talus ou fouilles ;
- Etude de barrage en terre ou en béton ;
- Excavations souterraines avec phasages complexes ;
- Interaction sol-structure ;
- Matériaux à loi de comportement spécifique développée par l'utilisateur.

Le logiciel FLAC<sup>®</sup> est doté d'un macro-langage FISH qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoires ; mais un grand nombre d'itérations.

## 2.2. Procédure de modélisation numérique sous FLAC2D<sup>®</sup>

Le Logiciel FLAC2D<sup>®</sup> utilise une formulation explicite en différences finies (Chapitre 1). Cette méthode est l'une des plus anciennes méthodes de résolutions numériques d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites. La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. Le logiciel FLAC2D<sup>®</sup> a été conçu pour opérer dans un espace bidimensionnel. L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. La figure 2.1 présente le procédé général de résolution adopté dans FLAC2D<sup>®</sup> (Cheikhaoui, 2016).

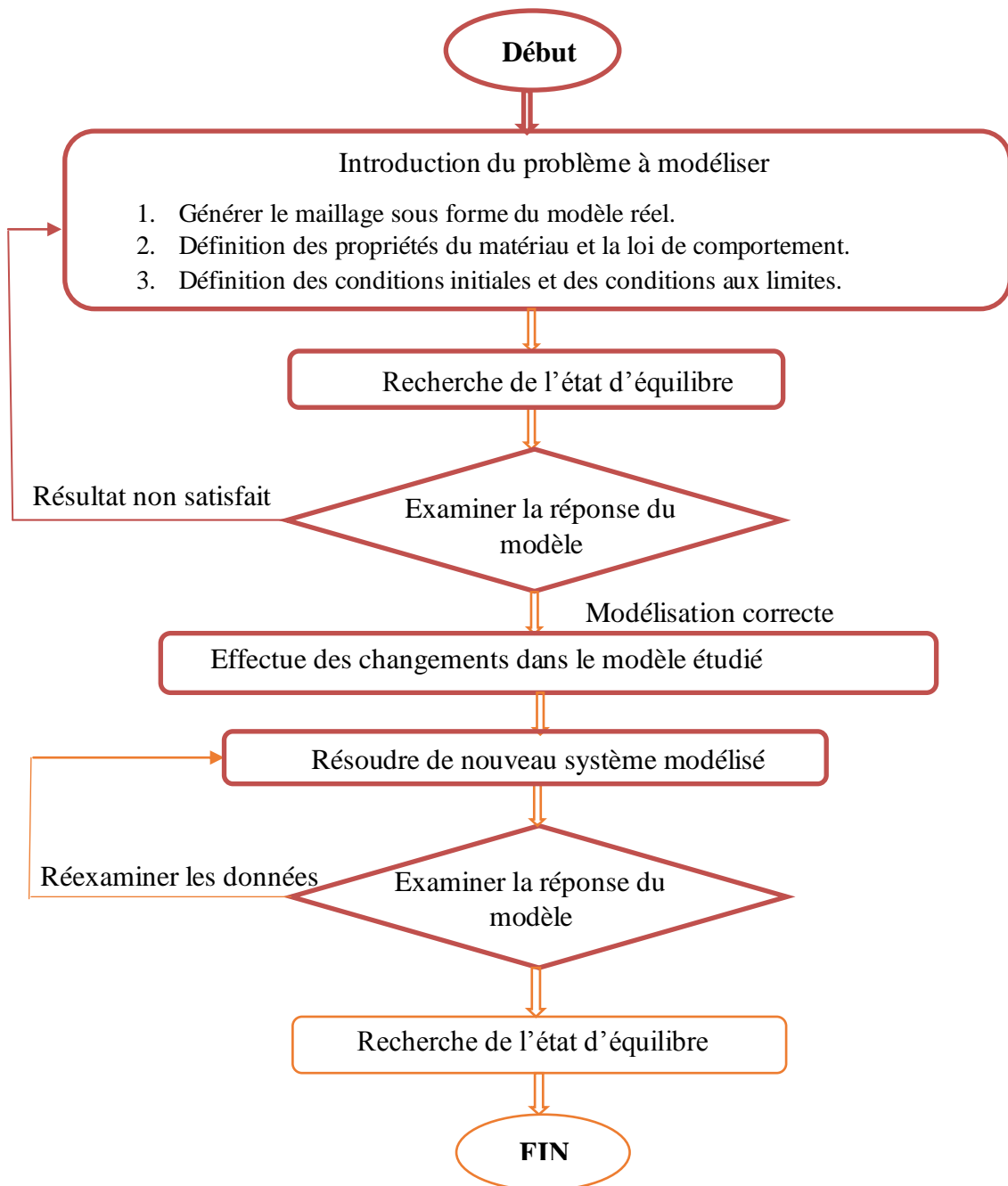


Figure 2.1 : Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D<sup>®</sup>.

### 2.3. Interface du code FLAC2D<sup>®</sup>

Il existe deux interfaces dans FLAC2D<sup>®</sup>, la première se base sur l'introduction des données par commande ligne, en utilisant le langage FISH. Dans ce cas, la modélisation et l'analyse sont réalisées grâce à un programme à confectionner, tel qu'illustré en figure 2.2 :

```
; Grid file: MESGNORMAL.grd
config gwflow
grid 67,11
gen 0.0,0.0 33.33,11.0 39.33,11.0 66.83,0.0 i=1,68 j=1,12
model elastic i=1,67 j=1,11
; Fixed boundary conditions
fix x y i=1,68 j=1
group 'User:new1' region 32 5
model mohr notnull group 'User:new1'
prop density=1530.6 bulk=5.19E6 shear=9.93E5 cohesion=16401.57 friction=21.39 dilation=0.0 tension=41877.48
prop por=0.4 perm=1.02E-11 region 49 6
set gravity=9.81
water bulk=9810.0
water density=1000.0
set funsat=on
fix pp i 48 68 j 1
apply pp 0.0 from 68,1 to 48,1
apply pp 88290.0 var 0.0 -88290.0 from 1,1 to 1,10
apply pressure 88290.0 var 0.0 -88290.0 from 1,1 to 1,10
```

Figure 2.2 : Programme sous FLAC2D

La deuxième interface est le GIIC « Graphical Interface for Itasca Codes ». Cette dernière est pilotée par des menus déroulants, des boîtes de dialogues et des barres d'outils développées pour aider les utilisateurs de FLAC2D<sup>®</sup> (figure 2.3). Ceci permet :

- la définition du projet à modéliser en mode entièrement graphique ;
- la présentation graphique du domaine étudié et de la représentation à l'écran de différents types de résultats de calcul ;
- d'effectuer facilement une analyse statique et dynamique ;
- de composer librement les impressions.

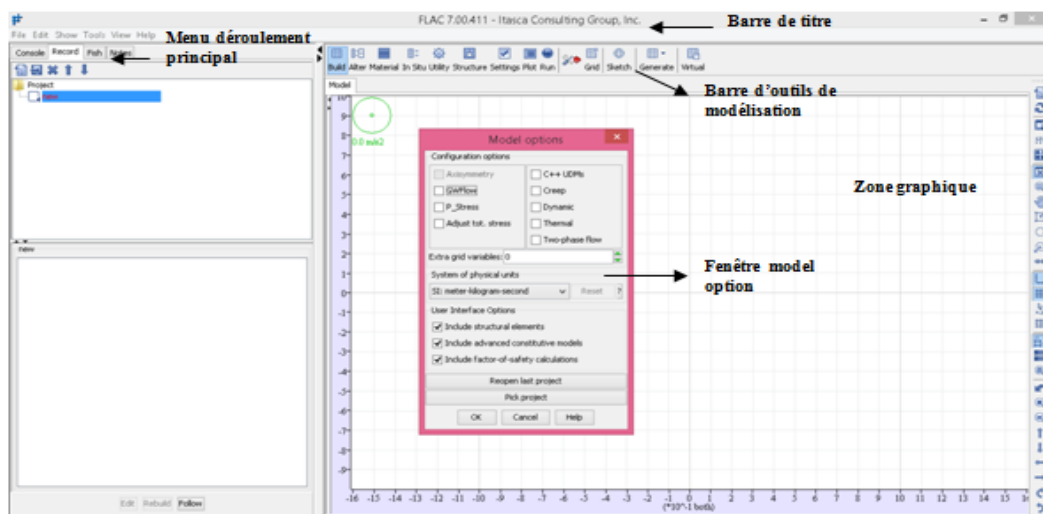


Figure 2.3 : Interface graphique de FLAC 2D.

## 2.4. Application au cas d'étude

### 2.4.1 Présentation de l'ouvrage

Pour illustrer l'analyse de stabilité d'un petit barrage par la méthode numérique des différences finies sous FLAC 2D<sup>®</sup>, nous considérons une digue homogène en argile compactée (Figure 2.1). Les caractéristiques géométriques de cette digue sont résumées dans le tableau 2.1. La digue est dotée d'un drain horizontal sur le pied du parement aval d'une longueur égale à  $1/3$  de la longueur de la digue, soit 20 m, tel que recommandé par le CFBR (2015).

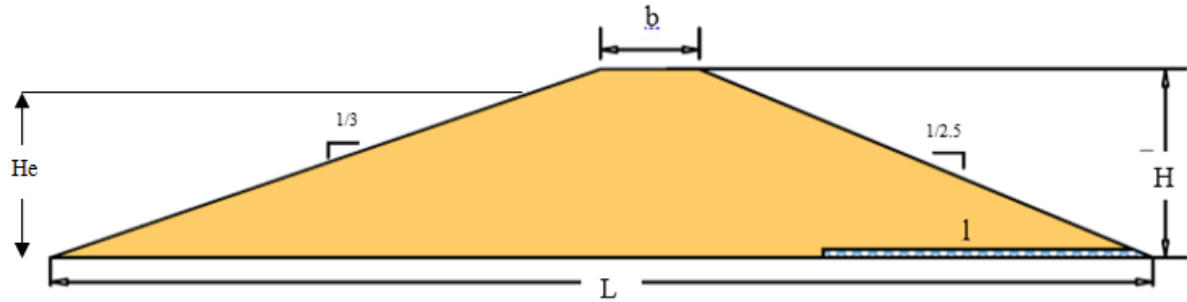


Figure 2.4 : Schéma descriptif de la digue homogène.

Tableau 2.1. Caractéristiques géométriques de la digue.

Paramètres	Valeurs	Unités
Longueur de la digue L	66,83	m
Hauteur de la digue H	11.00	m
Hauteur d'eau He	9	m
Largeur en crête b	6	m
Longueur du drain l	20	m
Pente amont	1/3	-
Pente aval	1/2.5	-

Les pentes des parements amont et aval sont adoptées conformément au PNUD (1987). Pour une digue homogène à fort pourcentage d'argile, celles-ci représentent respectivement de  $1/3$  et  $1/2.5$ , telles qu'illustré dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Valeurs orientatives des pentes pour digues en terre (PNUD, 1987)

Hauteur de digue (m)	Type de digue en terre	Pentes des parements (hauteur/base)	
		Amont	Aval
jusqu'à 5	1) homogène	1/2,5	1/2
	2) à zones	1/2	1/2
5 à 10	1) homogène à granulométrie étendue	1/2	1/2
	2) homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2
	3) à zones	1/2	1/2,5
5 à 10	1) homogène à granulométrie étendue	1/2,5	1/2,5
	2) homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	3) à zones	1/2,5	1/2,5

### 2.4.2. Caractéristiques des matériaux

Habituellement, dans le calcul déterministe, les d'ingénieurs considèrent les valeurs caractéristiques des propriétés des matériaux ; à savoir la cohésion (C), l'angle de frottement ( $\phi$ ) et la densité ( $\gamma$ ). Ces valeurs sont déterminées par analyse statistique en fonction des valeurs moyennes et des lois de distribution appropriées. Pour une distribution normale, elles sont définies comme les valeurs en dessous desquelles nous avons 5% de chance de trouver des valeurs inférieures (cas de résistance). Selon la Norme Européenne NF EN 1990, la valeur caractéristique  $X_k$  pour une distribution normale est obtenue à partir l'équation (2.1)

$$X_k = m_y - k_n \cdot \sigma \quad (2.1)$$

Avec :

$m_y$  : Valeur moyenne ;

$\sigma$  : Écart type ;

$k_n$  : Coefficient d'incertitude statique, donné en fonction de la grandeur de l'échantillon (N).

Pour une valeur caractéristique à 5%, les valeurs de  $k_n$  sont données dans le tableau 2.1 :

**Tableau 2.3 : Valeurs de  $k_n$  pour la valeur caractéristique à 5 % (Eurucode 08).**

N	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
$k_n$	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64

Les valeurs moyennes des paramètres du remblai de la digue faisant l'objet d'étude, ainsi que leurs valeurs caractéristiques, compte tenue de la relation (2.1) sont données par le tableau 2.2 (Chabane et Haret, 2020) :

**Tableau 2.4 : Caractéristiques des matériaux de la digue.**

Symbole	Désignation du paramètre	Valeur moyenne	Unités	Ecart type	Valeur caractéristique	Unité
$\gamma_h$	Masse volumique humide	19.00	t/m <sup>3</sup>	2.28	1530.60	kg/m <sup>3</sup>
$\gamma_{sat}$	Masse volumique saturée	21.00	t/m <sup>3</sup>	2.52	16917.14	kg/m <sup>3</sup>
C'	Cohésion effective du sol	20.36	kN/ m <sup>3</sup>	2.44	16401.57	N/m <sup>2</sup>
$\phi'$	Angle effective du sol	26.55	°	3.19	21.39	°
Cu	Cohésion non drainée du sol	97.63	kN/ m <sup>3</sup>	11.72	78648.60	N/m <sup>2</sup>
$\Phi_u$	Angle non drainée du sol	9.48	°	1.14	7.64	°

### 2.4.3. Modélisation de la digue homogène avec base encastrée

Nous présentons dans ce qui suit les étapes de modélisation sous FLAC2D<sup>®</sup> de la digue homogène faisant l'objet de notre étude. Nous considérons dans ce chapitre la digue à base encastrée, telle que calculée par les ingénieurs en bureau d'étude.

#### ➤ Etape 01 : Choix du type de configuration et système d'unité

Pendant le calcul, le logiciel FLAC2D<sup>®</sup> utilise les contraintes effectives comme données d'entrée dans les modèles constitutifs. Les pressions interstitielles n'étant pas affectées, la commande « **GWflow** » est utilisée pour attribuer les propriétés des eaux souterraines (dans le corps de la digue) et effectuer le calcul de leur écoulement ainsi que calcul de la contrainte effective ; c'est-à-dire les contraintes totales plus les pressions interstitielle.

Pour le choix du système d'unité, le système international « **SI** » est adopté. La commande utilisée dans cette étape est la suivantes (figure2.5):

**File** → **model options** → **GWFLOW (presence d'eau)** → **System physical units** → **system international (SI)**

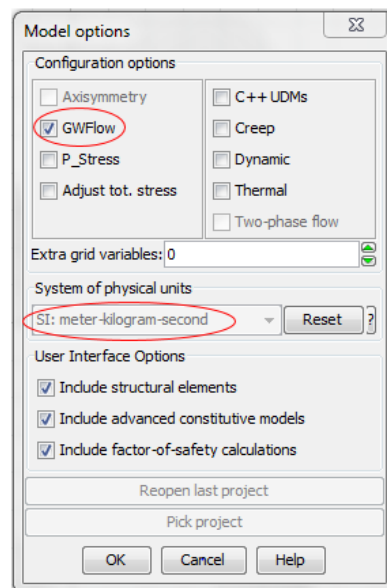


Figure 2.5 : Choix de configuration et du système d'unité.

#### ➤ Etape 02 : Définition de la géométrie de la digue

Une géométrie approchée de la digue est créée en introduisant sa longueur (L=66,83 m) et la hauteur (H=11) par la commande suivante (figure 2.6):

**Build** → **Virtual** → **Add** → **simple**

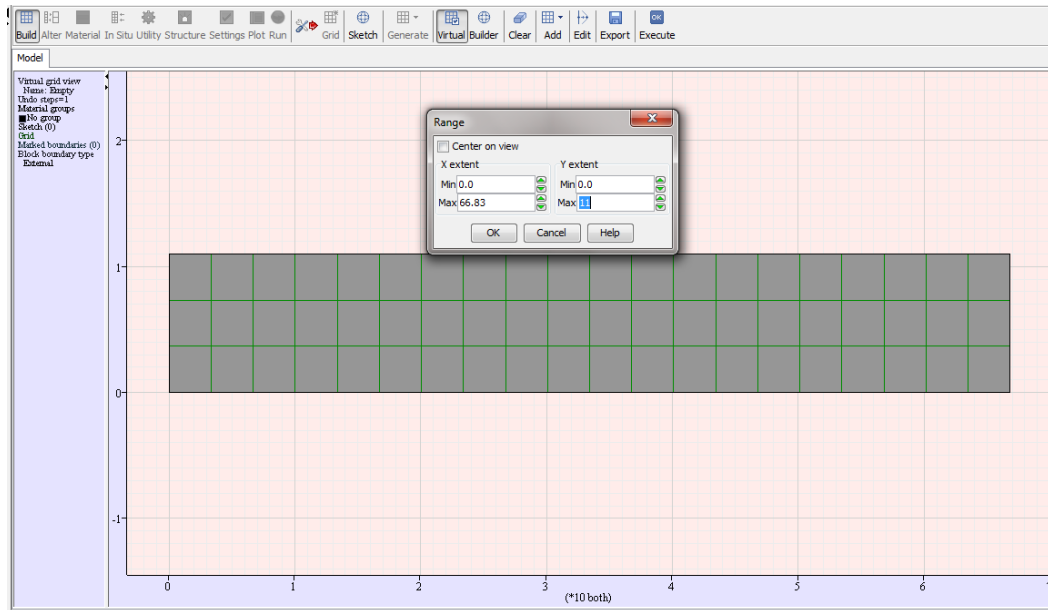


Figure 2.6 : Géométrie approchée de la digue.

Pour modifier la géométrie, nous introduisons les coordonnées des nœuds extrêmes de la crête (figure 2.7), soient :

$$x_1 = 33.33\text{m}, \quad y_1 = 11\text{m}$$

$$x_2 = 66.33\text{m}, \quad y_2 = 11\text{m}$$

Ces coordonnées sont introduites par la commande :

**Edit → Blocks → Editadges**

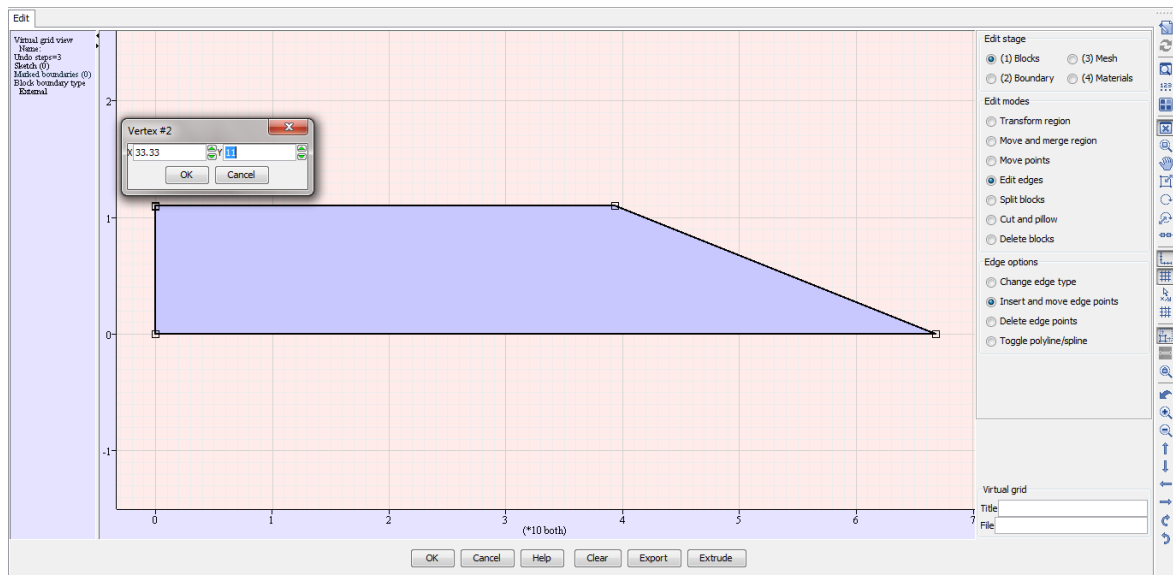


Figure 2.7 : Modification de la géométrie de la digue.

➤ **Etape 03 : Définition des conditions aux limites**

La condition d'encastrement à la base est considérée (figure 2.8). Celle-ci est définie par la commande :

**Edit → Boundary → automatic Boundarycond.**

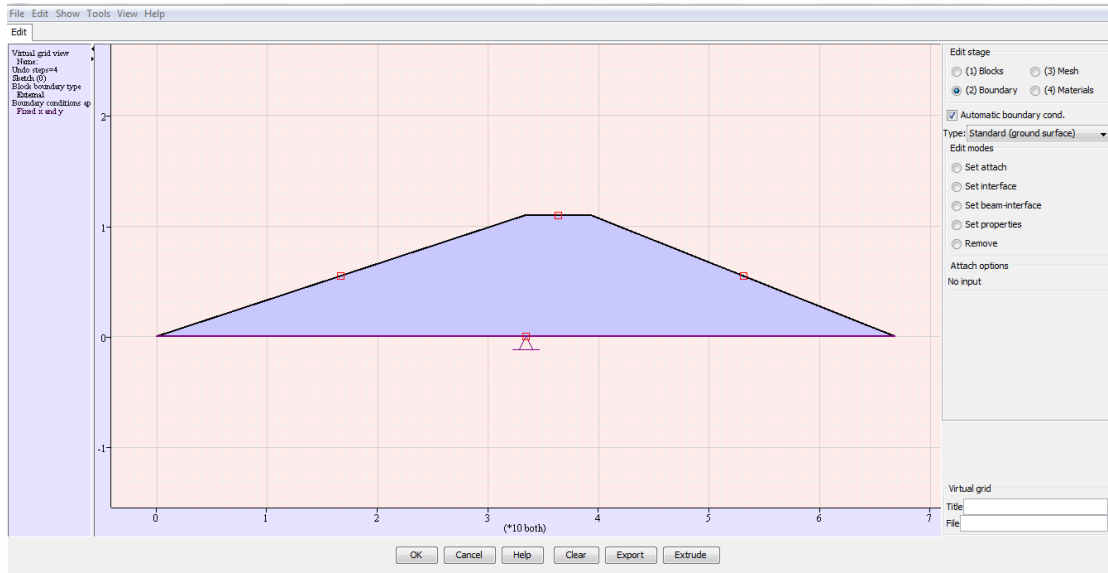


Figure 2.8 : Condition aux limites.

### ➤ Etape 04 : génération du maillage

Le maillage de la digue est généré en utilisant des grilles organisées en mode lignes dispensées dans la direction horizontale (exprimée en termes de «  $i$  ») et en mode colonnes dispensées dans la direction verticale (exprimée en termes de «  $j$  »). La commande manuelle est utilisée en introduisant le nombre de grilles dans la direction horizontale ( $i=67$ ) et le nombre de grille suivant la direction verticale ( $j=11$ ) (figure 2.9). Cette étape est exécutée par la commande :

**Edit → mesh → zone size (manual).**

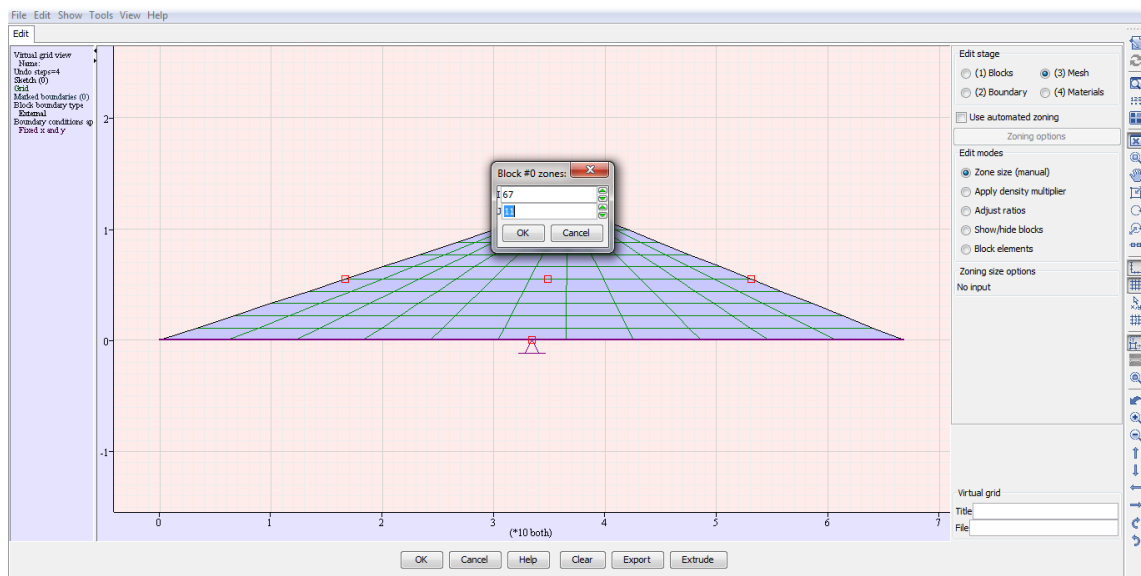


Figure 2.9 : Génération du maillage.

La géométrie ainsi créée est enregistrée, exportée dans le dossier créé initialement puis exécutée. Un programme relatant les différentes étapes élaborées est affiché sur le menu raccord avec la géométrie définitive (figure 2.10) :

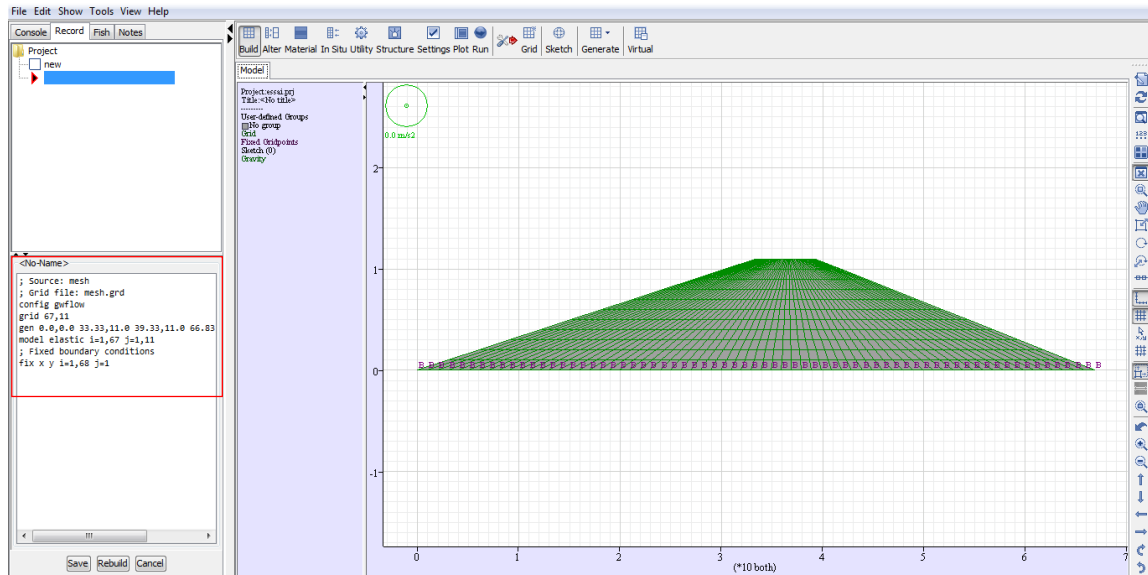


Figure 2.10 : Génération définitive.

➤ **Etape 05 : Attribution des propriétés du matériau de la digue et le modèle de comportement**

Pour décrire le comportement du remblai de la digue, nous avons adopté le modèle de linéaire parfaitement plastique de Mohr Coulomb (voir Chapitre 1). Les paramètres du modèle sont définis dans le tableau 2.5 :

Tableau 2.5 : Paramètres du modèle de Mohr coulomb ©.

Symbole	Désignation du paramètre	Valeur	unité
$\gamma_h$	Masse volumique humide	1530.60	kg/m <sup>3</sup>
Cu	Cohésion non drainée du sol	78648.60	kN/m <sup>2</sup>
C'	Cohésion effective du sol	16401.57	kN/m <sup>2</sup>
$\phi_u$	Angle non drainée du sol	7.64	°
$\phi'$	Angle de frottement effectif	21.39	°
$\sigma_t$	Tension	586563.45	N/m <sup>2</sup>
E	Module de Young	2.80E+06	N/m <sup>2</sup>
$\psi$	Angle de dilatation	0	°
$\nu$	Coefficient de Poisson	0.41	-
K	Module volumique	5.19E+06	N/m <sup>2</sup>
G	Module de cisaillement	9.93E+05	N/m <sup>2</sup>
g	Gravité	9.81	m/s <sup>2</sup>
$\gamma_w$	Masse volumique de l'eau	1000.00	kg/m <sup>3</sup>

Le module volumique K, le module de cisaillement G et la tension sont obtenus à partir des relations suivantes :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \tag{2.4}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{2.5}$$

$$\sigma_t = \frac{c}{\tan \phi} \quad (2.6)$$

Ces paramètres sont introduits par la commande qui suit (figure 2.11) :

**Material → Assign → Region → Create → execute**

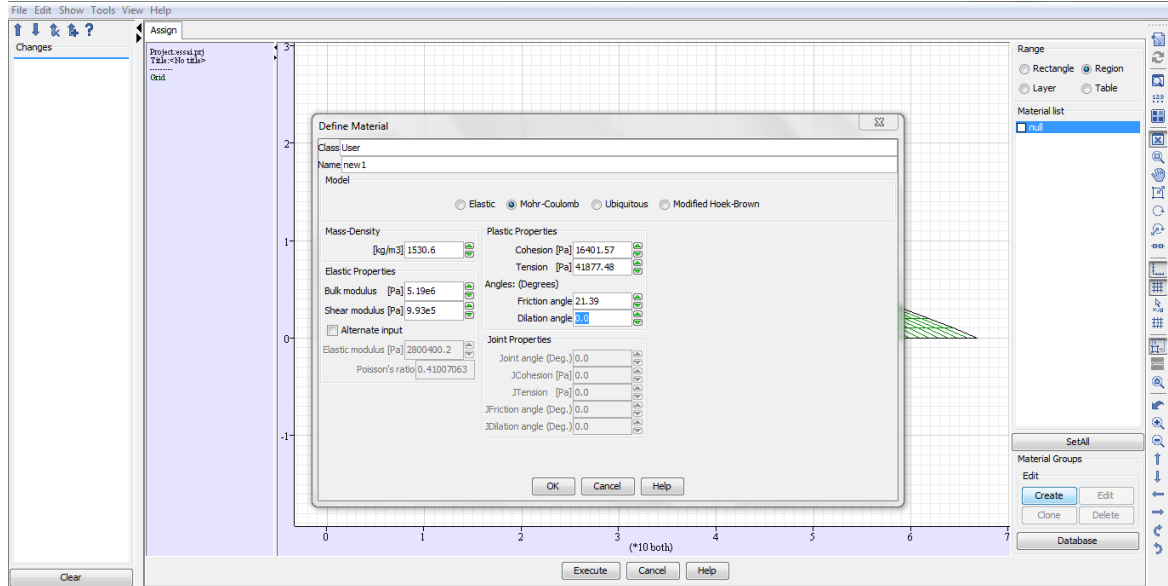


Figure 2.11 : Introduction des paramètres du modèle de Mohr Coulomb.

- **Etape 05 : Définition de la perméabilité et de la porosité du remblai de la digue**

La perméabilité du remblai de la digue ( $1.02 \cdot 10^{-11}$ ) et la porosité ( $n=0.4$ ) sont introduites par la commande ci-après (figure 2.12) :

**Material → GW Prop → region (double click sur la géométrie) → OK → exécute**

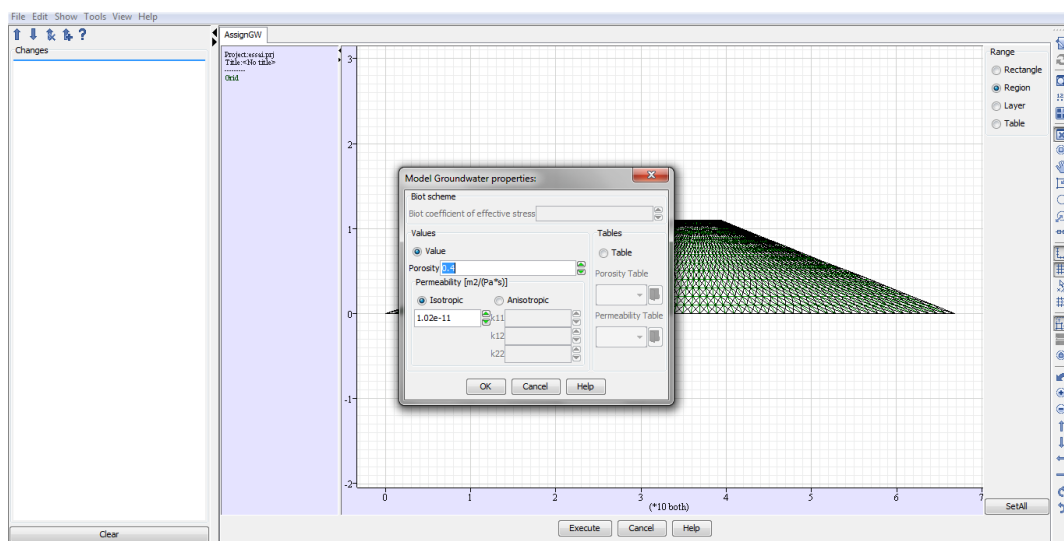
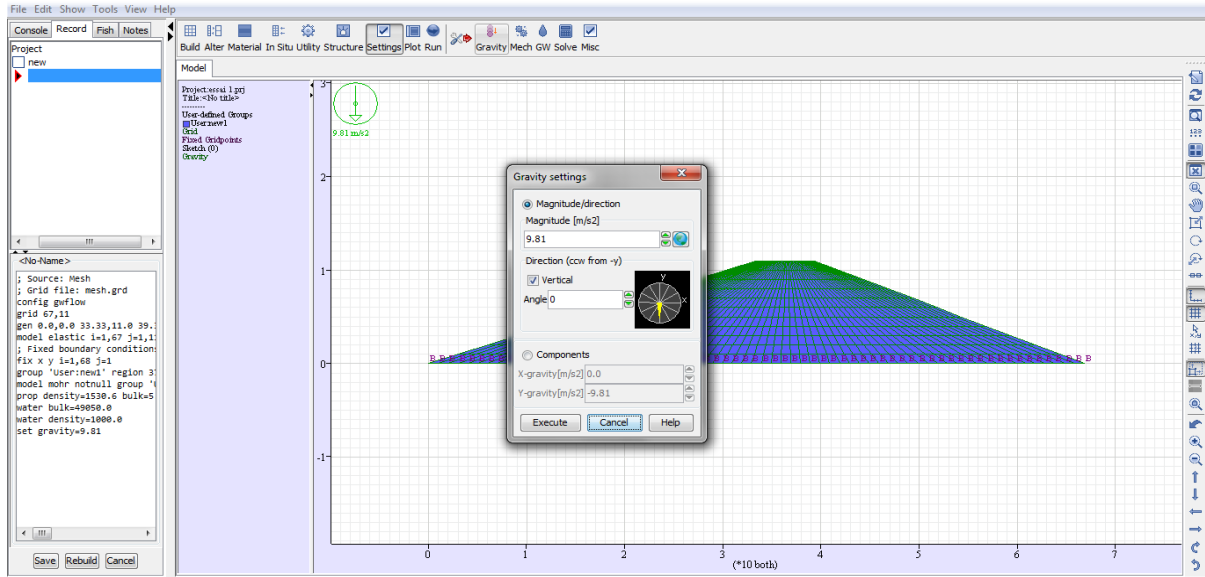


Figure 2.12 : Introduction de la perméabilité et de la porosité du remblai de la digue.

- **Etape 05 : Définition de la gravité**

La gravité  $g=9.81 \text{ m/s}^2$  est introduite dans la direction verticale par la commande suivante (figure 2.13):

**Setting → Gravity → vertical**



**Figure 2.13 : Introduction de la gravité dans la configuration.**

- **Etape 06 : Définition de la ligne de saturation**

La ligne de saturation est définie après avoir introduit les caractéristiques de l'eau, à savoir:

- **Module volumique**

Le module volumique de l'eau est donné par la relation (2.7):

$$K_e = \max(5\rho_e g \sqrt{A_n}) \tag{2.7}$$

$\rho_e$  : densité de l'eau, égale à  $1000 \text{ Kg/m}^3$  ;

$g$  : accélération de la pesanteur, égale à  $9.81 \text{ m/s}^2$  ;

$A_n$  : Section de la maille, égale à  $1 \text{ m}^2$ .

Les paramètres  $K_e$  et  $\rho_e$  sont introduit par la commande suivante (figure 2.14) :

**Settings → GW (ground water flow)**

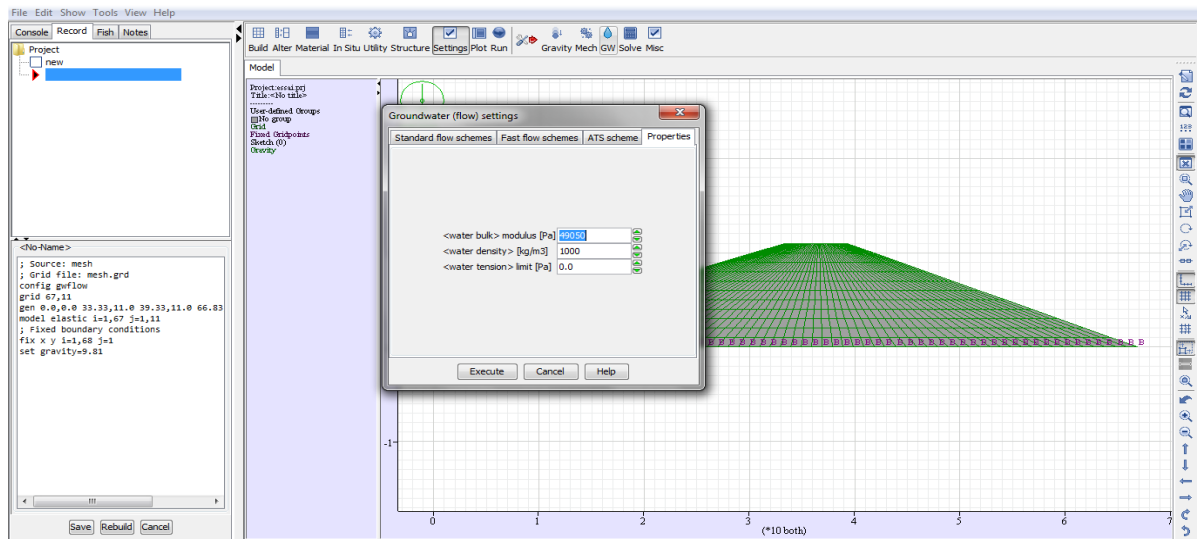


Figure 2.14 : Introduction des paramètres  $K_e$  et  $\rho_e$ .

- Saturation du sol

Deux états de sol sont considérés dans FLAC2D<sup>®</sup>, à savoir un état entièrement saturé (Fully Saturated) et un état partiellement saturé (partially saturated). Pour chaque état trois schémas d'écoulement sont considérés. Chacun de ces trois schémas, décrits dans le tableau 2.6 doit être activé individuellement, les schémas ne sont pas appliqués ensembles dans un seul modèle.

Tableau 2.6 : Différents schémas d'écoulement adoptés par FLAC.

*Fast-flow schemes applied to different fluid-flow cases*

	Fully Saturated		Partially Saturated		
Coupled Fluid-Mech.	Flow Only	Mech. Only	Coupled Fluid-Mech.	Flow Only	Mech. Only
fastflow	fastwb	fastflow	funsat	funsat	fastwb

Pour notre cas d'étude, nous considérons un remblai en état partiellement saturé (**partiallysaturated**) avec un schéma de calcul d'écoulement couplé (**coupled Fluide-Mech**).

Ce schéma est appelé avec la commande « **funsat** », soit :

**Settings** → **GW** (ground water flow) → **fast flow schemes** → **funsat** (**fast unsaturated flow calculation**).

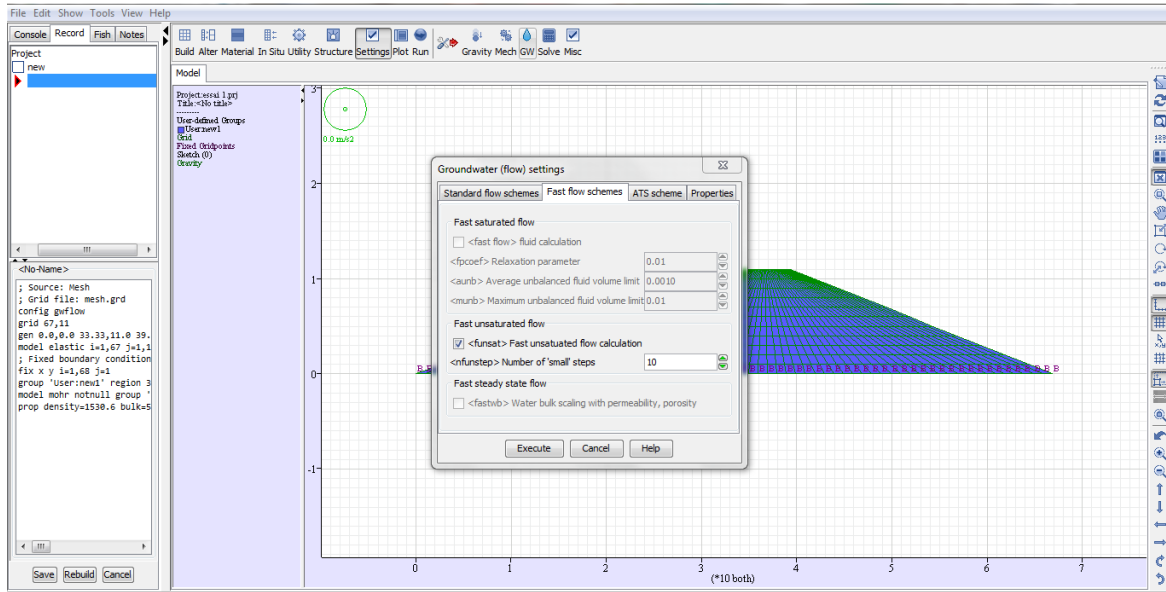


Figure 2.15 : Définition du schéma d'écoulement.

- Application des pressions hydrostatiques

Pour appliquer les pressions hydrostatiques, on sélectionne la zone d'application sur la géométrie, en considérant une distribution triangulaire (figure 2.16). Ainsi, on introduit la pression nulle au sommet et la pression maximale à la base, soit :

$$P = \rho_e g h_e \tag{2.8}$$

$h_e$  : le hauteur d'eau en exploitation normale, égale 9m.

Ce qui donne :

$$P = 88290 \text{ N/m}^2 \text{ (pascal)}$$

Cette étape est exécutée par la commande :

**In Situ** → **Apply** → **Stress** → **pressure** → **assign** → **saisir pressions** → **ok**

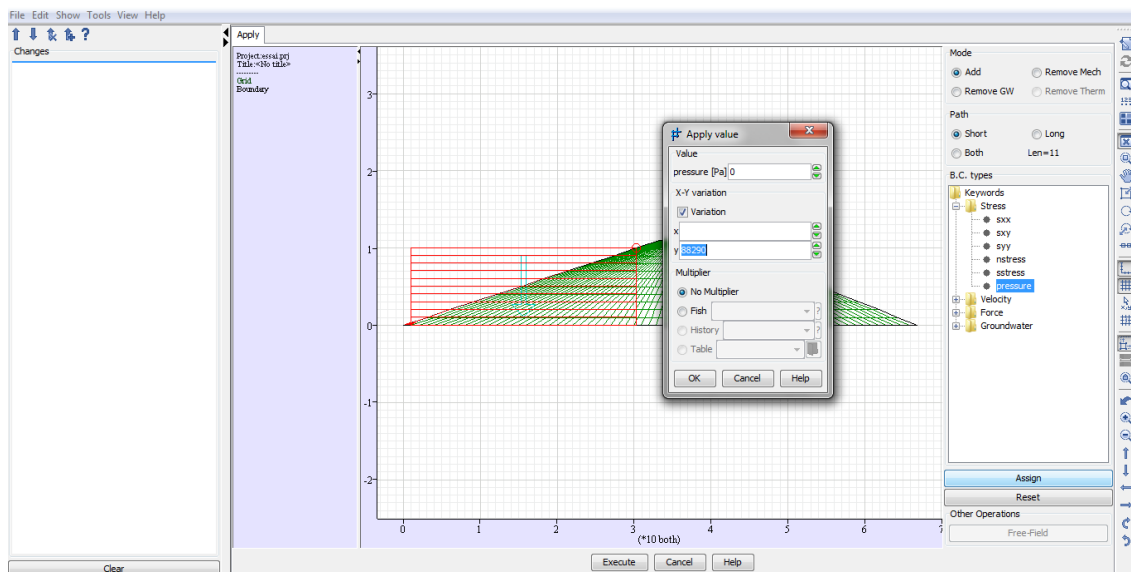
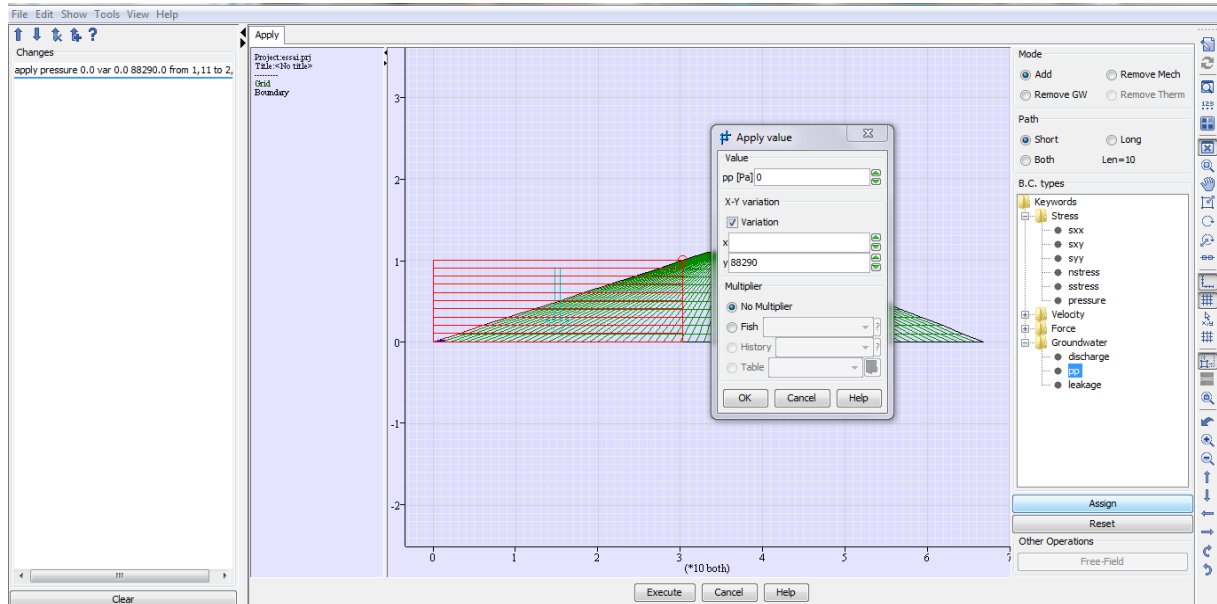


Figure 2.16 : Introduction des pressions hydrostatiques.

- **Application des pressions interstitielles**

De la même manière que les pressions hydrostatique, on sélectionne la zone en question et on introduit la pression nulle au sommet et la pression maximale à la base (figure 2.17). Les pressions interstitielles sont introduites par la commande qui suit:

**In Situ → Apply → Groundwater → PP → assign → ok → execute**



**Figure 2.17 : Introduction des pressions interstitielles.**

➤ **Etape 07 : Introduction du drain**

La longueur du drain horizontal adopté est définie conformément au PNUD (1998), soit  $1/3$  à  $1/4$  de la largeur de la digue de sorte à maintenir la ligne de saturation au moins de 2 m du parement aval. Les drains peuvent être modélisés par des conditions aux limites s'ils ne sont pas modélisés directement par la géométrie.

Ainsi, on sélectionne la zone du drain sur une longueur de  $l=20\text{m}$  à partir de l'extrémité du parement aval et on impose une pression nulle avec un écoulement non saturé dans le drain (figure 2.18). La commande utilisée est la suivante :

**In Situ → Fix → PorePressure → Execute**

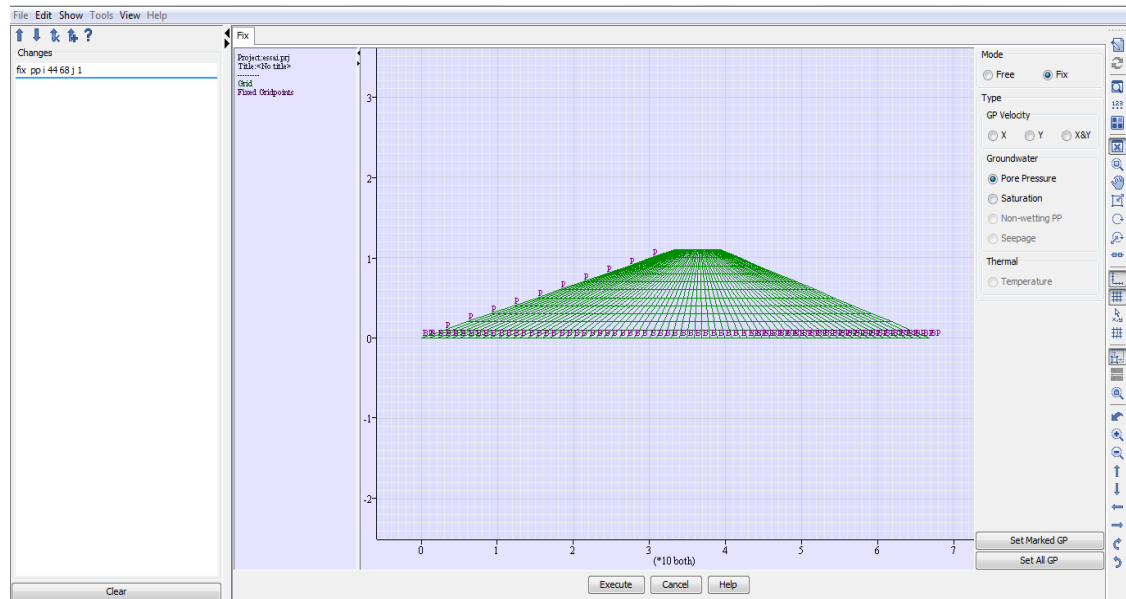


Figure 2.18 : Introduction du drain horizontal.

Après l'exécution de ces étapes, l'interface du logiciel FLAC2D<sup>®</sup> nous permet de visualiser la géométrie de la digue modélisée, son maillage, les conditions aux limites appliquées ainsi que les pressions assignées (figure 2.19) :

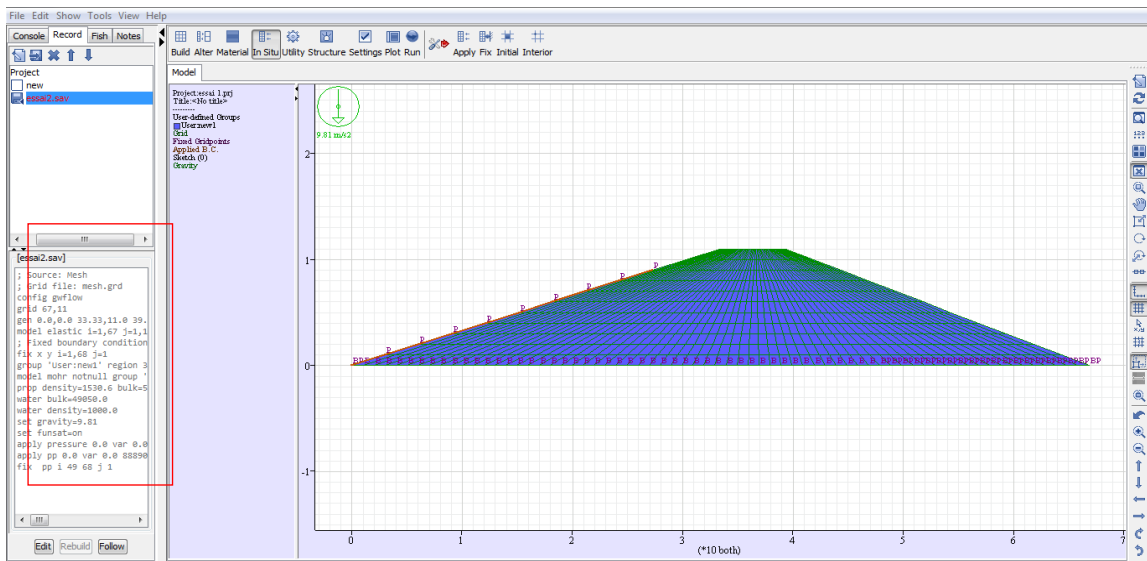


Figure 2.19 : Géométrie et maillage de la digue.

Un programme en langage FISH relatant les différentes étapes de modélisation sous FLAC est affiché (figure 2.20). Ce programme, donné ci-après, est bien sûr accessible à toutes modifications qui s'avèrent nécessaires :

```

; Source: Mesh
; Grid file: mesh.grd
configgwflow
grid 67,11
gen 0.0,0.0 33.33,11.0 39.33,11.0 66.83,0.0 i=1,68 j=1,12
model elastic i=1,67 j=1,11
; Fixed boundary conditions
fix x y i=1,68 j=1
group 'User:new1' region 37 6
modelmohrnotnull group 'User:new1'
prop density=1530.6 bulk=5.19E6 shear=9.93E5 cohesion=16401.57 friction=21.39 dilation=0.0
tension=41877.48 notnull group 'User:new1'
water bulk=49050.0
water density=1000.0
set gravity=9.81
setfunsat=on
apply pressure 0.0 var 0.0 88290.0 from 1,10 to 1,1
applypp 0.0 var 0.0 88890.0 from 1,10 to 1,1
fix ppi 49 68 j 1

```

Figure 2.20 : Programme en langage fish

### ➤ Etape 08 : Analyse de la stabilité de la digue

L'analyse de la stabilité de la digue est effectuée en schéma couplé, en tenant compte de l'influence de l'écoulement sur le comportement (déformation) du remblai (**GW mechanical coupling**). La commande utilisée est :

**Run** → **solve** → **mechanical calculations** → **Grondwater calculatons (GW mechanical coupling)** → **execute**

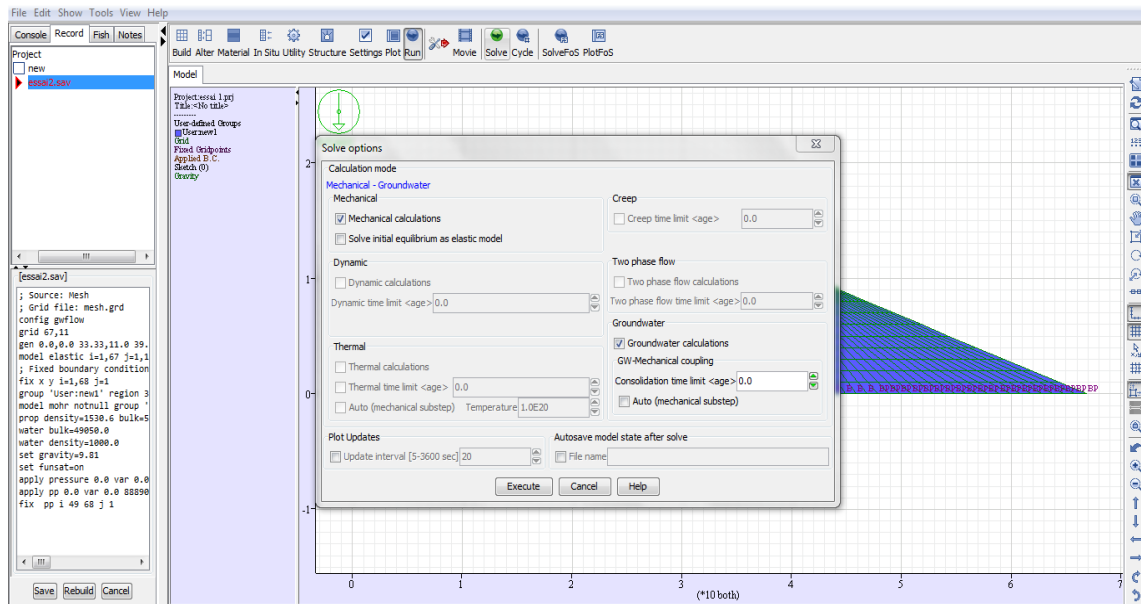


Figure 2.21 : Etape d'exécution.

Après analyse de la stabilité de la digue, nous pouvons accéder à différents résultats : déformations, déplacements, ligne de saturation et distribution des pressions interstitielles

pour les différentes situations de projet. Un exemple de résultats de la ligne de saturation est illustré en figure 2.21.

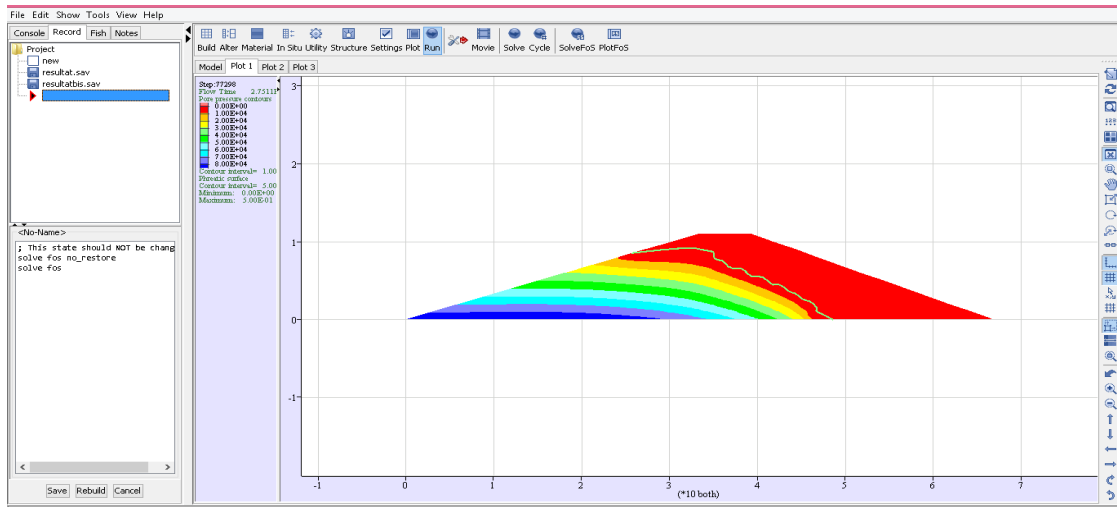


Figure 2.22 : Résultats de la ligne de saturation.

➤ Etape 08 : Calcul du coefficient de sécurité  $F_s$

Pour le calcul du coefficient partiel de sécurité  $F_s$ , le logiciel FLAC2D utilise la méthode de réduction des paramètres décrite dans le chapitre 1. La méthode consiste à réduire progressivement la résistance au cisaillement d'un sol. La réduction est faite sur la tangente de l'angle de frottement effectif  $\varphi'$  et de la cohésion effective  $C'$  dans le modèle de Mohr-Coulomb. Les paramètres réduits  $\varphi'_{red}$  et  $c'_{red}$  s'expriment par les relations :

$$C'_{n+1} = C'_n / F_s \tag{2.9}$$

$$\tan\varphi'_{n+1} = \tan\varphi'_n / F_s \tag{2.10}$$

A la rupture, le facteur de réduction va être assimilé au facteur de sécurité de la pente étudiée. Cette étape est exécutée par la commande suivante, en gardant uniquement les paramètres de Mohr Coulomb (figure 2.23) :

Run → SolveFoS

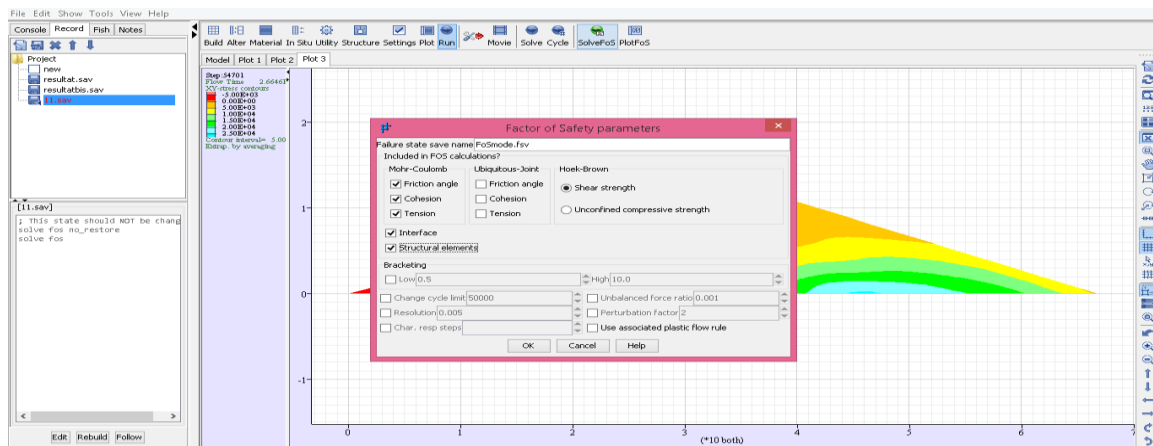


Figure 2.23 : Calcul du coefficient de sécurité  $F_s$ .

Le résultat est illustré par la figure 2.24 :

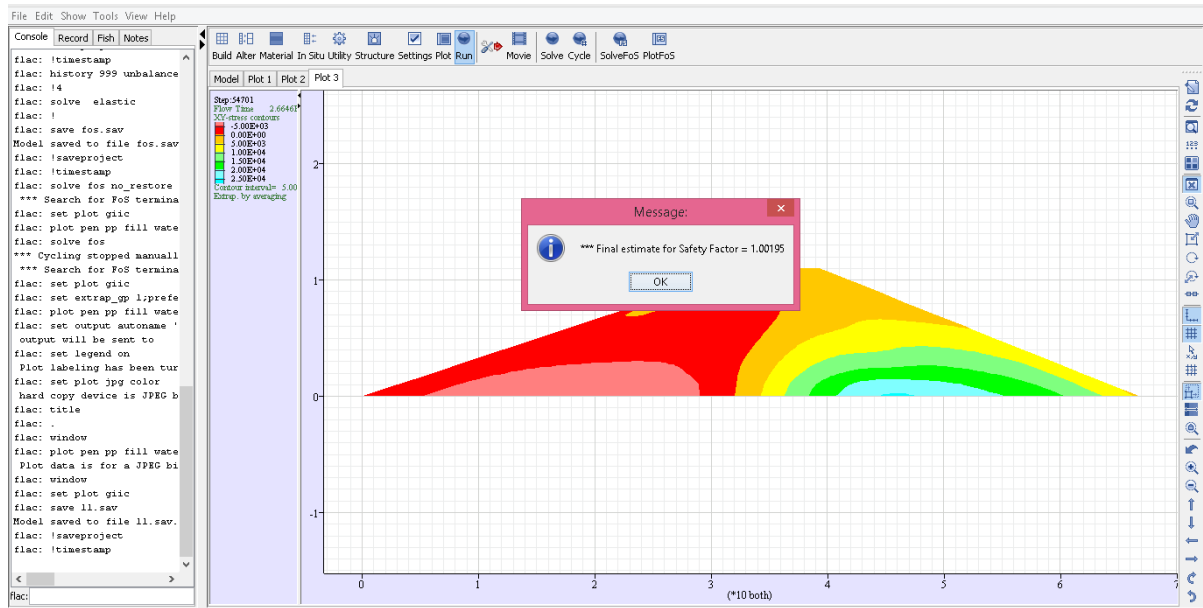


Figure 2.24 : Résultats de calcul du coefficient de sécurité Fs.

## 2.5. Résultats et interprétations

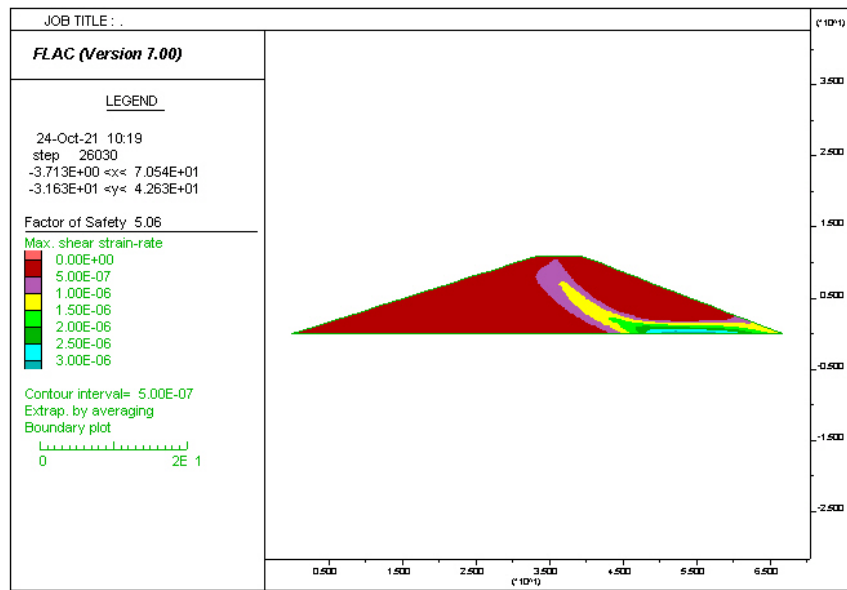
Pour analyser les résultats en matière de stabilité, il est nécessaire d'examiner les résultats de calcul du coefficient de sécurité Fs et de le comparer avec le coefficient de sécurité admissible et ce pour les situations de projets considérées, à savoir la situation de fin de construction, la situation normale d'exploitation, la situation niveau bas et la situation accidentelle sismique. Les résultats de la ligne de la ligne de saturation et des déplacements du remblai de la digue feront aussi l'objet d'analyse.

### 2.5.1. Situation de fin de construction

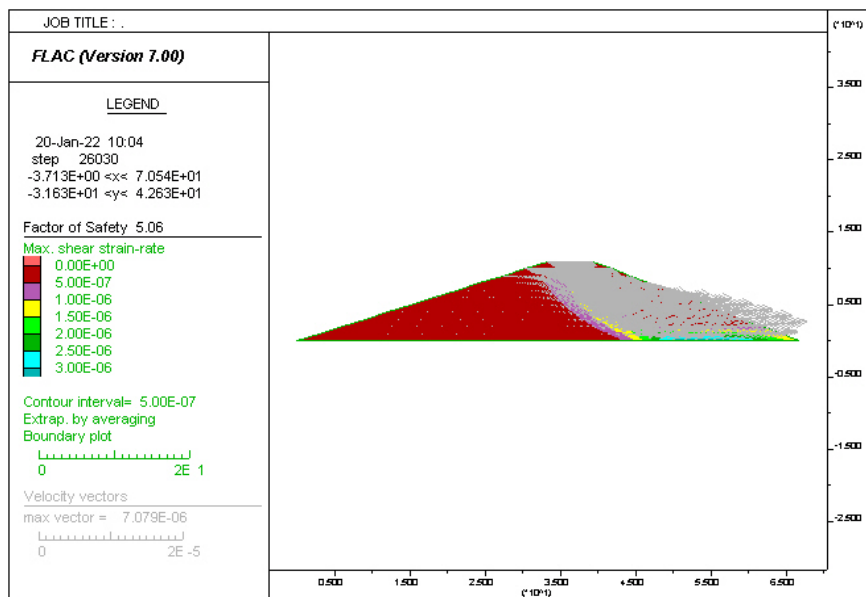
Il s'agit d'apprécier les conditions de stabilité du remblai avant remplissage de la retenue et avant la consolidation des matériaux. Les pressions interstitielles de construction n'étant pas entièrement dissipées, il est nécessaire de considérer les **paramètres non drainés (Cu, φu) des matériaux**, représentant le comportement du remblai de la digue à **court terme**. Les paramètres en question sont donnés dans le tableau 2.3.

Le résultat de calcul du coefficient de sécurité est illustré par la figure 2.25 (a). Nous constatons que les contraintes maximales de cisaillement sont concentrées au niveau du talus aval et atteignent une valeur maximale  $\tau_{max} = 3.10^6 \text{ kN/m}^2$ , avec un plan de rupture de forme circulaire. La figure 2.25(b) montre un mouvement global du remblai à l'intérieur du corps de glissement dans le sens du parement aval, vers le pied du talus. Ce mouvement peut être favorisé par une chute de résistance. Par ailleurs, la valeur du coefficient de sécurité obtenu, soit  $F_s = 5.06$ , est supérieure à valeur admissible donnée par Schleiss et Pougatsch (2011),

$F_{s_{adm}}=1.3$ . Compte tenu de la valeur trouvée, nous pouvons conclure que la digue faisant l'objet d'étude est stable en fin de construction.



(a)



(b)

Figure 2.25 : Résultats de calcul de  $F_s$  pour la situation de fin de construction.

La figure 2.26 présente les contours des valeurs des déplacements horizontaux du remblai de la digue. Nous constatons que des déplacements horizontaux sont enregistrés au niveau des deux talus amont et aval. Toutefois le déplacement maximum est enregistré au niveau du talus aval avec une valeur de 5cm, étant donné que celui-ci présente une pente plus importante ; ceci rend la symétrie des déplacements non parfaite entre l'amont et l'aval.

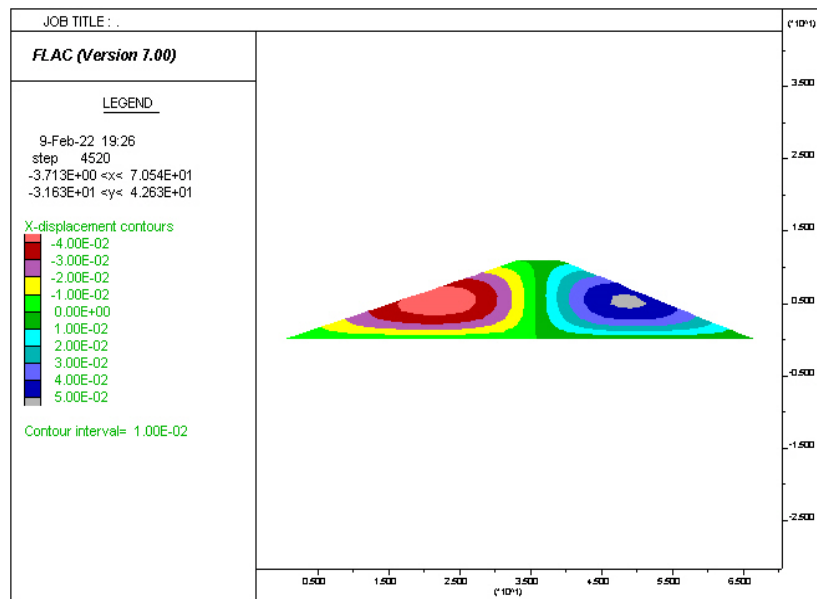


Figure 2.26 : Résultats des déplacements horizontaux pour la situation de fin de construction.

La figure 2.27 illustre le contour des déplacement verticaux dans le corps de la digue qui représente les tassements, sous l’effet de son poids propre. Nous constatons que ces déplacements sont nulles à la base. Ce resultat est imposé par la condition aux limite de « base encastrée ». Ces tassements croient et atteignent la valeurs maximale de 15 cm au niveau de la crête.

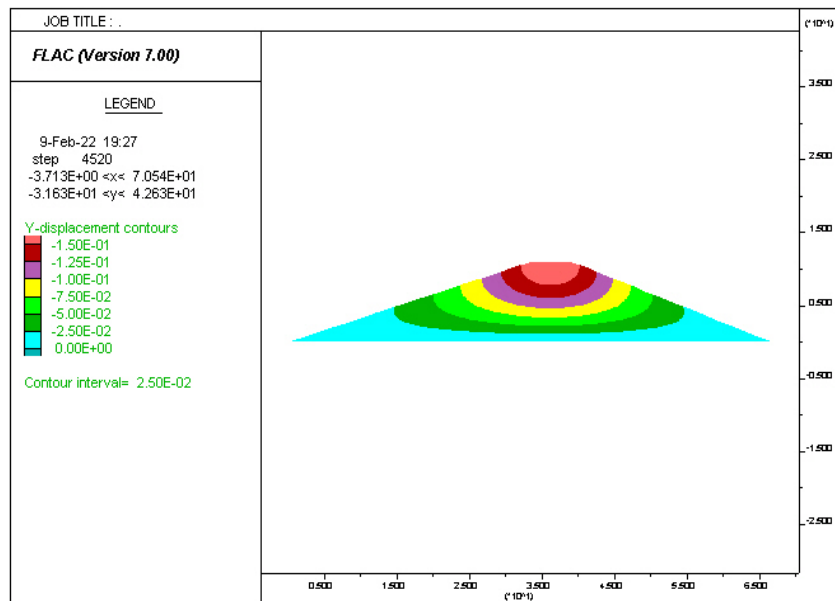


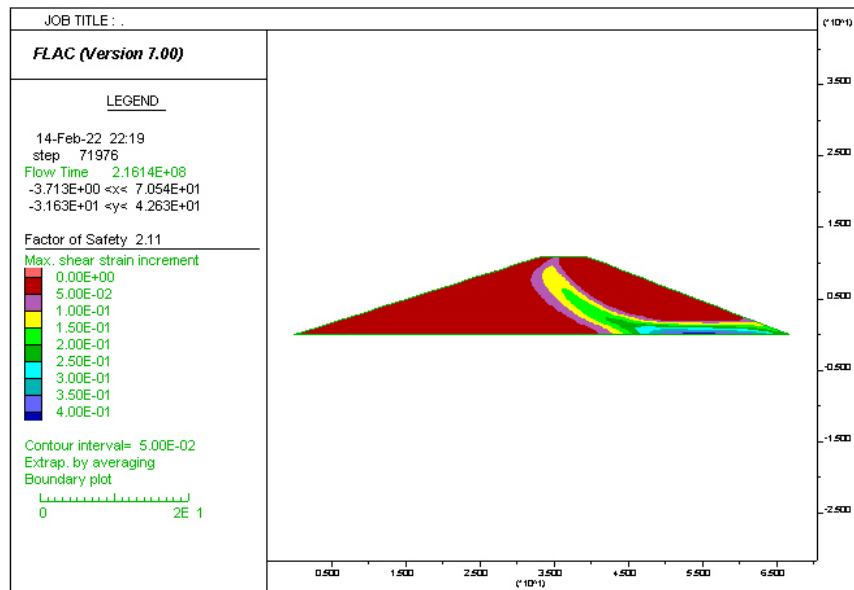
Figure 2.27 : Résultats des déplacements verticaux pour la situation de fin de construction.

### 2.5.2. Situation normale d’exploitation

En situation normale d’exploitation, la digue en plus de son poids propre est soumise aux différents efforts ; telles que les pressions hydrostatiques et les pressions interstitielles. Dans ce cas, les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité importante

( $F_{sadm} = 1.4$ ), tel que recommandé par le (PNUD, 1987) et ( $F_{sadm} = 1.5$ ) recommandé par Schleiss et Pougatsch (2011). Il est nécessaire de considérer les *paramètres de résistance effectifs des matériaux ( $C'$  et  $\varphi'$ ) donnés dans le tableau*, représentant le comportement à *long terme*.

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité sont illustrés par la figure 2.28. Nous constatons que les contraintes maximales de cisaillement sont concentrées au niveau du talus aval et atteignent une valeur de  $\tau_{max} = 4.10^{-1} \text{ kN/m}^2$ , avec un plan de rupture de forme circulaire. Le coefficient de sécurité  $F_s$  obtenu est égal à 2.11, supérieur à la valeur admissible ( $F_{sadm} = 1.5$ ), ce qui confirme la stabilité de la digue en situation normale d'exploitation.



**Figure 2.28 : Résultats de calcul du coefficient  $F_s$  pour la situation normale d'exploitation.**

En comparaison avec la situation de fin de construction, nous constatons que la zone des contraintes maximales de cisaillement suit la même allure que celle de la fin de construction, sauf que leurs valeurs ont augmenté, par la présence des pressions interstitielles. En effet, la saturation d'une partie du remblai fait que les pores (vides) existant entre les grains soient remplis d'eau ; ce qui fait chuter la cohésion entre ces grains et par conséquent le coefficient de sécurité. La figure 2.29 montre que sous la ligne de saturation les valeurs de la pression interstitielle sont importantes vers la base du talus amont.

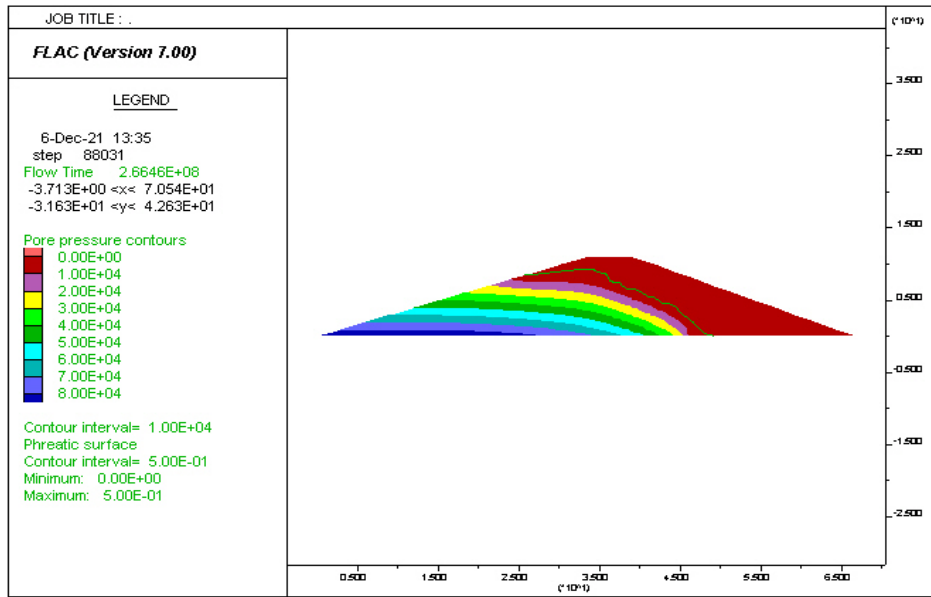


Figure 2.29 : Résultat de la ligne de saturation en situation normale d'exploitation.

Les contours des valeurs des déplacements horizontaux, représentés par la figure 2.30, montrent que les déplacements suivent le sens du chargement. En effet, les pressions interstitielles exercent une influence sur les déplacements en amont. Nous constatons que les déplacements horizontaux ont diminué en amont à cause du chargement hydrostatique qui a un effet stabilisant. Contrairement au talus amont, les déplacement horizontaux sont plus importants au niveau du talus aval et atteignent une valeur maximale de 6 cm.

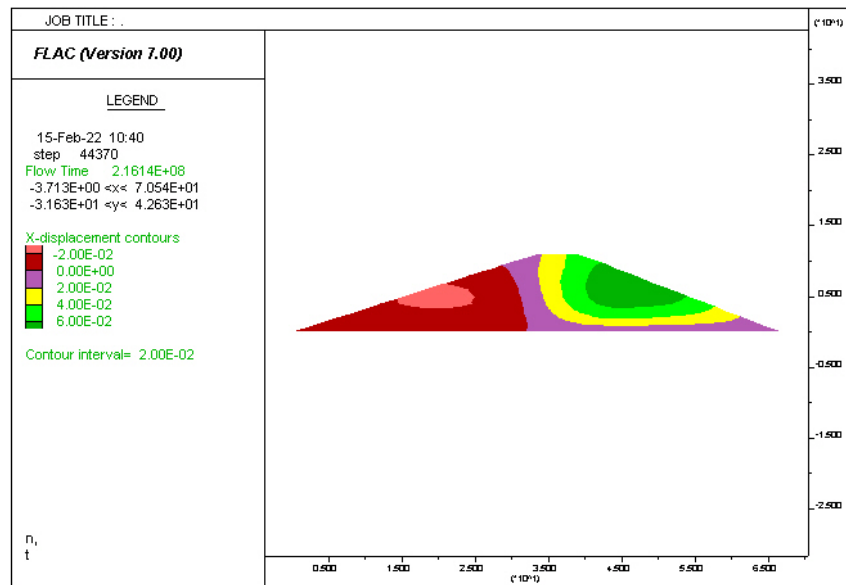


Figure 2.30 : Résultats des déplacements horizontaux pour la situation normale d'exploitation.

Les déplacement verticaux (suivant y) sont donnés par la figure 2.31. En comparaison avec la situation de fin de construction, nous constatons que les déplacement maximums sont dirigés

plutôt vers le centre et leurs valeur a diminué car le chargement est rapporté directement à l'eau qui a rempli les vide dans le reùmblaiet non aux grains solides.

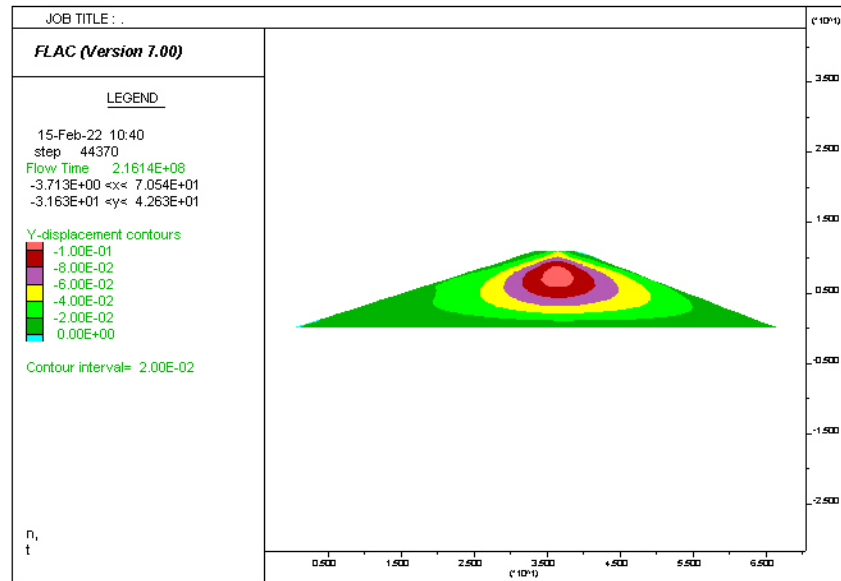


Figure 2.31 : Résultats des déplacements verticaux pour la situation normale d'exploitation.

### 2.5.3. Situation d'exploitation niveau bas

Ce sont des conditions particulières pouvant survenir sur un barrage en remblai lorsque le niveau d'eau diminue et atteint le niveau minimum entrainant le rabattement de la ligne de saturation. Dans ce cas, il est nécessaire de considérer *les paramètres de résistance effectifs des matériaux* ( $C'$ ,  $\phi'$ ), représentant le comportement à **long terme**.

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité  $F_s$  sont représentés par la figure 2.32. Nous constatons que les contraintes de cisaillement maximales sont toujours concentrées au niveau du talus aval, la contrainte maximale atteinte est  $4 \cdot 10^{-1}$ , au niveau de la base du talus. Par ailleurs, la valeur du coefficient de sécurité a augmenté en comparaison avec la situation normale d'exploitation ( $F_s = 2.24$ ). Cette augmentation s'explique par la diminution des pressions interstitielles, illustrée par l'abaissement de la ligne de saturation (figure 2.33). Enfin, la valeur du coefficient de sécurité permet de conclure la stabilité de notre digue.

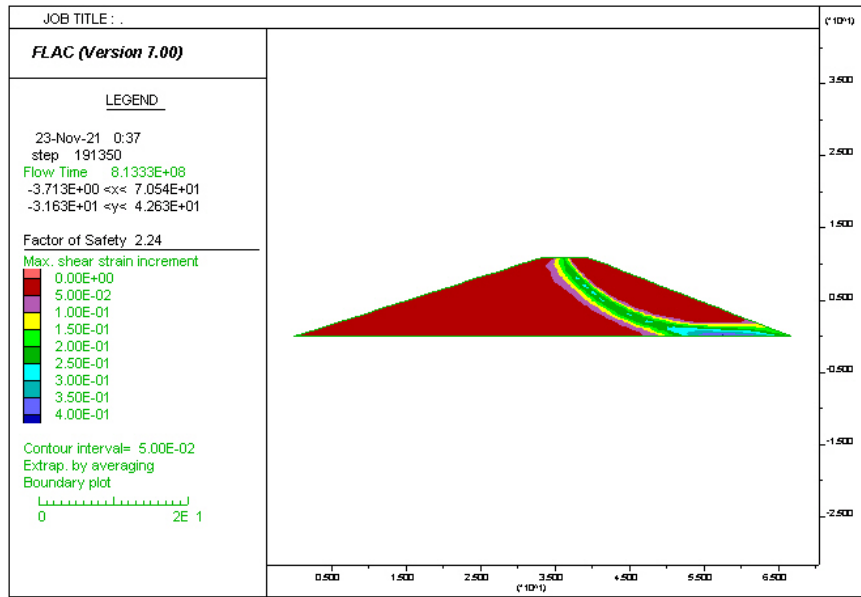


Figure 2.32 : Résultats de calcul du coefficient Fs en situation niveau bas.

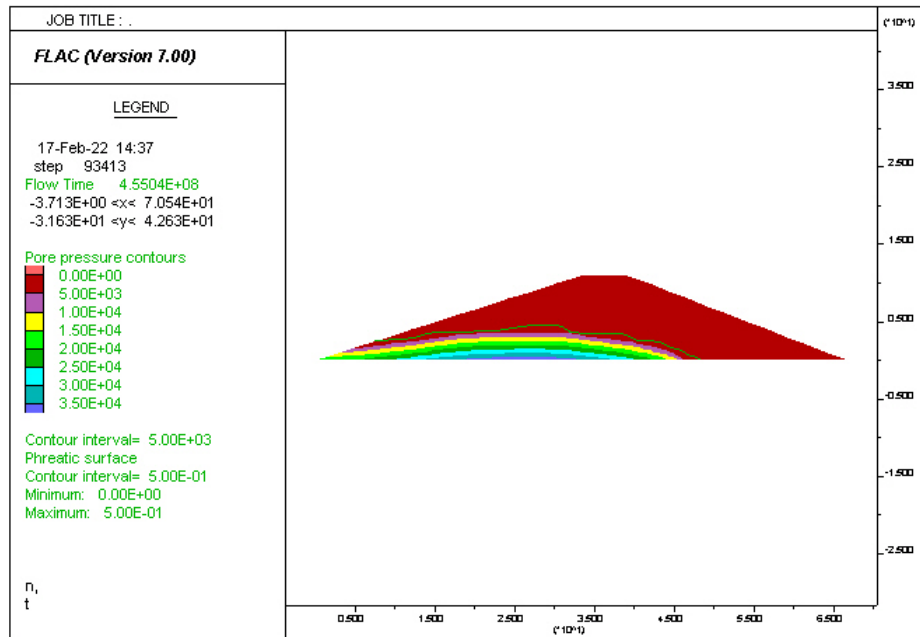


Figure 2.33 : Résultats de la ligne de saturation en situation niveau bas.

Le contour des valeurs des déplacements horizontaux (suivant x) sont représentés par la figure 2.34. La plage des couleurs montre que les déplacements maximum sont concentrés au niveau du talus aval et atteignent une valeur maximale de 5cm, inférieur aux déplacements enregistrés en situation normale d'exploitation et cela s'explique par la diminution des pressions hydrostatiques.

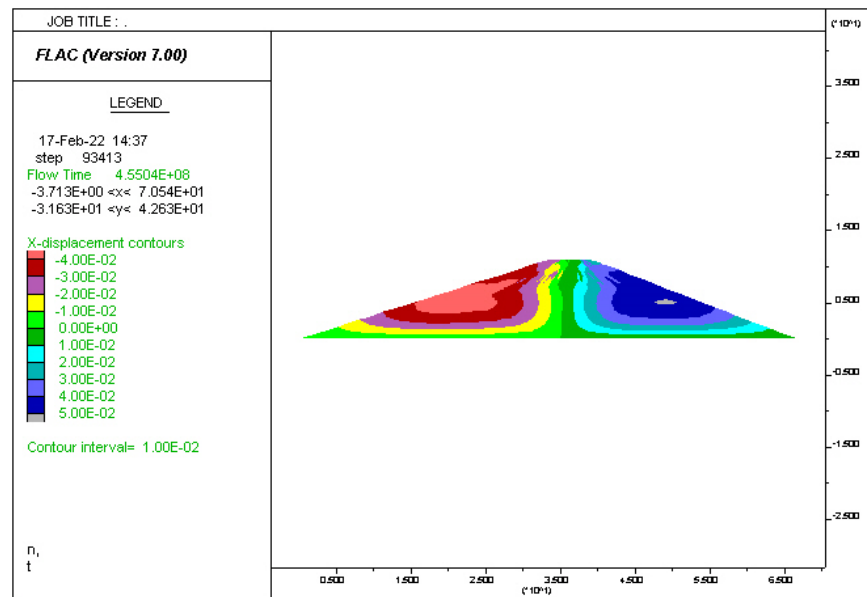


Figure 2.34 : Résultats des déplacements horizontaux pour la situation niveau bas.

Les déplacements verticaux (suivant y) sont donnés par la figure 2.35. Nous constatons que les déplacements atteignent une valeur 15cm plus importante que celle enregistrée en situation normale. En effet, l'eau a quitté les vides, les pressions interstitielles ont diminué ; ce qui a provoqué un regain de tassement.

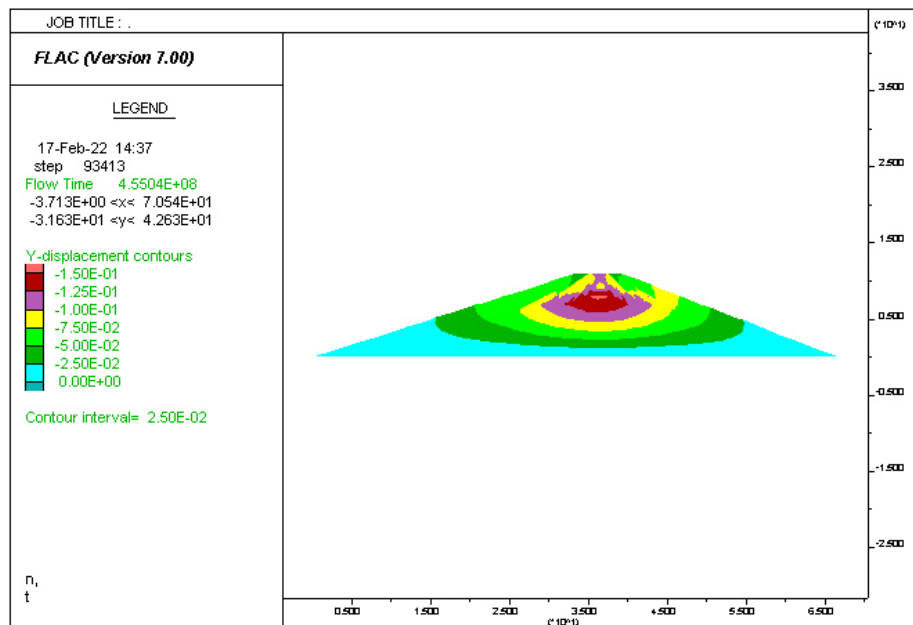


Figure 2.35 : Résultats des déplacements verticaux pour la situation niveau bas.

#### 2.5.4. Situation accidentelle (sismique)

La modélisation de la digue en situation sismique est effectuée avec la méthode pseudo-statique, en se référant aux recommandations du RPA (2003), qui stipulent :

- Les talus et les versants naturels ou artificiels dans leur configuration en fin de projet doivent rester stables sous l'action sismique, compte tenu des charges apportées ;
- En absence de sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée en première analyse avec un calcul statique équivalent, par application à tous les éléments de sol et aux charges supportées de deux coefficients sismiques  $k_h = 0.5 A$  et  $k_v = \pm 0,3 k_h$ , représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes selon les combinaisons  $(k_h, k_v)$  et  $(k_h, -k_v)$  ;
- Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage (tableau 2.7 et tableau 2.8). **Les retenues peuvent être classées dans le groupe d'usage 1B : ouvrages de grande importance (Ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine).**
- L'équilibre du massif délimité en profondeur par la surface de rupture doit être vérifié compte tenu d'un coefficient de sécurité partiel égal à un sur les résistances des sols concernés.

Tableau 2.7 : Classification des zones sismiques

Type de zone	Classification
Zone 0	Sismique négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone IIa et IIb	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

Tableau 2.8 : Coefficient (A) en fonction du groupe d'usage et type de zone.

Groupe d'usage	Type de zone			
	I	IIa	IIb	III
<b>1A</b>	0.15	0.25	0.3	0.4
<b>1B</b>	0.12	0.20	0.25	0.3
<b>2</b>	0.1	0.15	0.20	0.25

A partir de ces recommandations suscités, nous déduisons l'effort horizontal  $F_h$  et l'effort vertical  $F_v$  du au séisme comme suit :

$$F_h = K_h \cdot W_i = 0,5 \cdot A \cdot W \quad (2.11)$$

$$F_v = K_v \cdot W_i = 0,3 \cdot K_h \cdot W_i = 0,3 \cdot F_h \quad (2.12)$$

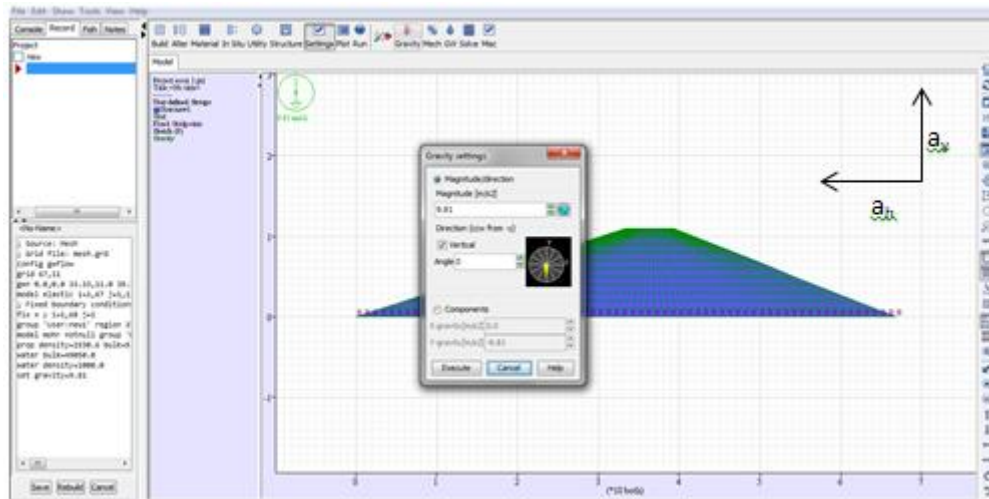
Pour tenir compte de l'effet sismique lors de la modélisation de la digue sous Flac, nous introduisons les accélérations pseudo-statique horizontale (**vers l'amont**) et verticale (**vers le haut**), soient :

$$a_h = K_h \cdot g = 0,5 \cdot A \cdot g \tag{2.13}$$

$$a_v = K_v \cdot g = 0.3 \cdot K_h \cdot g \tag{2.14}$$

La commande utilisée est suivante (figure 2.36):

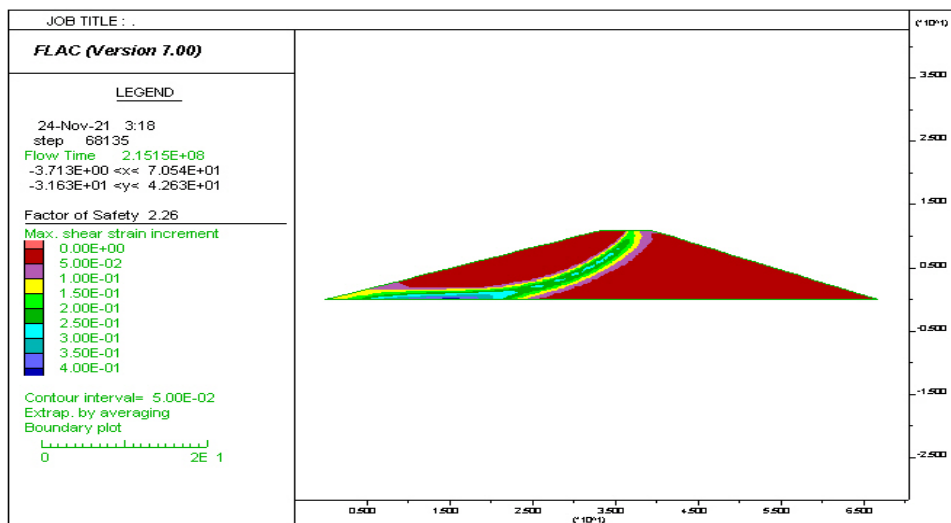
**Setting → Gravity → components**



**Figure 2.36 : Introduction de l'effet sismique dans la configuration.**

La digue est modélisée pour différentes zones sismiques, tenant compte du niveau normal de la retenue qui est le cas le plus représentatif dans la vie d'un barrage. Le coefficient de sécurité  $F_s$  est simulé pour différentes zones sismiques définies dans le tableau 2.5.

La figure 2.37 montre qu'en situation sismique les contraintes de cisaillement sont concentrées au niveau du talus amont, contrairement aux situations précédentes compte tenu du sens adopté pour le séisme. Par ailleurs, le plan de rupture est toujours de forme circulaire.



**Figure 2.37 : Zone de contraintes maximales de cisaillements en situation sismique.**

Les résultats du coefficient de sécurité  $F_s$  obtenus pour les différentes zones sismiques sont représentés par les figures 2.38 à 2.41 et illustrés par le tableau 2.9. Nous constatons que les valeurs de  $F_s$  diminuent de la zone de faible sismicité ( $F_s=2.26$ ) à la zone de forte sismicité ( $F_s= 1,61$ ). En comparant ces valeurs au coefficient de sécurité admissible donné Schleiss et Pougatsch (2011), soit  $F_s=1,1$  nous concluons que notre digue est stable quelle que soit la zone sismique.

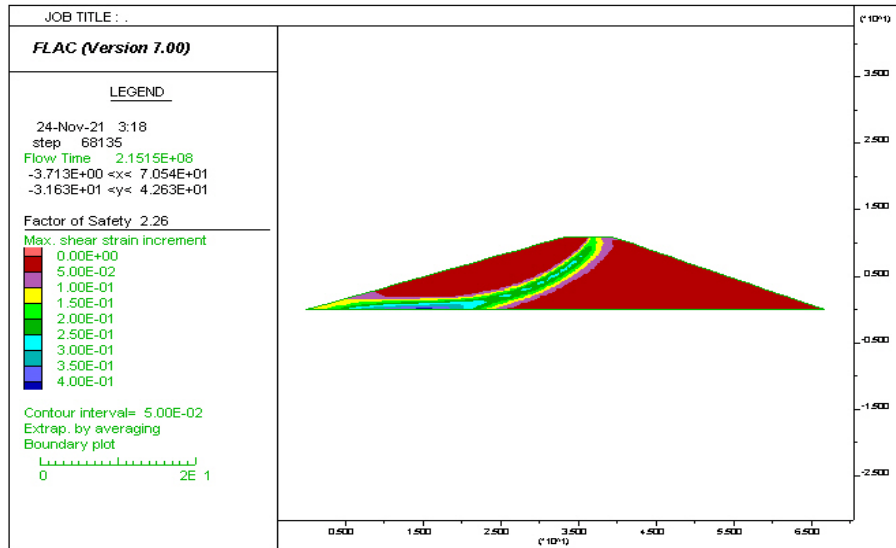


Figure 2.38 : Calcul du coefficient de sécurité en zone I de faible sismicité (A = 0.12).

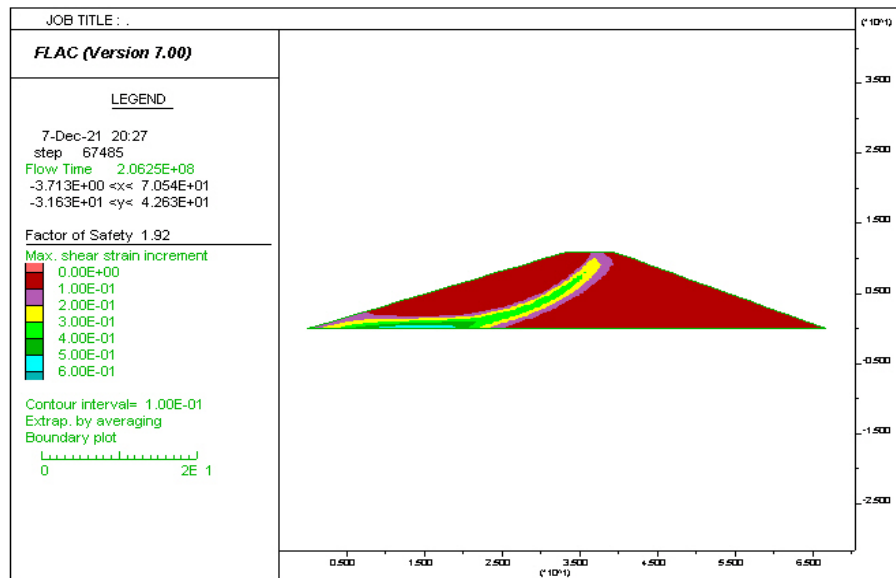


Figure 2.39 : Calcul du coefficient de sécurité en zone IIa de moyenne sismicité (A = 0.20).

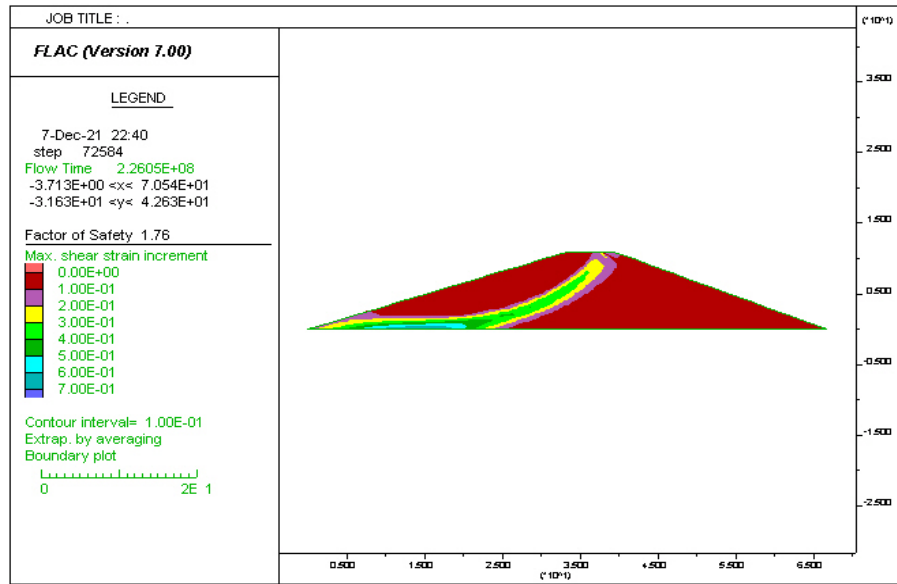


Figure 2.40 : Calcul du coefficient de sécurité en zone IIb de moyenne sismicité (A = 0.25).

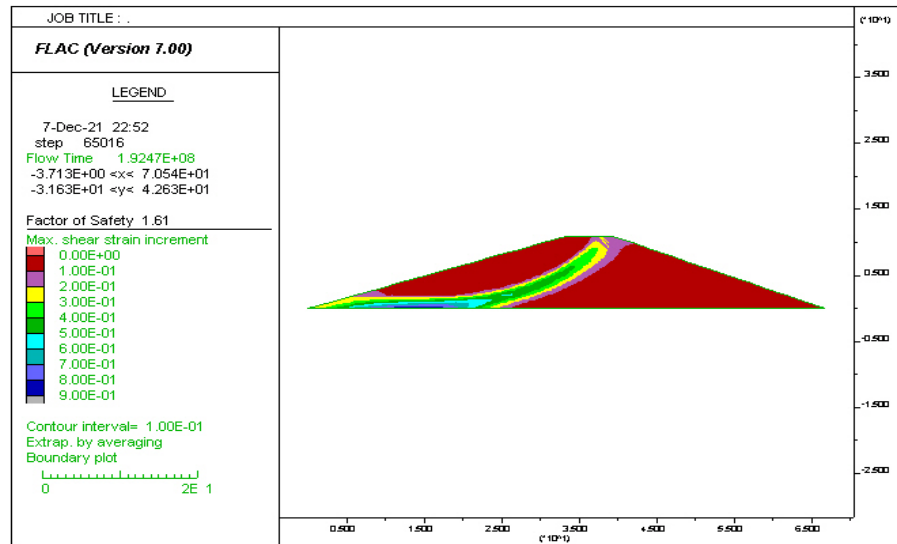


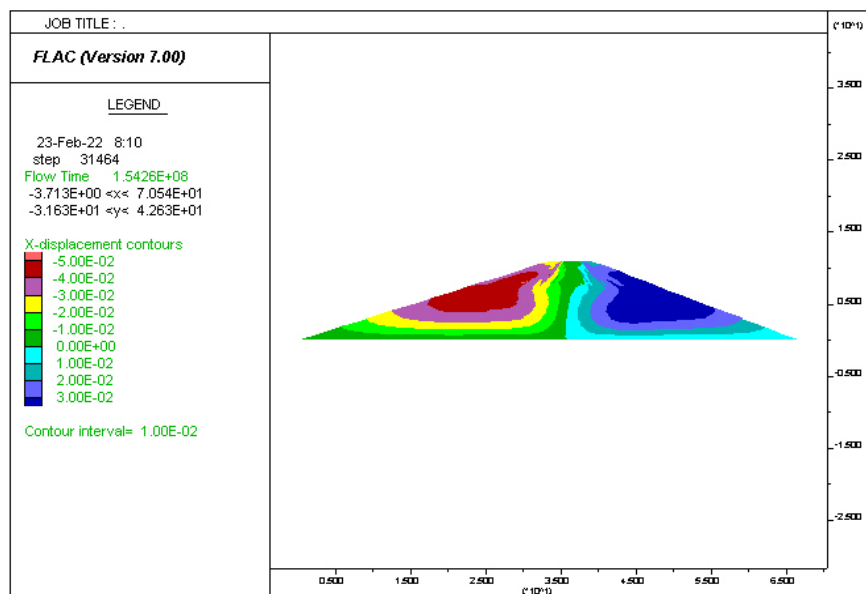
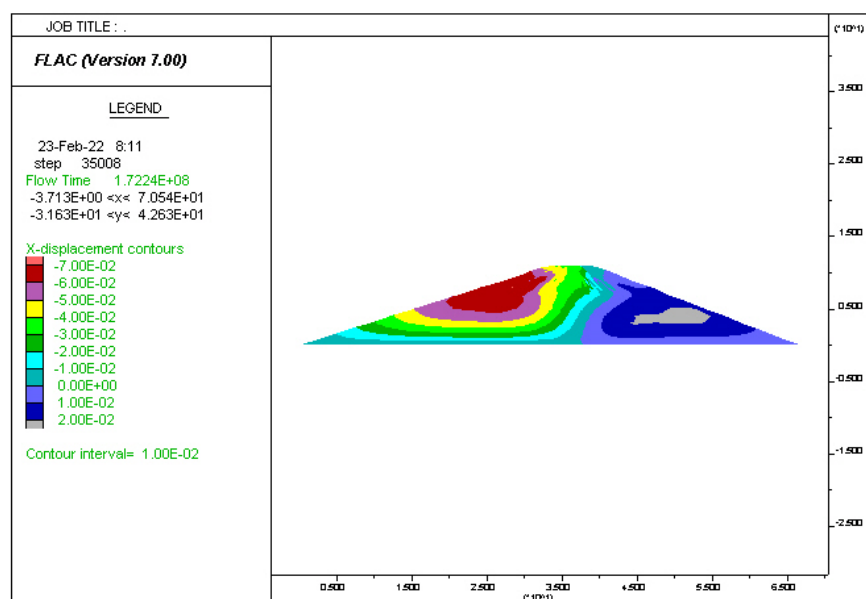
Figure 2.41 : Calcul du coefficient de sécurité en zone III de forte sismicité (A = 0.30).

L'analyse des contraintes de cisaillement pour cette situation sismique montre que les valeurs maximales sont obtenues aux pieds du parement amont. Nous constatons que ces contraintes augmentent avec le coefficient de zone et la diminution du coefficient de sécurité (tableau 2.9). En comparaison avec la situation de fin de construction et la situation normale, nous constatons que les contraintes de cisaillement maximales sont enregistrées pour la situation sismiques en zone de moyenne et forte sismicité ; ceci s'explique par la condition d'encastrement à la base qui fait augmenter les contraintes. La structure n'absorbe pas l'énergie sismique.

**Tableau 2.9 : Résultats de calcul de Fs et  $\tau_{\max}$  en situation sismique.**

A	$\tau_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Fs
A = 0.12	$4.10^{-1}$	2.26
A = 0.20	$6.10^{-1}$	1.92
A = 0.25	$7.10^{-1}$	1.76
A = 0.30	$9.10^{-1}$	1.61

Les figures 2.42 à 2.45 suivantes montrent la répartition des déplacements horizontaux dans le corps de la digue (talus amont et aval), pour différentes zones sismiques. Nous constatons que les déplacements horizontaux sont maximums en amont et augmentent avec l'intensité sismique (tableau 2.11). En comparaisant avec la situation normale d'exploitation, ces déplacements ont augmenté sous l'action sismique. Celle-ci étant dirigée vers l'amont.

**Figure 2.42 : Résultats des déplacements horizontaux en zone I de faible sismicité (A=0.12)****Figure 2.43 : Résultats des déplacements horizontaux en zone IIa de moyenne sismicité (A=0.20)**

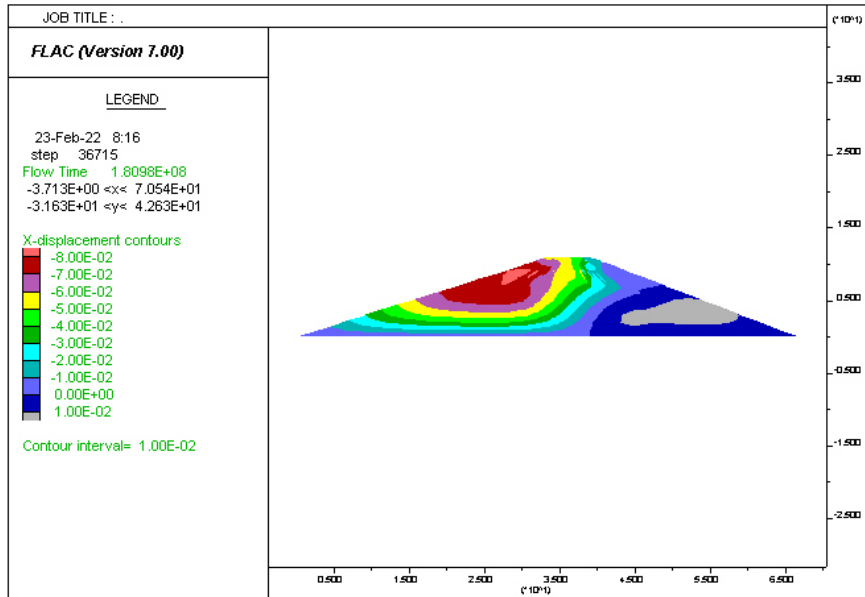


Figure 2.44 : Résultats des déplacements horizontaux en zone IIb de moyenne sismicité (A=0.25)

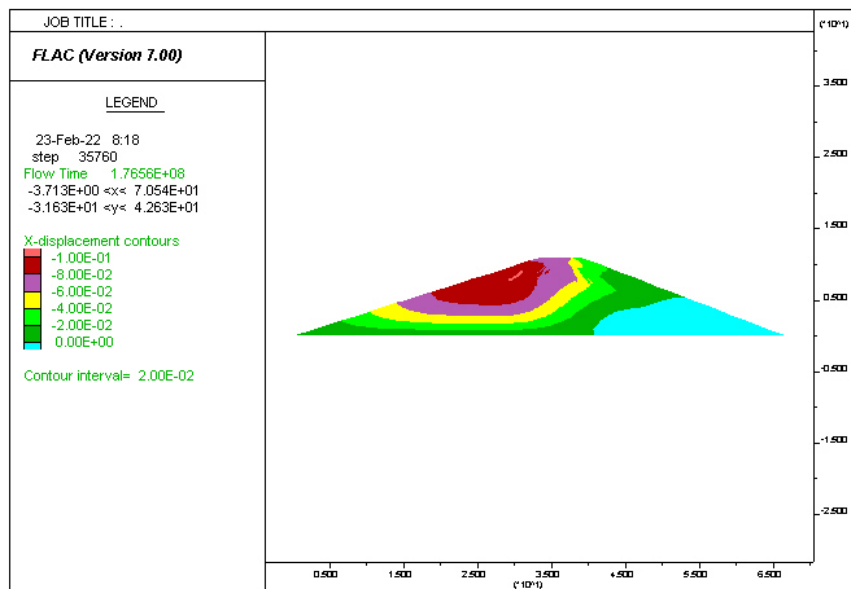


Figure 2.45 : Résultats des déplacements horizontaux en zone III de forte sismicité (A=0.30)

Pour les déplacements verticaux les figures de 2.46 à 2.49 montrent que les tassements sont équilibrés par le sens verticale (vers le haut) du séisme comme le confirme les résultats du tableau 2.11.

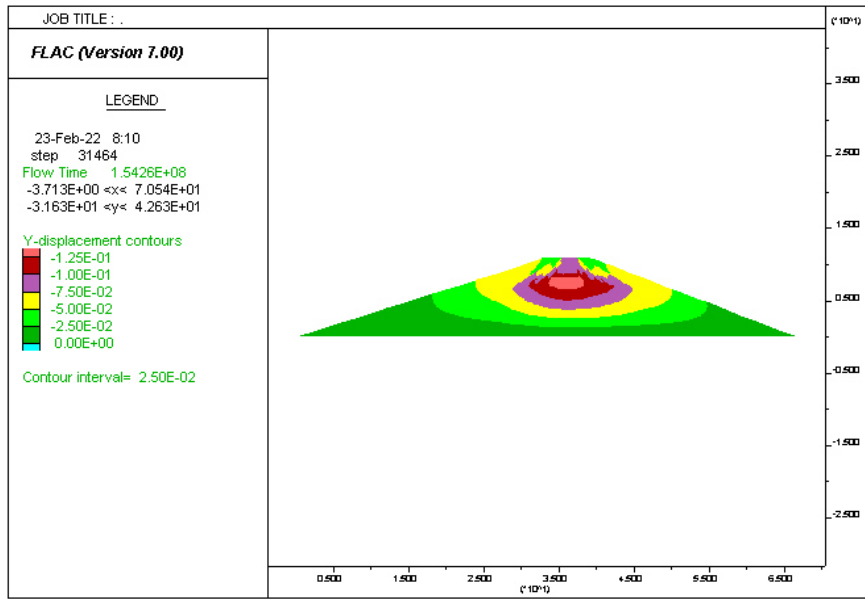


Figure 2.46 : Résultats des déplacements verticaux en zone I de faible sismicité ( $A=0.12$ )

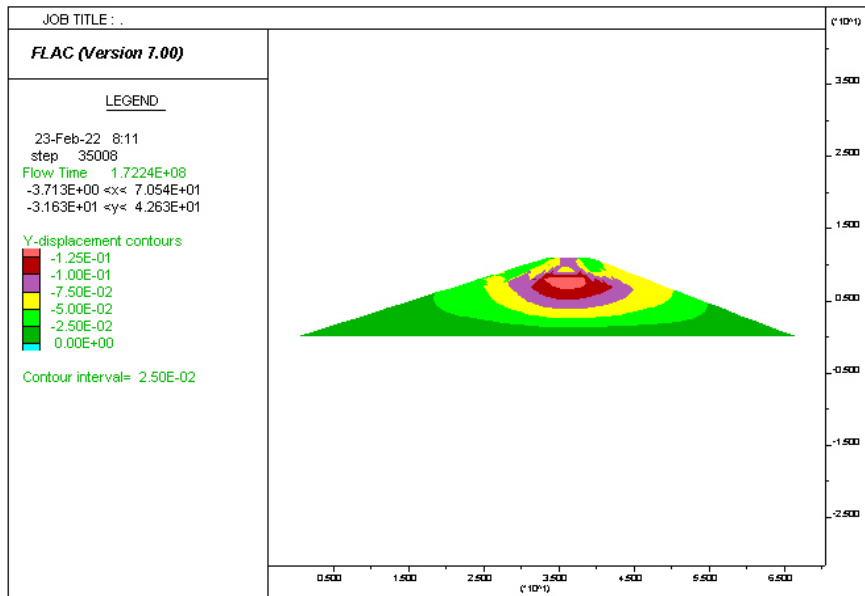


Figure 2.47 : Résultats des déplacements verticaux en zone IIa de moyenne sismicité ( $A=0.20$ )

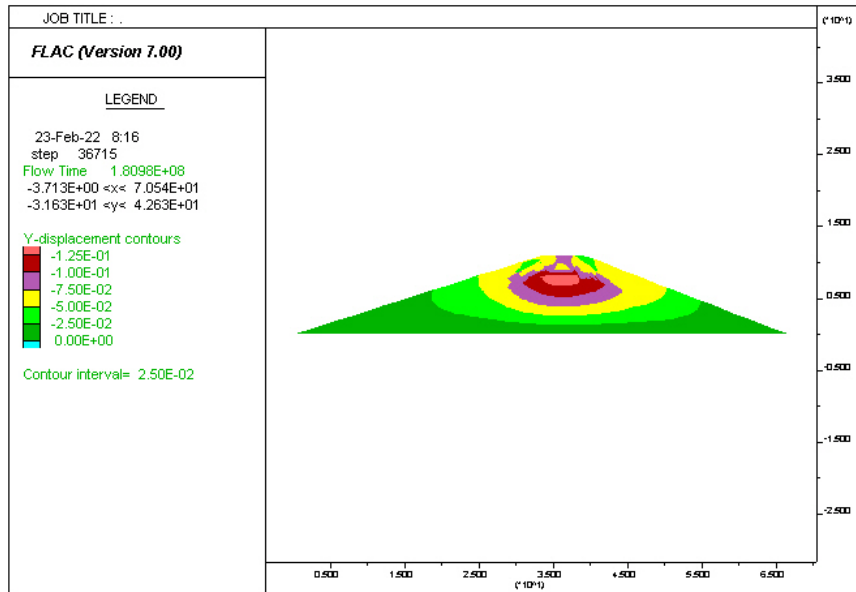


Figure 2.48 : Résultats des déplacements verticaux en zone IIb de moyenne sismicité (A=0.25)

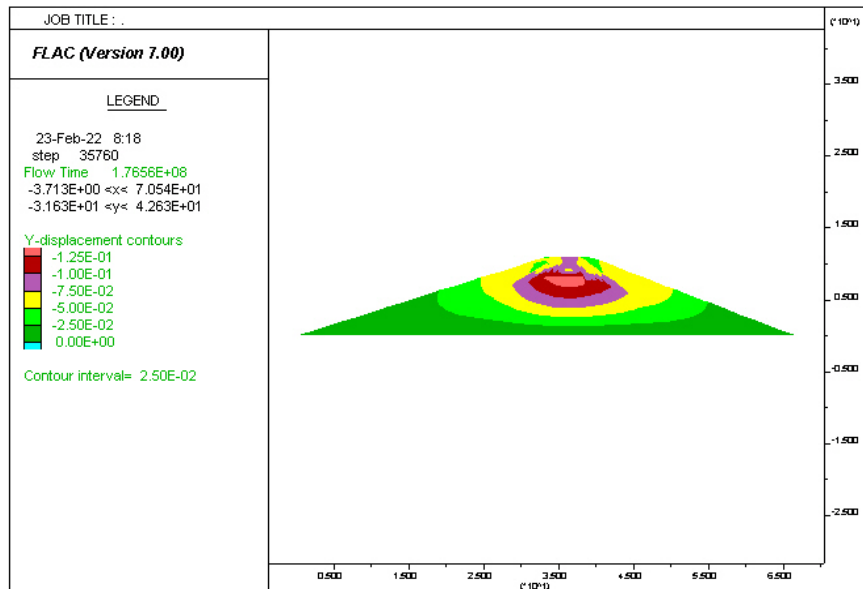


Figure 2.49 : Résultats des déplacements verticaux en zone III de forte sismicité (A=0.30)

Tableau 2.10 : Résultats de calcul des déplacements pour différentes zones sismiques.

Coefficient d'accélération sismique	d <sub>amont</sub> (cm)	d <sub>aval</sub> (cm)	d <sub>vert</sub> (cm)
A = 0.12	5	3	12.5.
A = 0.20	7	2	12.5
A = 0.25	8	1	12.5
A = 0.30	10	0	12.5

## 2.6. Influence de la variabilité des paramètres du sol sur le calcul du coefficient de sécurité

Traditionnellement et en bureaux d'études, l'analyse et le dimensionnement des barrages en terre conduits par les ingénieurs sont basés sur des approches déterministes en considérant les valeurs caractéristiques des paramètres du sol (cohésion et l'angle de frottement), comme nous l'avons effectué dans ce chapitre. Dans ces approches, les aléas et incertitudes affectant ces paramètres sont pris en compte de manière simplifiée, en se basant sur des valeurs moyennes et en introduisant un facteur de sécurité global. Ce facteur est souvent surestimé, car on ignore les incertitudes qui sont rattachées à la variabilité aléatoire de ces paramètres du sol. Cette variabilité est rattachée à l'extraction du matériau dans différentes zones d'emprunts et à sa mise en œuvre par compactage en couches successives.

Pour avoir une idée de la marge du coefficient de sécurité compte tenue des incertitudes liées à la cohésion  $C$  et angle de frottement  $\phi$ , nous avons généré ces paramètres par une loi de distribution normale conformément à la littérature (Moyeaux, 2017) à partir des valeurs moyennes considérées dans nos calculs et pour différents coefficient de variation (figures 2.50 et 2.51). Ensuite, nous avons déterminé les valeurs minimales moyennes et maximales, puis simulé le coefficient de sécurité par Flac 2D<sup>®</sup>.

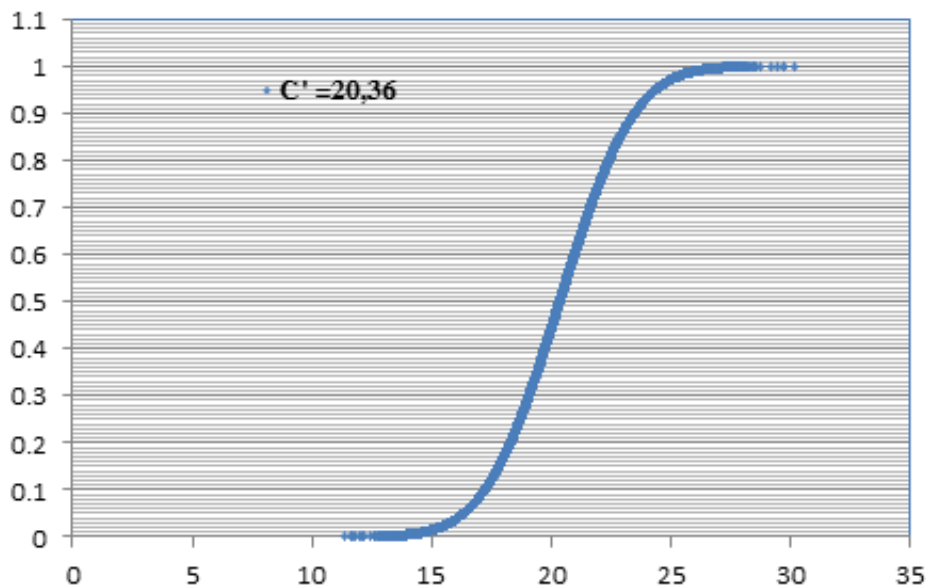


Figure 2.50 : CDF pour la cohésion pour  $cv=0.12$ .

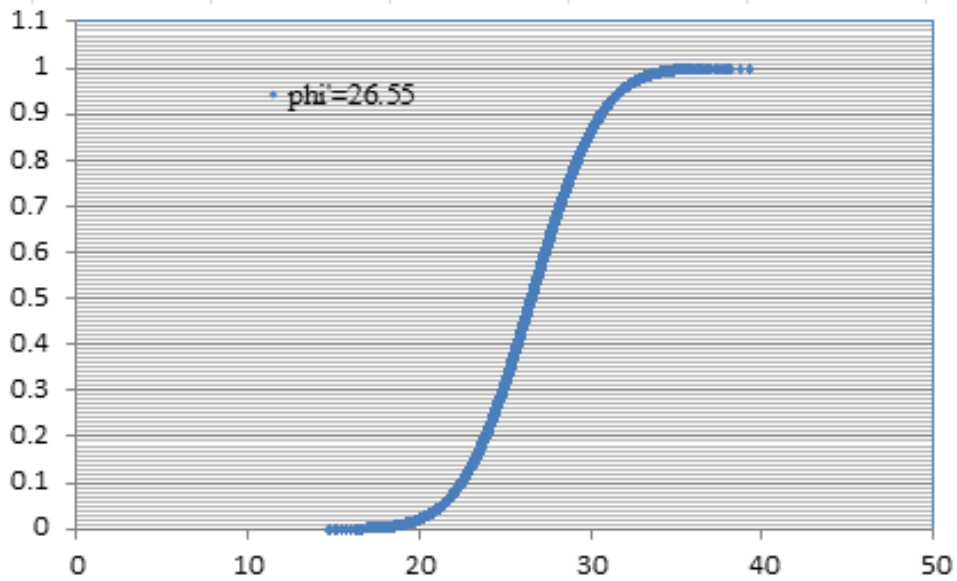


Figure 2.51 : CDF pour l'angle de frottement pour  $c_v=0.12$ .

Les tableaux 2.12 et 2.13 illustrent les valeurs du coefficient de sécurité  $F_s$  en fonction de la cohésion  $C'=16401.57\text{kN/m}^2$  et de l'angle de frottement  $\phi'=21.39^\circ$ , pour différents coefficient de variation  $C_v$ .

Tableau 2.11 : Coefficient de sécurité en fonction la cohésion  $C'$ .

	$C_v=0.12$		$C_v=0.15$		$C_v=0.20$	
	$C'$	$F_s$	$C'$	$F_s$	$C'$	$F_s$
<b>max</b>	26,154029	2,63	28,090969	2,73	32,001825	2,94
<b>moy</b>	16,37703	2,11	16,359239	2,11	16,351127	2,1
<b>min</b>	7,3961394	1,61	4,1138644	1,33	0,7149747	1,08

Tableau 2.12 : Coefficient de sécurité en fonction l'angle de frottement  $\phi'$ .

	$C_v=0.12$		$C_v=0.15$		$C_v=0.20$	
	$\phi$	$F_s$	$\phi$	$F_s$	$\phi$	$F_s$
<b>max</b>	34,092169	2,98	36,219276	3,15	41,717857	3,64
<b>moy</b>	21,30787	2,1	21,30787	2,1	21,332562	2,1
<b>min</b>	9,3976992	1,39	6,0188074	1,19	0,028785	0,87

Les résultats montrent l'importance de la variation du coefficient de sécurité en fonction de l'incertitude liée à la cohésion et à l'angle de frottement et de leur coefficient de variation, d'où l'intérêt d'aller vers une analyse fiabiliste.

## Conclusion

La modélisation de la digue homogène, faisant l'objet d'étude, est effectuée dans ce chapitre avec le logiciel FLAC2D<sup>®</sup>, en considérant la base encastrée. Les paramètres caractéristiques du sol (cohésion et angle de frottement) sont obtenus à partir des valeurs moyennes, pour une loi de distribution normale.

Les résultats de l'analyse de la stabilité de la digue sous FLAC2D<sup>®</sup> ont montré que les contraintes de cisaillement sont concentrées au niveau du parement aval pour les différentes situations (fin de construction, situation normale d'exploitation et situation niveau bas) et au niveau du parement amont pour la situation accidentelle sismique. Ces résultats sont bien conformes aux CFBR (2015). Par ailleurs, quel que soit la situation le plan de rupture est de forme circulaire. Notons que les valeurs maximales des contraintes de cisaillement sont enregistrées pour la situation sismique.

L'analyse de stabilité par le logiciel FLAC2D donne un facteur de sécurité supérieur à la valeur admissible pour les différentes situations du projet étudiées (Pouagatsch et Muller, 2000) ; ce qui conclut la stabilité de la digue.

Les déplacements maximums horizontaux sont enregistrés pour la situation sismique, étant donné que le sens de la composante horizontale de la force sismique est dirigé vers le talus amont. Quant aux déplacements verticaux (tassement), les valeurs maximums sont enregistrées au niveau de la crête pour la situation de fin de construction. Ces tassements sont dirigés vers le centre de la digue pour le reste des situations et la présence des pressions interstitielles provoque un regain de tassement. La présence du séisme provoque une légère perturbation de ces tassements. Par ailleurs l'intensité sismique n'a aucune influence sur les valeurs de ces tassements qui sont équilibrés par le sens de la composante verticale (vers le haut) du séisme.

Les déplacements verticaux nuls enregistrés au niveau de la base de la digue sont expliqués par la condition aux limites imposée ; ce qui nous laisse penser que une attention particulière doit être accordée à cet aspect ; d'où l'intérêt de libérer cette fondation et voir d'autres modes de conditions aux limites faisant intervenir son interaction avec le sol de fondation.

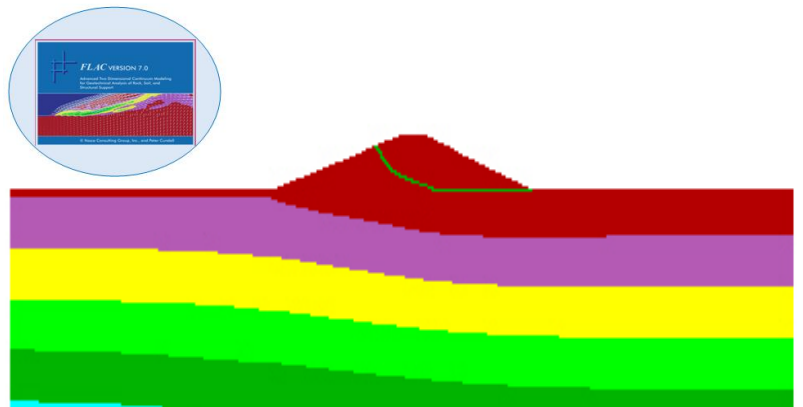
Enfin, l'analyse de l'influence de la variabilité aléatoire des paramètres du sol (cohésion et l'angle de frottement) nous a permis de constater l'importance de la variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion et de l'angle de frottement, d'où l'intérêt d'une analyse fiabiliste tenant compte des incertitudes liées à ces paramètres, pour mieux se rapprocher de la réalité.

---

## Chapitre 3

### *Calcul de la stabilité d'une digue homogène tenant compte de l'interaction sol-structure*

---



## Introduction

Le troisième chapitre a pour objectif l'analyse de la stabilité de la digue à base flexible, tenant compte de son interaction avec le sol de fondation. Plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature, nous nous intéressons particulièrement à la méthode directe. Celle-ci traite le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité. Le sol et la structure sont inclus dans le même modèle et analysés comme un système complet.

Le code de calcul FLAC2D<sup>®</sup> est utilisé pour analyser l'influence de l'interaction sol structure sur les résultats du coefficient de sécurité, les contraintes de cisaillement ainsi que les déplacements, en comparaison avec les résultats enregistrés pour le cas de la digue à base encastree.

### 3.1 Définition de l'interaction sol structure

D'un point de vue géométrique, l'interface sol-structure est définie comme la fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant. Les problèmes d'interaction sol-structure dépendent donc principalement du comportement de cette interface. Le terme interaction est très important puisqu'il met bien en évidence le fait que non seulement la nature du sol a une influence sur le comportement de la structure, mais aussi la structure a une influence sur le comportement du sol qui peut modifier ainsi les composantes de la sollicitation.

### 3.2 Bases de l'interaction sol-structure

#### 3.2.1. Interaction cinématique

On peut l'expliquer par le mouvement de terrain, dont le milieu se déforme en continu et ses déformations sont liées à la raideur des couches des sols (figure 3.1).

Une fondation (profonde superficielle, ou toute autre géo-structure) qui présente une raideur différente de celle du sol et ne suit pas exactement les déformations du milieu environnant.

**L'ISS cinématique** a trois causes principales

- La rigidité de la fondation à la base l'empêche de s'adapter aux déformations en champ libre, même pour les fondations non-pesantes
- Encastrement – Variation du mouvement du sol avec la profondeur (Mouvement de sol qui diminue avec la profondeur).
- Diffusion d'ondes Propagation verticales des ondes de cisaillement peut provoquer un basculement et une translation.

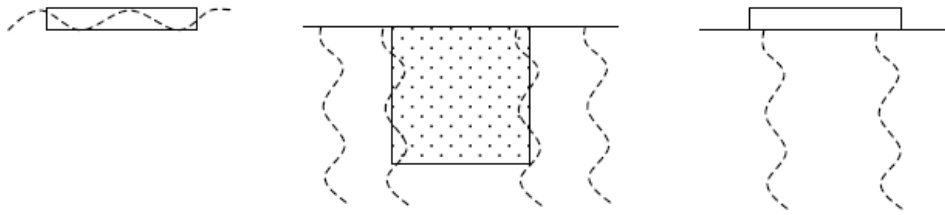


Figure 3.1 : Interaction cinématique (Belhadj, USTHB)

### 3.1.2 Interaction inertielle

Résulte de la déformabilité des sols. Si un sol n'est pas rigide il se déforme sous l'action des sollicitations provenant des structures portées (figure 3.2).

L'effet majeur de l'interaction inertielle est le basculement de la structure. Son importance relative est plus grande pour des structures raides, telles que structures contreventées par des murs de grande longueur, ou des structures massives posées au sol (réservoirs, centrales nucléaires).

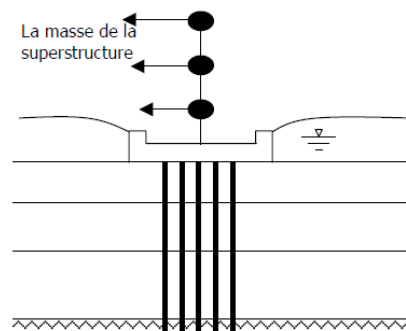


Figure 3.2 : Interaction inertielle (Belhadj, USTHB).

## 3.3. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure

Pour étudier l'interaction sol-structure, il y a principalement trois catégories de méthodes qui sont respectivement **les méthodes directes**, **les méthodes de sous-structures** et **les méthodes hybrides**

### 3.3.1 Méthodes directes

Dans la méthode directe, appelées aussi méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité, le sol et la structure sont inclus dans le même modèle et analysés comme un système complet (figure 3.3), le calcul est effectué en une seule

étape par résolution direct de l'équation du mouvement (équation 3.1) dans l'ensemble du système sol-structure :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \quad 3.1$$

Avec :

M : matrice de masse ;

C : matrice d'amortissement ;

K : matrice de raideur ;

U : le vecteur de déplacement du système ;

F : le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

Pour résoudre ce système d'équation, on fait recours aux méthodes numériques (méthodes des éléments finis) parce que sa résolution directe est très complexe.

L'un des avantages principaux des méthodes directes est leur capacité d'intégrer dans le modèle numérique les hétérogénéités matérielles du sol et de la structure, les singularités géométriques du problème, et les lois de comportement bien adaptées pour la prise en compte des non linéarités dans le sol ou à l'interface sol-fondation du système. Ces méthodes requièrent une discrétisation plus étendue du massif de sol supportant la fondation afin de minimiser la réflexion numérique sur la frontière qui sollicite une nouvelle fois la structure.

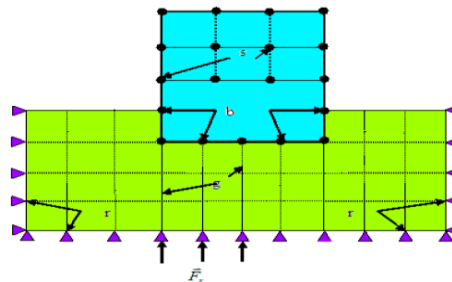


Figure 3.3 : Méthode directe (bou-mehdi, 2017)

### 3.3.2 Méthodes de sous-structures

Les méthodes de sous-structures, appelées aussi **Approche découplée**, contrairement aux méthodes directes, se basent sur la décomposition du problème global en plusieurs sous-problèmes plus simples à traiter (figure 3.4). Cette méthode est basée sur le principe de superposition en découplant les analyses *cinématique et inertielle*. Il est à noter que ces méthodes, comme tout problème de superposition, ne sont applicables que pour des problèmes entièrement linéaires.

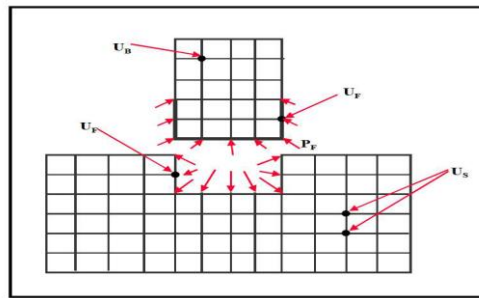


Figure 3.4 : Approche découplée (bou-mehdi, 2017)

### 3.3.3 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides consistent à utiliser une combinaison des deux autres méthodes vues plus haut en profitant des avantages de chacune. Ainsi les méthodes hybrides visent à décomposer le système en deux sous-domaines (figure 3.5). Le premier sous domaine le champ lointain est suffisamment loin de la fondation pour être considéré élastique. Son comportement peut alors être régi par les impédances dynamiques. Le deuxième sous-domaine : le champ proche est quant à lui considéré comme ayant un comportement non-linéaire. Nous allons même jusqu'à considérer qu'il englobe toutes les non-linéarités et hétérogénéités du problème. Ce domaine fini peut être traité par exemple avec la méthode des éléments finis.

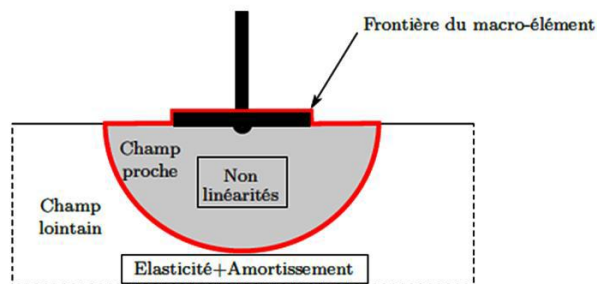


Figure 3.5 : Méthode hybride (bou-mehdi, 2017)

## 3.4 Application au cas d'étude

Nous proposons dans cette application l'étude de la stabilité de la digue homogène ayant fait l'objet du deuxième chapitre, tenant compte de l'effet du sol. D'un point de vue géométrique, *le sol à modéliser sera inclus dans le même modèle que la digue et les deux massifs seront analysés comme un système complet.*

### 3.4.1. Présentation de l'ouvrage et des matériaux

- **Géométrie**

La géométrie est défini par la digue traité au deuxième chapitre et du massif d'une profondeur  $H'$  égale à 4 fois la hauteur  $H$  de la digue et une largeur  $B$  égale à trois fois la largeur de la digue (figure 3.6). Les dimensions du massif sont définies conformément à l'article de Mestat (1997).

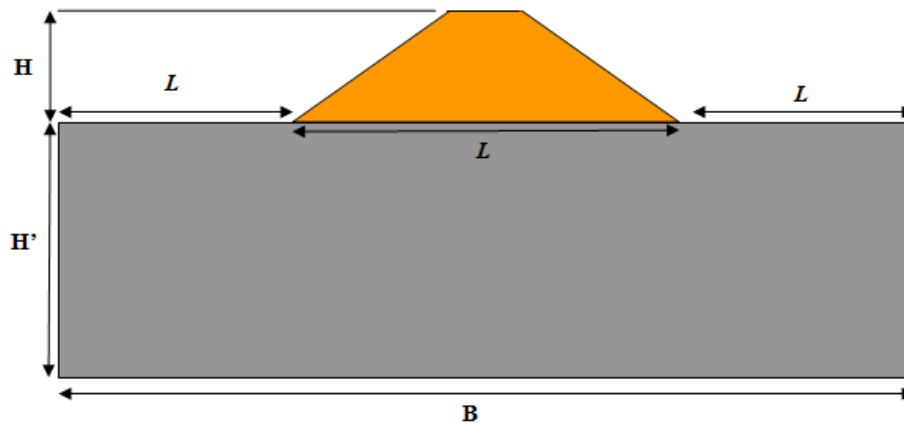


Figure 3.6 : Schéma descriptif de l'une digue tenant compte de l'interaction sol-structure.

Les caractéristiques géométriques de système sont présentées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 Caractéristiques géométriques de la digue.

Paramètres	Valeurs	Unités
Largeur du socle	198,83	m
Hauteur de la digue H	11,00	m
Hauteur du socle H'	44	m
Largeur de la digue	66,83	m
Longueur du drain l	20	m

Les caractéristiques du massif sont illustrées dans le tableau 3.2 (Mouyeaux, 2017) :

Tableau 3.2 : Valeurs caractéristiques des paramètres du massif.

Symbole	Désignation du paramètre	Valeur caractéristique	unité
$\gamma_h$	Masse volumique humide	1980.0	kg/m <sup>3</sup>
Cu	Cohésion non drainée du sol	8900	N/m <sup>2</sup>
$\Phi_u$	Angle non drainée du sol	34.8	°
$\Psi$	Angle de dilatation	0	°
Y	Coefficient de Poisson	0.41	-
K	Module volumique	4.42176E7	N/m <sup>2</sup>
G	Module de cisaillement	1.69173E7	N/m <sup>2</sup>
G	Gravité	9.81	m/s <sup>2</sup>
$\Gamma_w$	Masse volumique de l'eau	1000.00	kg/m <sup>3</sup>

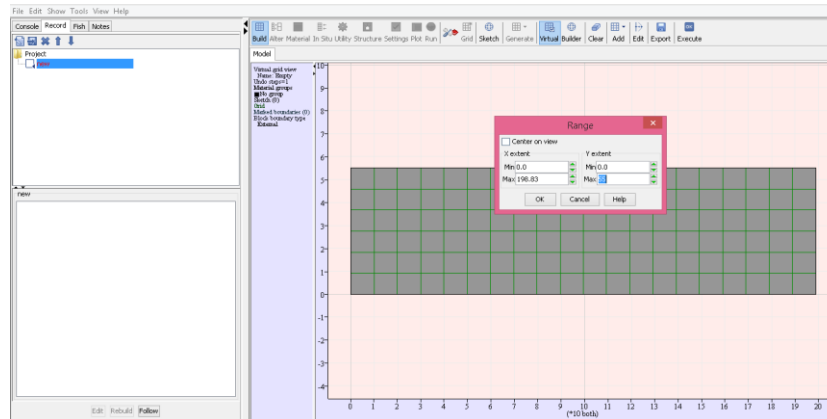
### 3.5 Etapes de modélisation sous FLAC 2D©

Nous présentons dans ce qui suit les principales étapes de modélisation de la digue en terre. Les étapes non définies sont identiques à la première modélisation (chapitre 2)

### Etape 02 : Définition de la géométrie du système

Une géométrie approchée de la digue est créée en introduisant sa longueur (L=198,83 m) et la hauteur (H=55) par le menu suivant (figure ,3.7)

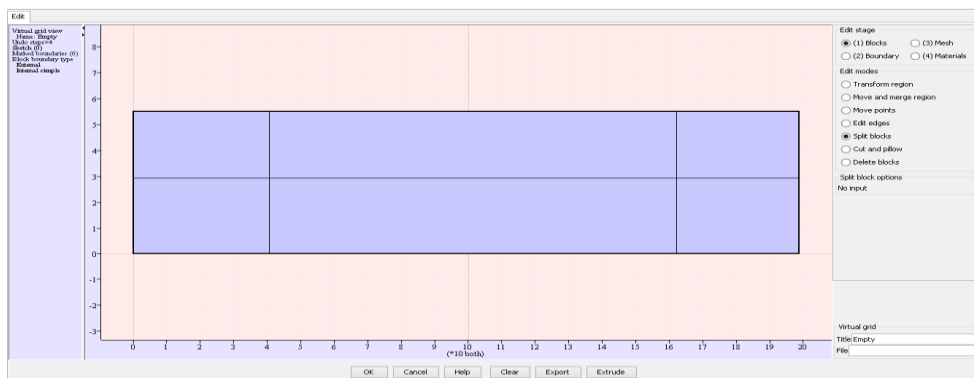
**Build → Virtual → Add → simple**



**Figure 3.7 : Géométrie approchée de la digue.**

Pour pouvoir modifier la géométrie on la répartie en sous blocs (figure 3.8), en utilisant la commande :

**Edit → Blocks → split blocks**



**Figure 3.8 : Devisions la géométrie en block**

On supprime les blocks qui ne sont pas utiles pour se rapprocher d'avantage de la géométrie définie (figure 3.9), en utilisant la commande :

**Edit → Blocks → splitblocks → delete blocks**

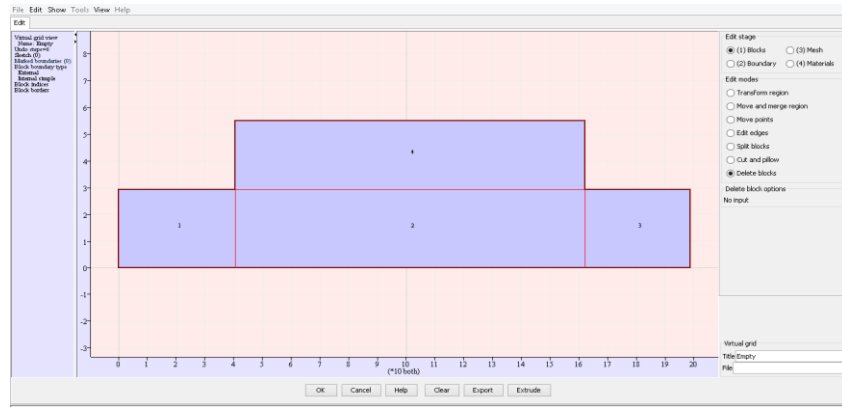


Figure 3.9 : Suppression des blocks.

On introduit les coordonnées des nœuds de la crête (figure 3.10) en utilisant la commande :

**Edit → Blocks → Editadges**



Figure 3.10 : Introduction des coordonnées des nœuds de la crête.

➤ **Etape 03 : Définition des conditions aux limites**

Les conditions d'encastrement sont définies à la base du socle et appuis simple aux extrémités (figure 3.11). Ces conditions sont imposées par la commande suivante :

**Edit → Boundary → automatic Boundary cond.**

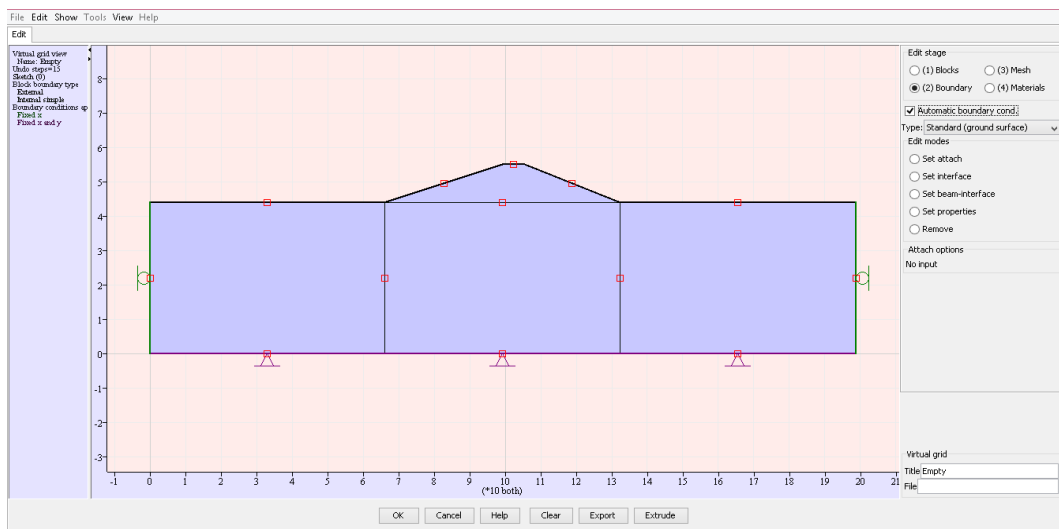


Figure 3.11: Condition aux limites.

### ➤ Etape 04 : génération du maillage

La commande manuelle est utilisée. Un maillage raffiné est défini pour la digue (1x0.3) et un maillage grossier est défini pour socle (10mx10m) (figure 3.12). La commande utilisée pour chaque bloc est :

**Edit → mesh → zone size (manual) → Execute.**

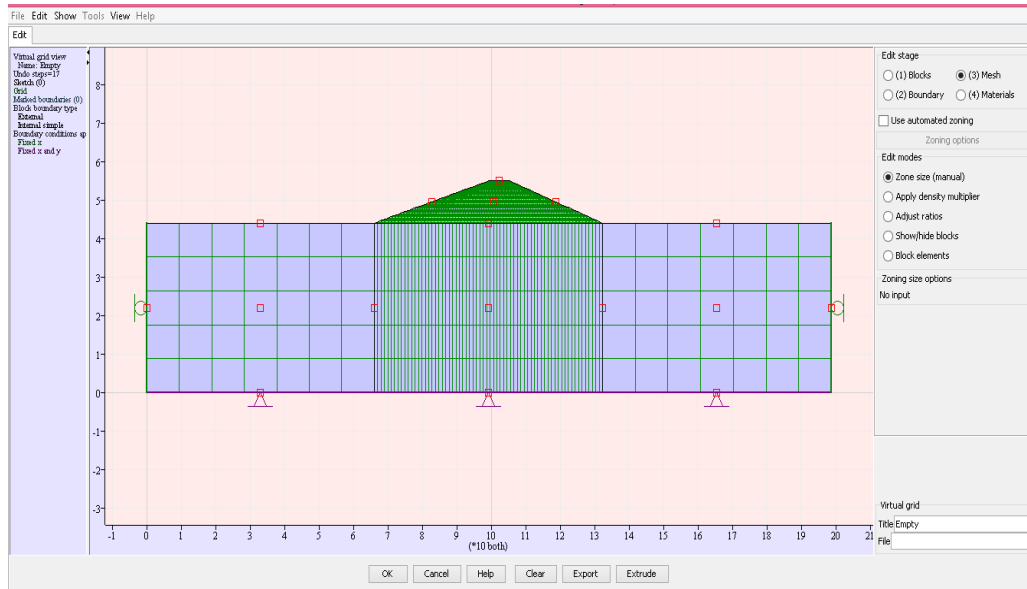


Figure 3.12 : Génération du maillage

### ➤ Etape 05 : Génération du maillage

On sépare la digue et le socle par une ligne que l'on trace à l'interface de ces derniers (figure 3.13), afin que l'on puisse définir pour chacune des zones ses paramètres caractéristiques. La commande utilisée est la suivante :

**Alter → shape → line → generate**

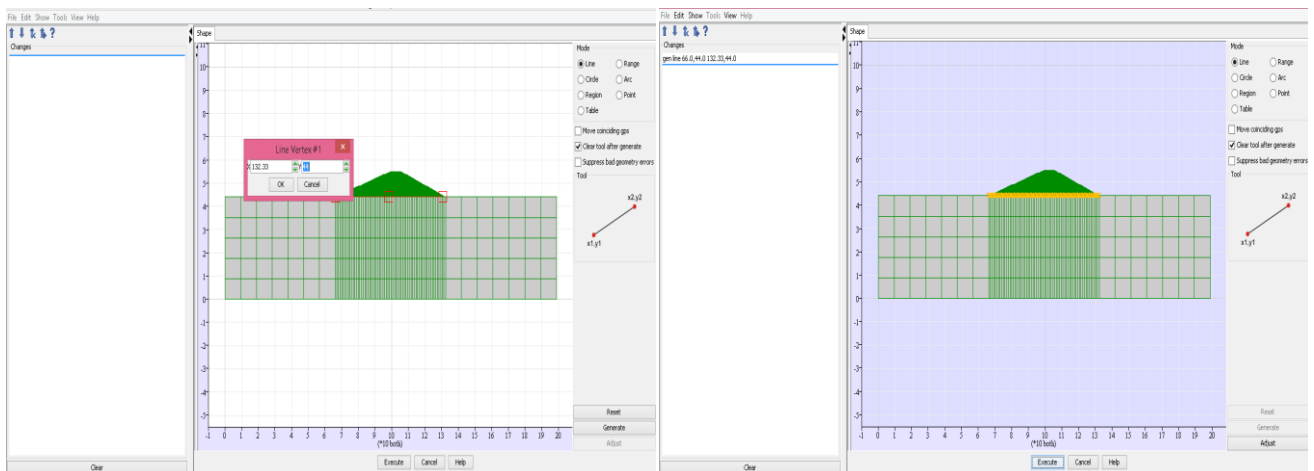


Figure 3.13 : Séparation de la digue et le socle

La géométrie créée est ainsi enregistrée, exportée dans le dossier créé initialement puis exécutée. Un programme relatant les différentes étapes élaborées est affiché sur le menu raccord avec la géométrie définitive (figure 3.14).

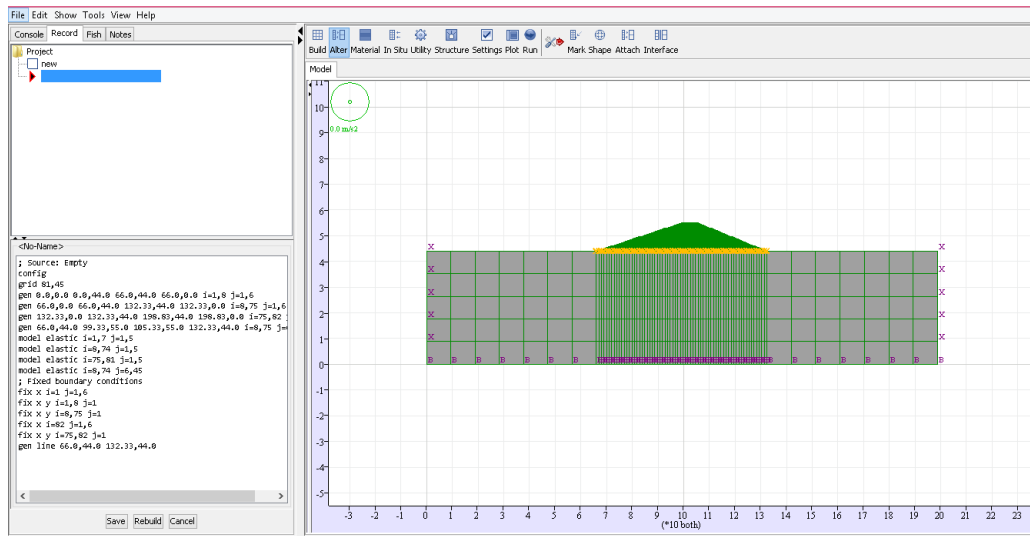


Figure 3.14 : Génération définitive.

Par procédé analogue au deuxième chapitre, nous exécutons les étapes 5 jusqu'à 8, l'interface du logiciel FLAC2D<sup>®</sup> nous permet de visualiser la géométrie de l'ensemble du système (digue-socle), son maillage, les conditions aux limites appliquées ainsi que les pressions assignées (figure 3.15) :

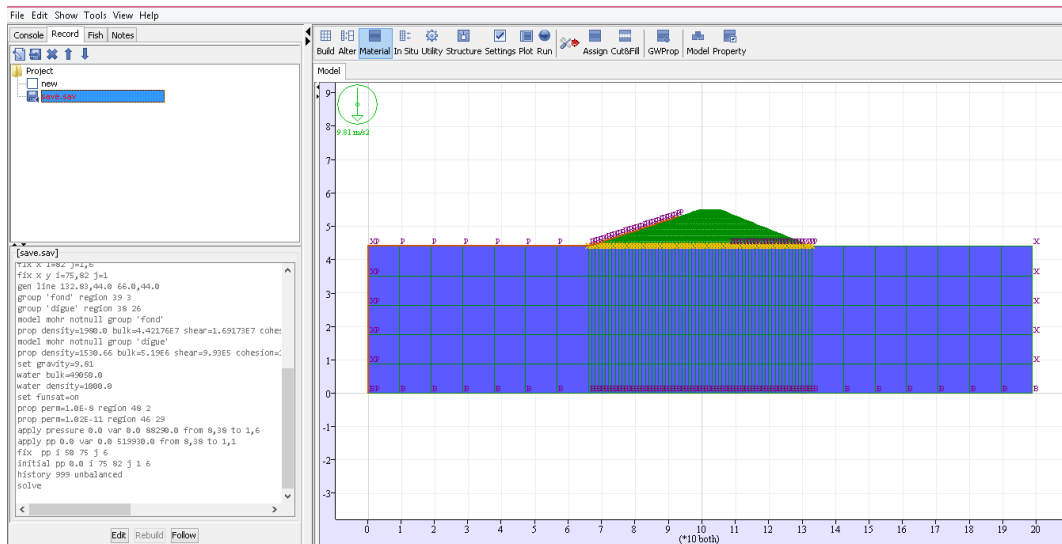


Figure 3.15 : Géométrie et maillage de la digue.

Un programme en langage FISH relatant les différentes étapes de modélisation sous FLAC2D<sup>®</sup> est affiché (figure 3.16). Ce programme, donné ci-après, est bien sûr accessible à toutes modifications qui s'avèrent nécessaires.

```

; Source: Empty
; Grid file: mesh.grd
conffgflow extra 10
grid 81,45
gen 0.0,0.0 0.0,44.0 66.0,44.0 66.0,0.0 i=1,8 j=1,6
gen 66.0,0.0 66.0,44.0 132.83,44.0 132.83,0.0 i=8,75 j=1,6
gen 132.83,0.0 132.83,44.0 198.83,44.0 198.83,0.0 i=75,82 j=1,6
gen 66.0,44.0 99.33,55.0 105.33,55.0 132.83,44.0 i=8,75 j=6,46
model elastic i=1,7 j=1,5
model elastic i=8,74 j=1,5
model elastic i=75,81 j=1,5
model elastic i=8,74 j=6,45
; Fixed boundary conditions
fix x i=1 j=1,6
fix x y i=1,8 j=1
fix x y i=8,75 j=1
fix x i=82 j=1,6
fix x y i=75,82 j=1
gen line 132.83,44.0 66.0,44.0
group 'fond' region 39 3
group 'digue' region 38 26
modelmohrnotnull group 'fond'
prop density=1980.0 bulk=4.42176E7 shear=1.69173E7 cohesion=8900.0 friction=34.8 dilation=0.0 tension=0.0 notnull group 'fond'
modelmohrnotnull group 'digue'
prop density=1530.66 bulk=5.19E6 shear=9.93E5 cohesion=16401.56 friction=21.39 dilation=0.0 tension=41877.48 notnull group
'digue'
set gravity=9.81
water bulk=49050.0
water density=1000.0
setfunst=on
prop perm=1.0E-8 region 48 2
prop perm=1.02E-11 region 46 29
apply pressure 0.0 var 0.0 88290.0 from 8,38 to 1,6
applypp 0.0 var 0.0 519930.0 from 8,38 to 1,1
fix ppi 50 75 j 6
initialpp 0.0 i 75 82 j 1 6

```

Figure 3.16 : Programme sous FLAC2D.

### 3. 5. Résultats et interprétations

#### 3.5.1. Situation de fin de construction

Le résultat de calcul du coefficient de sécurité  $F_s$  pour la situation de fin de construction est illustré par la figure 3.17. Ces résultats montrent qu'en tenant compte de l'interaction sol-structure le coefficient de sécurité a diminué ( $F_s=4,55$ ), en comparaison avec les résultats obtenus dans le cas de la digue à base encastree et les contraintes maximales de cisaillement au niveau du talus aval ont augmenté et atteignent une valeur maximale  $\tau_{\max} = 5 \cdot 10^{-6} \text{ kN/m}^2$  (tableau 3.3).

Nous constatons que le plan de rupture est toujours de forme circulaire avec rayon plus important et une partie de la fondation est déstabilisée. Nous remarquons également la participation d'une partie du massif aval au mouvement. *Le fait de libérer les conditions aux limites à la base de la digue engendre une redistribution des contraintes de cisaillements au-delà des frontières vers la fondation.*

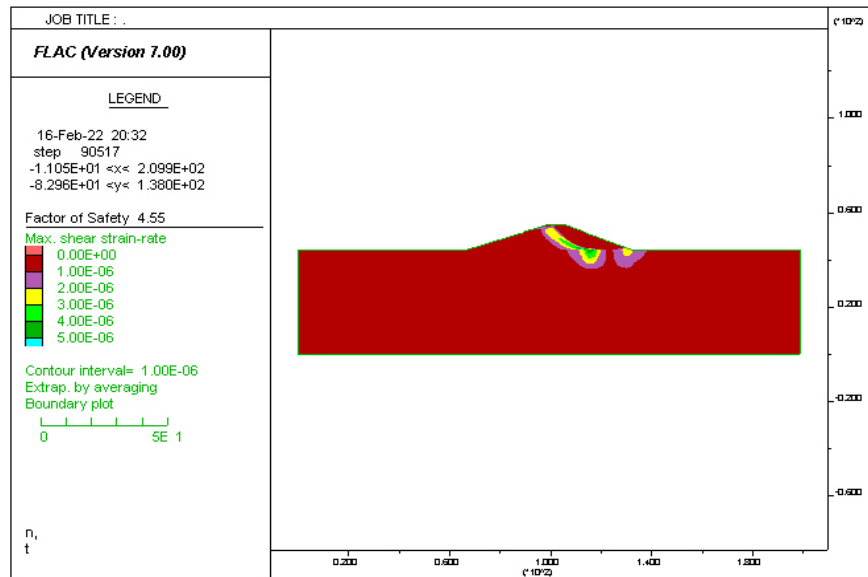


Figure 3.17 : Résultats de Fs et  $\tau_{max}$  pour la situation de fin de construction.

Tableau 3.3 : Confrontation des résultats de Fs et  $\tau_{max}$ .

Situation de fin de construction	Base rigide	avec interaction
Coefficient de sécuritéFs	5,06	4,55
Contrainte de cisaillement $\tau_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$3 \cdot 10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-1}$

La figure 3.18 illustre les contours des déplacements horizontaux tenant compte de l'interaction sol structure. Nous remarquons que les déplacements maximums sont atteints aux pieds des talus (dans le massif) symétriquement. La valeur du déplacement maximum est de 7.5cm, supérieur au déplacement maximum enregistré pour la digue encastree (tableau 3.4).

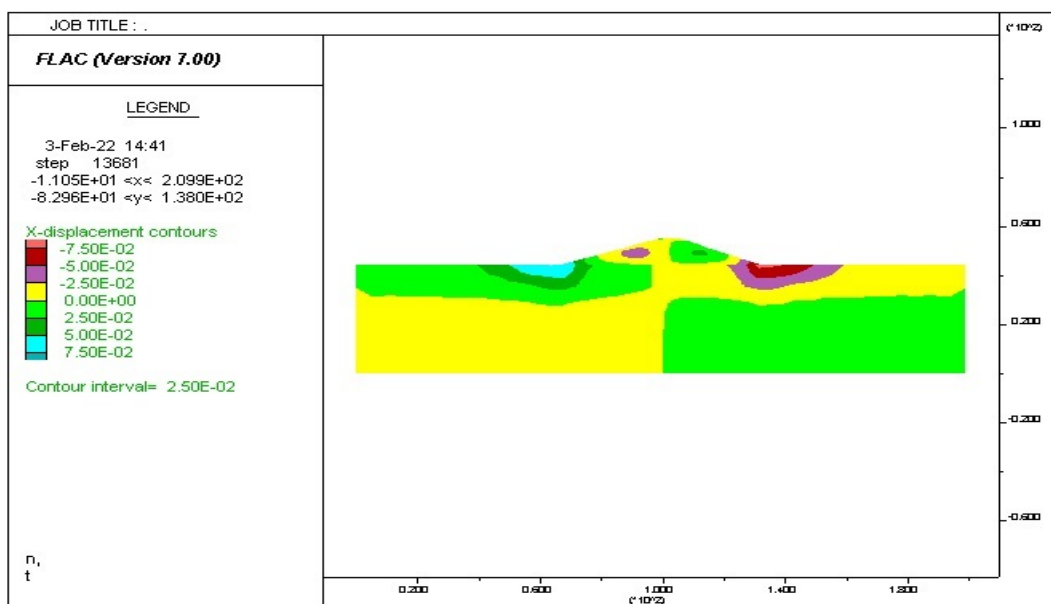


Figure 3.18 : Contour des déplacements horizontaux (situation de fin de construction).

Le contour des déplacements verticaux, tenant compte de l'interaction sol structure, est représentés dans la figure 3.19. Nous constatons que ces déplacements verticaux sont plus importants comparés au cas de la digue encastree (tableau 3.4) ou on remarque le même phénomène de tassement qui se poursuit même dans le massif rocheux sous la digue modifiant les contraintes géostatiques. *On reconnaît l'évolution des contours des déplacements en profondeur mise en évidence par coulomb.*

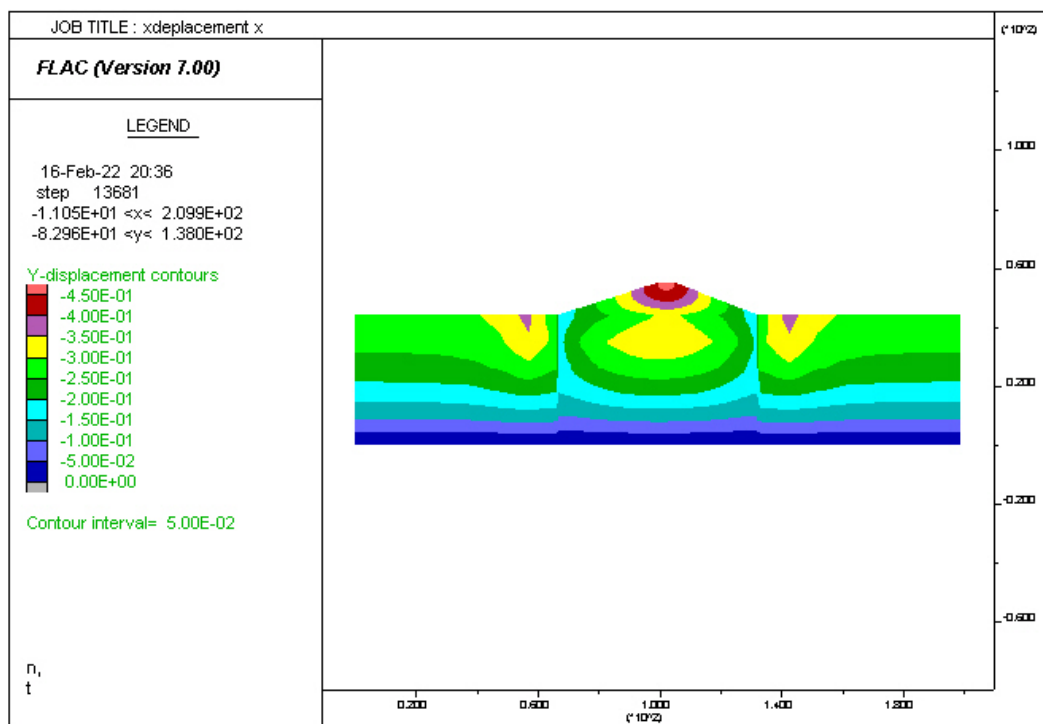


Figure 3.19 : Contour des déplacements verticaux (situation de fin de construction).

Tableau 3.4 : Résultats des déplacements.

situation de fin de construction	Base rigide	Avec interaction
$d_{\max}$ amont (cm)	4	7.5
$d_{\max}$ aval (cm)	5	7.5
Tassements (cm)	15	4.5

### 3.5.2. Situation d'exploitation normale

Le résultat de calcul du coefficient de sécurité en situation normale d'exploitation a donné une valeur de  $F_s = 2.19$ . Cette valeur a augmentée en comparaison avec la digue à base rigide, ce qui a induit une diminution de la contrainte maximale de cisaillement, soit  $\tau_{\max} = 1.10 \cdot 10^{-6}$  (tableau 3.5). Nous constatons également que ces contraintes sont concentrées au pied du talus aval mais en fondation, or le sol de fondation a une meilleure caractéristique physique et mécanique ; ce qui lui permet de dissiper mieux l'énergie de la déformation. Aussi la libération des conditions rend la structure souple et amortie les déplacements ; et tout cela explique l'augmentation de coefficient de sécurité en comparant avec la digue à base rigide.

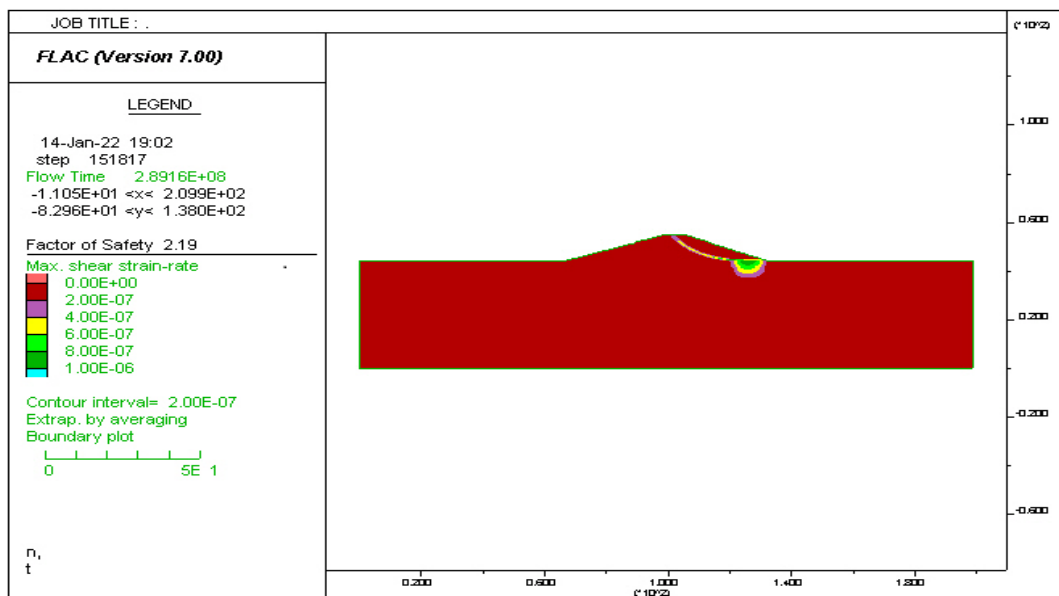


Figure 3.20 : Zone de contraintes maximales de cisaillements « situation de niveau normale d'exploitation ».

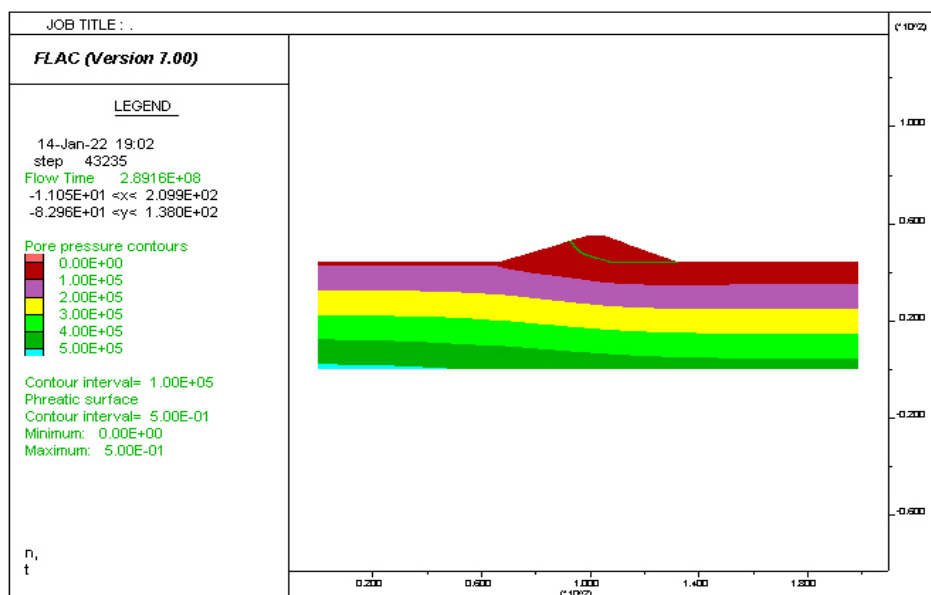


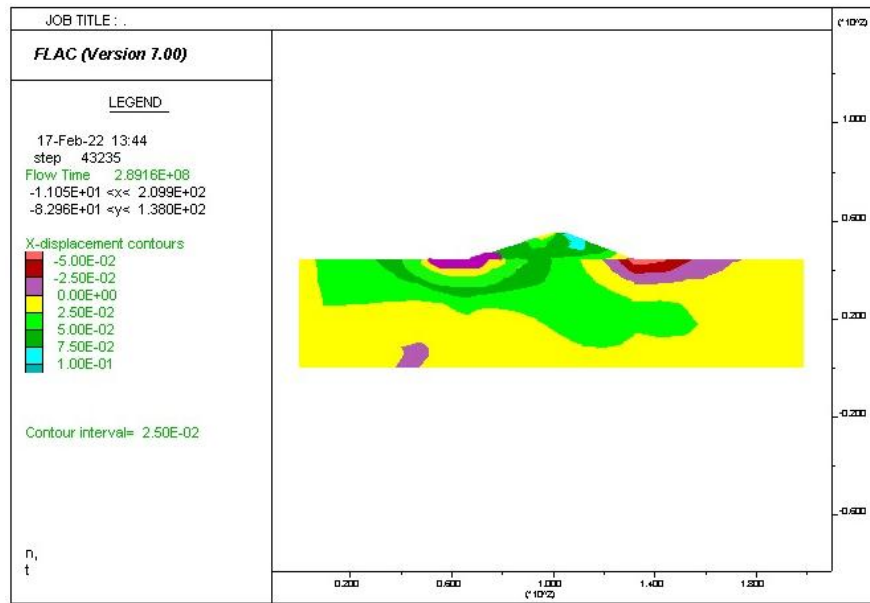
Figure 3.21 : Ligne de saturation « situation normale d'exploitation ».

Tableau 3.5 : Résultats de Fs et  $\tau_{max}$

situation de fin de construction	Base rigide	avec interaction
coefficient de sécurité fs	2.11	2.19
contrainte de cisaillement $\tau_{max}$	$4 \cdot 10^{-1}$	$1 \cdot 10^{-6}$

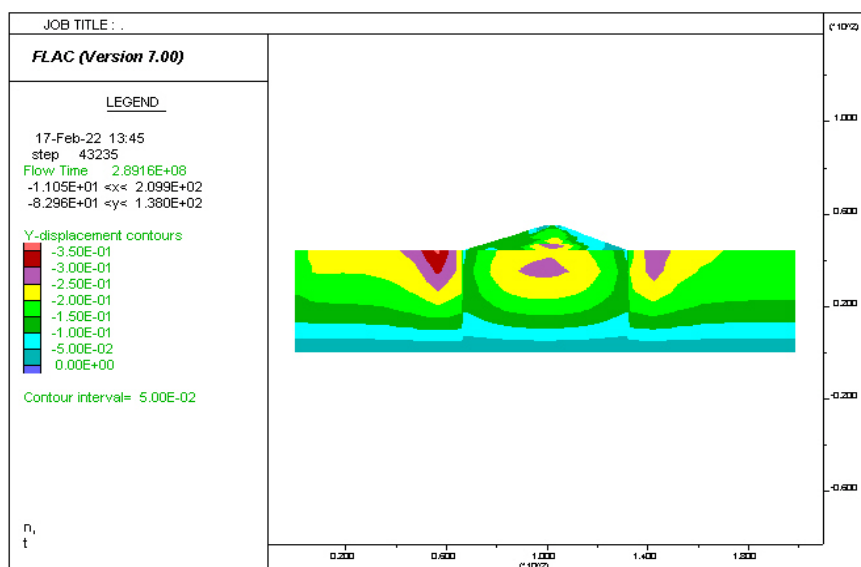
Les déplacements horizontaux (suivant x) sont représentés par la figure 3.22. La plage des couleurs montre que le déplacement maximum sont concentrés au niveau du talus aval et atteignent une valeur maximale de 10cm au centre du talus aval (corps de glissement). Ces déplacements ont augmenté (tableau 3.6) tenant compte de l'interaction sol structure. Enregistre également des déplacements important au pied du talus aval dans le massif.

*Le socle rocheux agit comme un support flexible pour la structure. Il est libéré donc il subit la déformation et le déplacement augmente.*



**Figure 3.22 : Contour des déplacements horizontaux (situation de niveau normale d'exploitation)**

Le contour des déplacements verticaux (figure 2.23) montre que les déplacements maximums sont dirigés vers l'intérieur car le socle subit de tassements sous la charge de la digue et on enregistre des tassements plus importants compte tenu de l'interaction avec le sol (tableau 3.6) la valeur maximale enregistré est de 35 cm.



**Figure 3.23 : Contour des déplacements verticaux (situation de niveau normale d'exploitation).**

Tableau 3.6 : Résultats des déplacements.

situation de fin de construction	Base rigide	Avec interaction
$d_{\max}$ amont (cm)	2	7.5
$d_{\max}$ aval (cm)	6	10
Tassements (cm)	1	35

### 3.5.3. Situation d'exploitation niveau bas

La figure 2.24 montre que le coefficient de sécurité obtenu  $F_s=2.19$  est inférieur au cas de la digue à base encadrée (tableau 3.7). Toutefois les contraintes de cisaillement ont diminué en présence du massif.

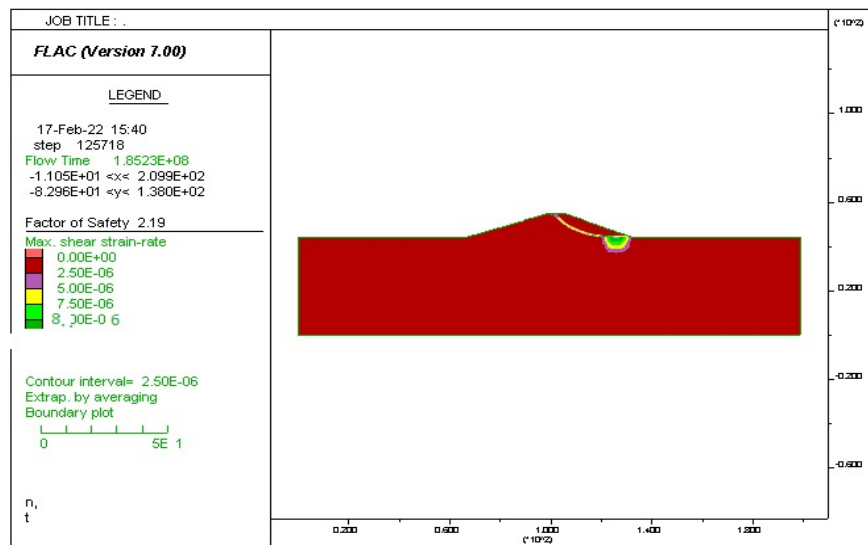


Figure 3.24 : Zone de contraintes maximales de cisaillements « situation de niveau bas ».

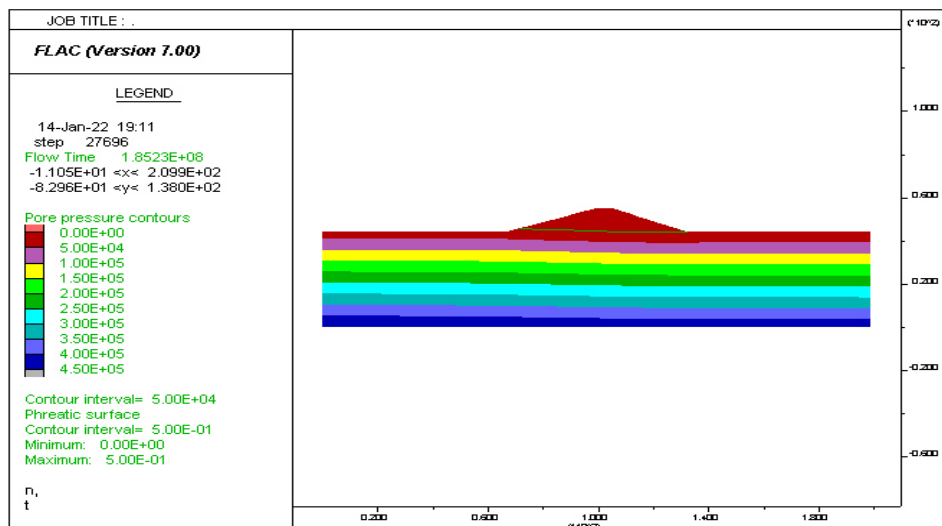


Figure 3.25 : Ligne de saturation « situation niveau bas».

Tableau 3.7 : Résultats de Fs et  $\tau_{\max}$

situation de fin de construction	Base rigide	Avec interaction
coefficient de sécurité fs	2.24	2.19
contrainte de cisaillement $\tau_{\max}$	$4.10^{-1}$	$8.10^{-6}$

La figure 2.26 montre que les déplacements maximums horizontaux sont symétriques par rapport au corps de la digue et le déplacement maximum est enregistré dans le massif et atteint une valeur plus importante soit 7.5cm, compte tenu de l'interaction avec le sol (tableau 3.8). Les déplacements maximums verticaux sont dirigés vers le centre de la structure avec une valeur plus importante, soit 30cm (figure 2.27).

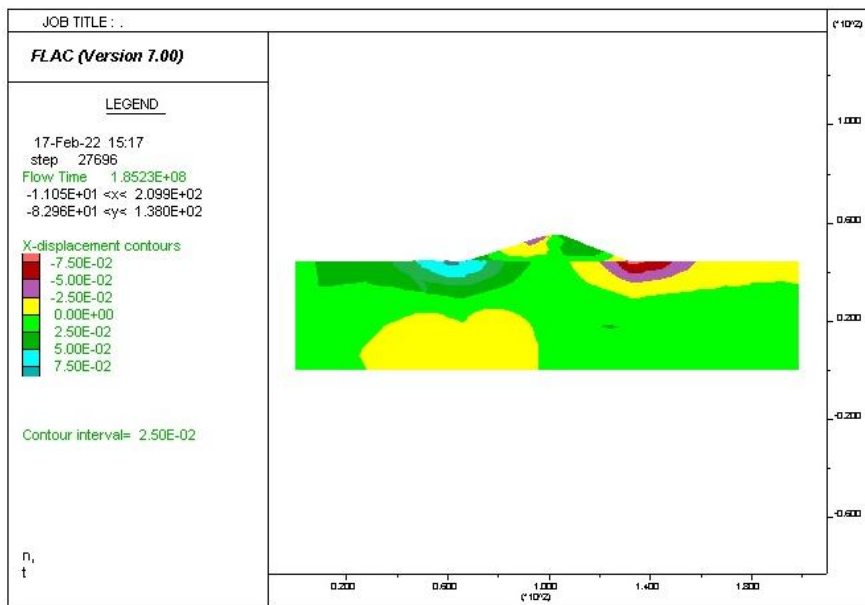


Figure 3.26 : Contour des déplacements horizontaux (situation de niveau bas).

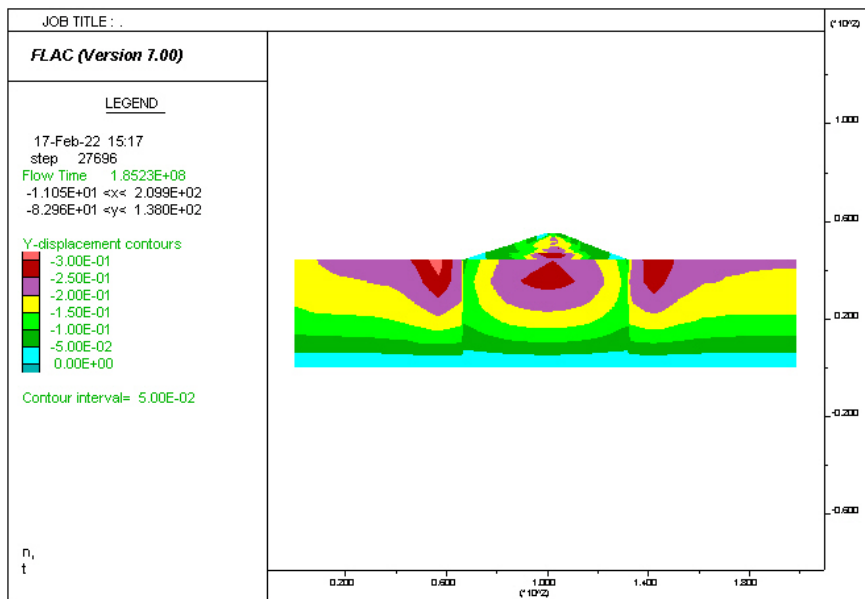


Figure 3.27 : Contour des déplacements verticaux (situation de niveau bas).

Tableau 3.8 : Résultats des déplacements.

	Base rigide	Avec interaction
$d_{\max}$ amont (cm)	4	7.5
$d_{\max}$ aval (cm)	5	75
Tassements (cm)	15	30

### 3.5.4. Situation accidentelle (sismique)

Les figures de 3.25 à 3.28 illustrent des résultats de calcul du coefficient de sécurité en situation accidentelle sismique, tenant compte de l'interaction sol structure. Les résultats montrent, une augmentation des valeurs du coefficient de sécurité (tableau 3.9) et une diminution des contraintes de cisaillements (tableau 3.10), et ceci quelle que soit la zone sismique. Ce résultat s'explique par l'absorption d'une partie de l'effort sismique par le massif. *Le socle confère de la souplesse à la structure dissipe et amortie l'énergie considérablement donc fait décroître les contraintes de cisaillements. Cet amortissement génère des déformations et déplacements dans le corps de la digue particulièrement au talus amont au vu du sens de la force sismique.*

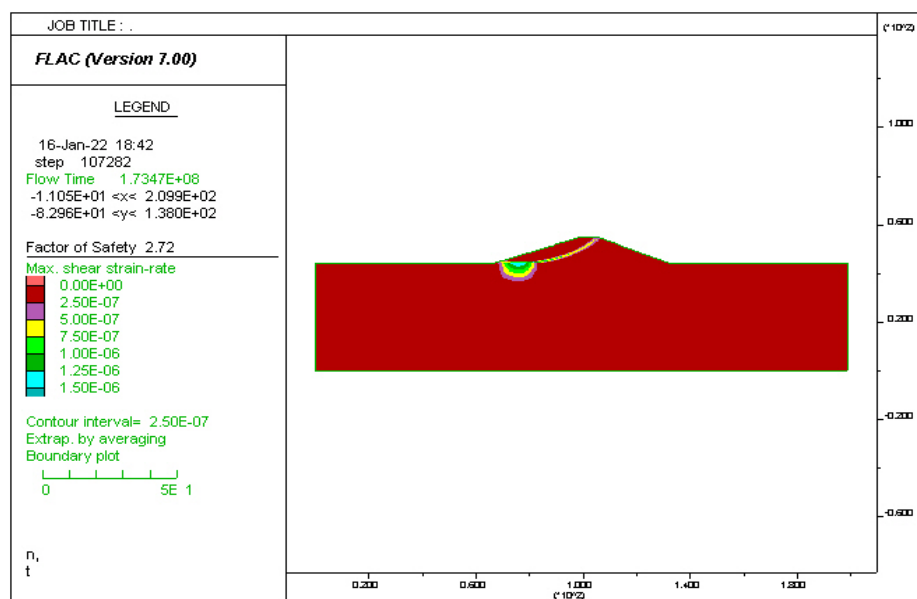


Figure 3.28 : Résultats de calcul de Fs dans la zone I de faible sismicité (A=0.12).

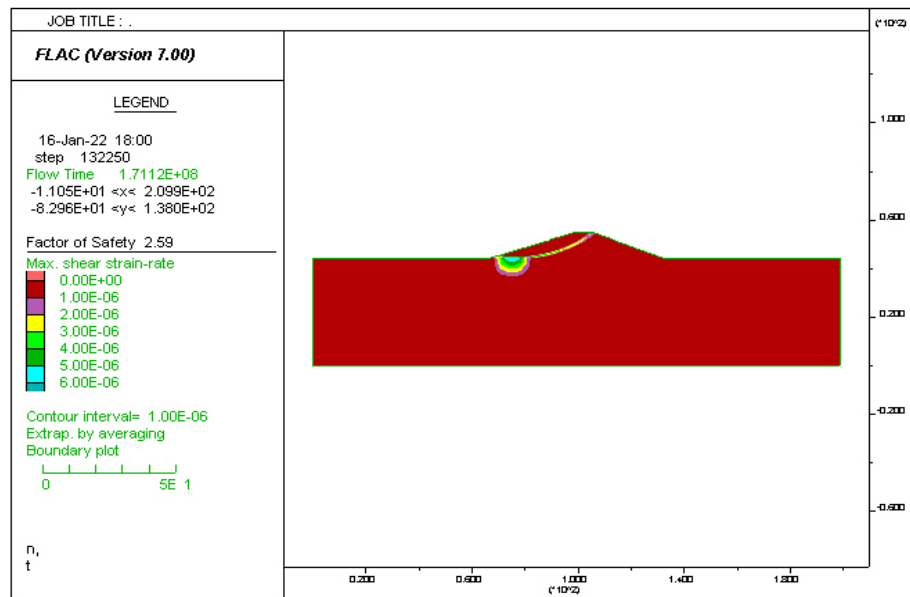


Figure 3.29 : Résultats de calcul de Fs dans la zone IIa de moyenne sismicité (A=0.20).

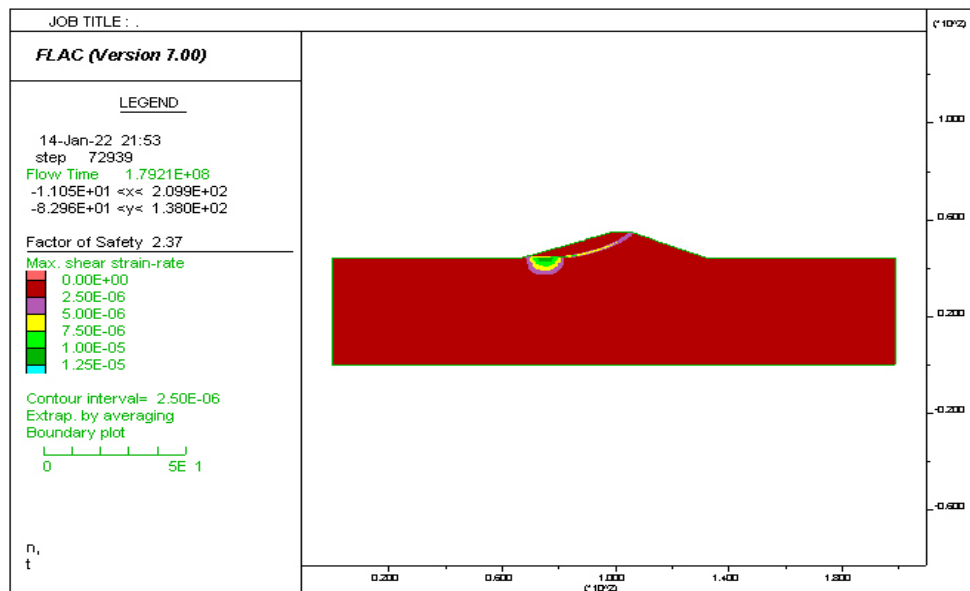


Figure 3.30: Résultats de calcul de Fs dans la zone IIb de moyenne sismicité (A=0.25).

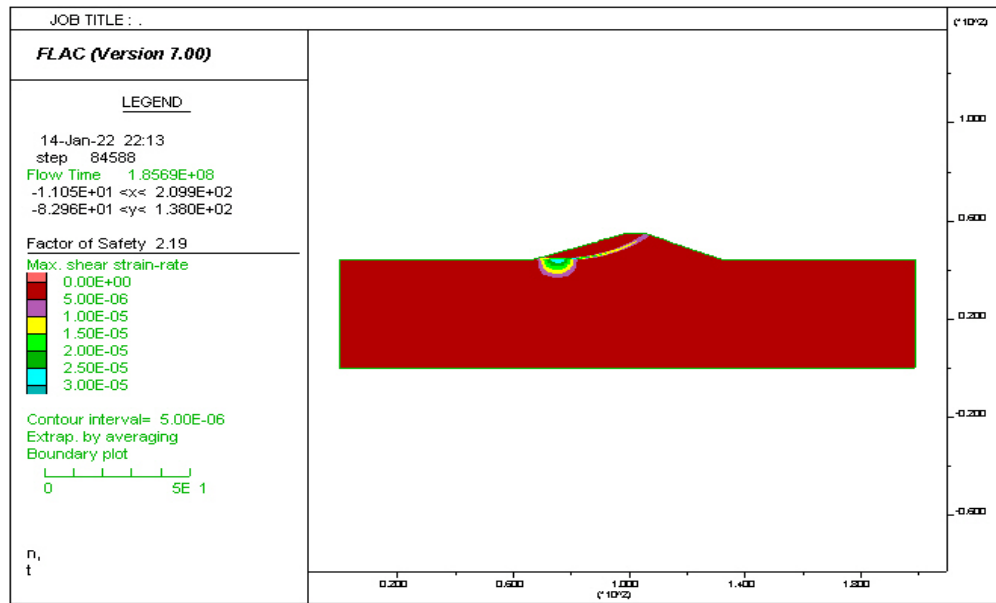


Figure 3.31 : Résultats de calcul de Fs dans la zone III de forte sismicité (A=0.30).

Tableau 3.9 : Résultats de calcul de Fs en situation sismique.

A	Fs (interaction)	Fs Base rigide
0.12	2.72	2.26
0.20	2.59	1.92
0.25	2.37	1.76
0.30	2.19	1.61

Tableau 3.10 : Résultats de calcul de  $\tau_{max}$  en situation.

A	$\tau_{max}$ avec interaction	$\tau_{max}$ base rigide
A = 0.12	$1,5 \cdot 10^{-6}$	$4 \cdot 10^{-1}$
A = 0.20	$6 \cdot 10^{-6}$	$6 \cdot 10^{-1}$
A = 0.25	$1,25 \cdot 10^{-5}$	$7 \cdot 10^{-1}$
A = 0.30	$3 \cdot 10^{-5}$	$9 \cdot 10^{-1}$

L'analyse des contours des déplacements horizontaux illustrés par les figures 3.32 jusqu'à 3.35 permet de conclure que les déplacements maximums sont enregistrés symétriquement au niveau du massif pour la zone de faible sismicité. Pour les zones de moyenne et forte sismicité, les déplacements sont enregistrés au niveau du talus amont et augmentent avec l'intensité sismique (tableau 3.11). Il y'a lieu de noter que ces déplacement sont inférieurs à ceux enregistrés dans le cas de la digue à base rigide.

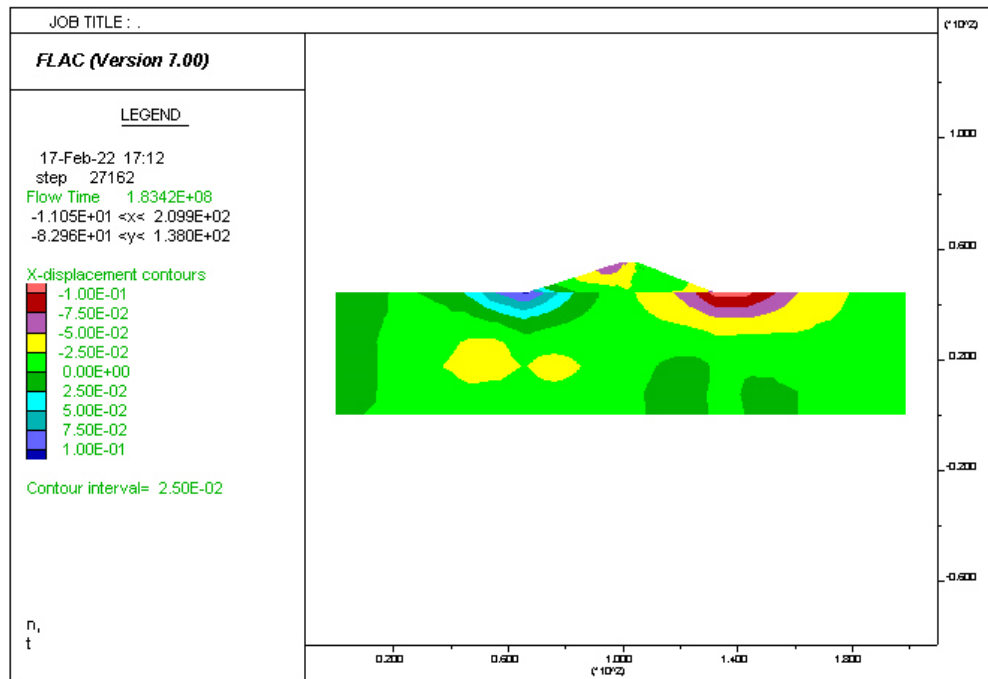


Figure 3.32 : Résultats de déplacements horizontaux dans la zone I de faible sismicité(A=0.12)

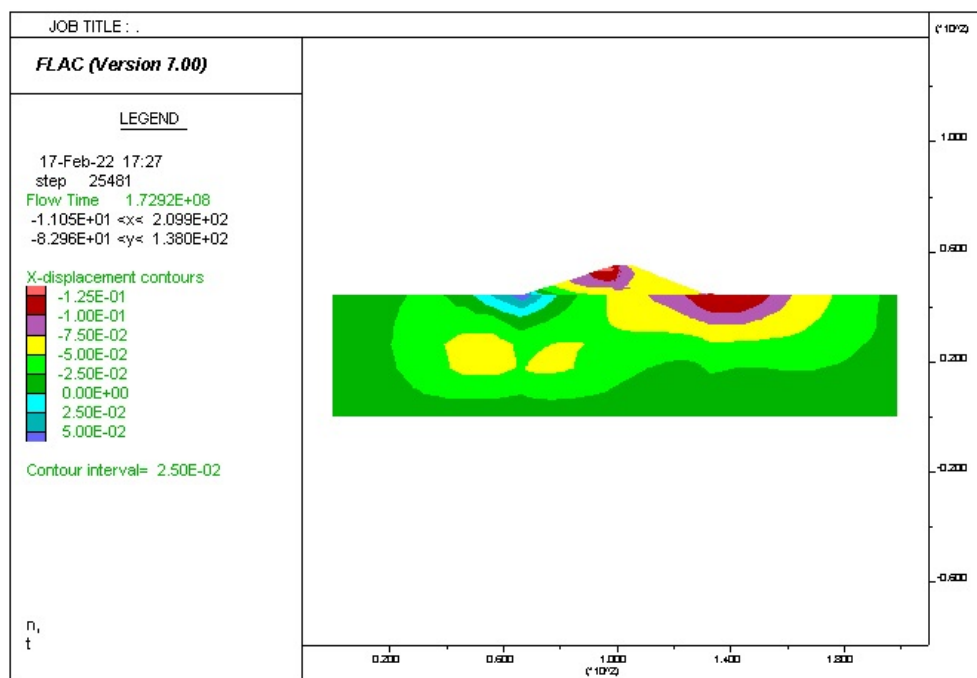


Figure 3.33: Résultats de déplacements horizontaux dans la zone Iia de moyenne sismicité (A=0.20)

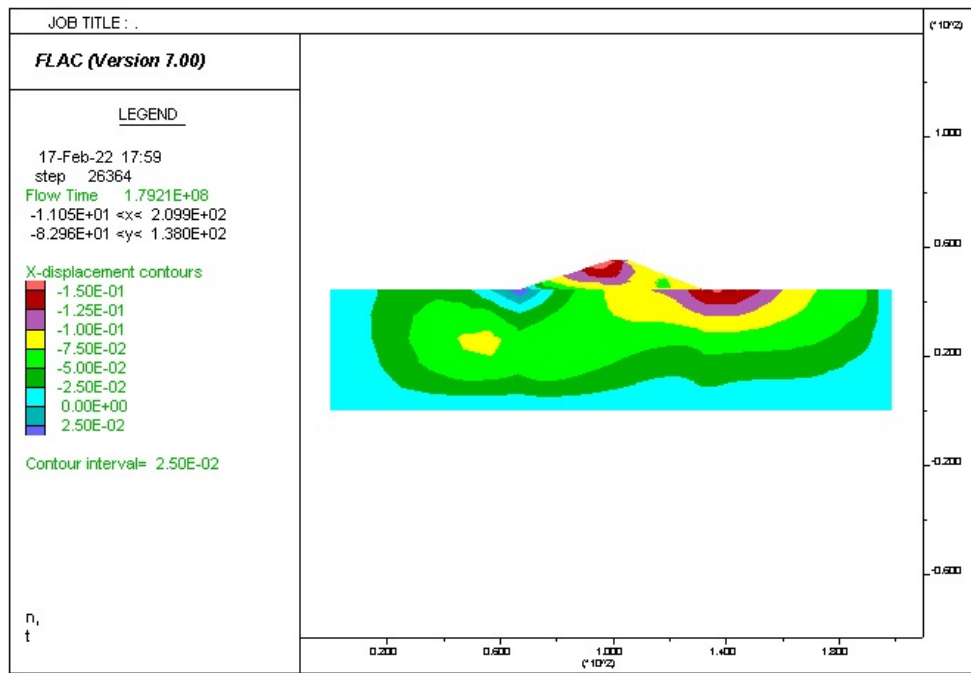


Figure 3.34: Résultats de déplacements horizontaux dans la zone IIb de moyenne sismicité (A=0.25)

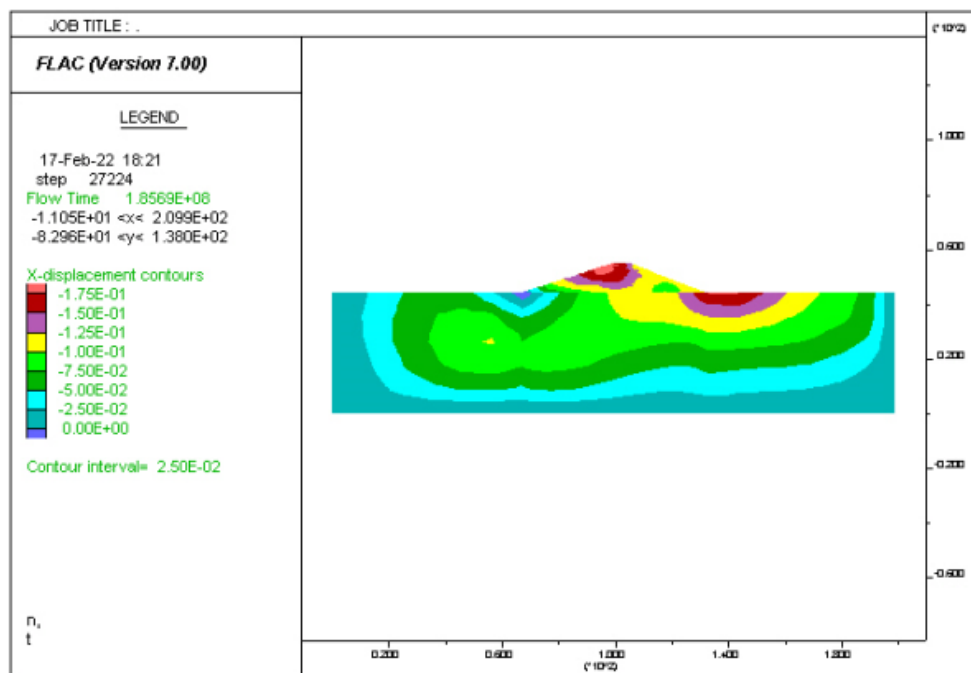


Figure 3.35 : Résultats de déplacements horizontaux dans la zone III de forte sismicité ( A=0.30)

Les figures de 3.36 jusqu'à 3.39 montrent que les déplacements verticaux sont dirigés vers le centre de la structure en passant d'une zone de faible sismicité à une zone de moyenne et forte sismicité. Ces tassements sont perturbés dans le corps de la digue à cause de l'effet et sens du séisme dirigé vers le haut, mais les valeurs de ces tassements restent constantes.

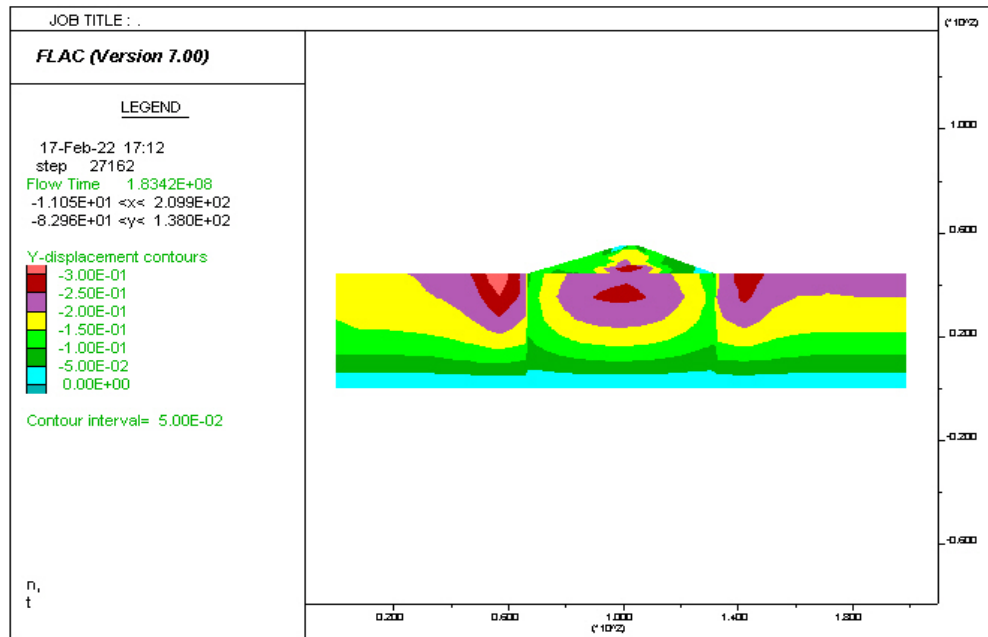


Figure 3.36: Résultats de déplacements verticaux dans la zone I de faible sismicité A=0.12

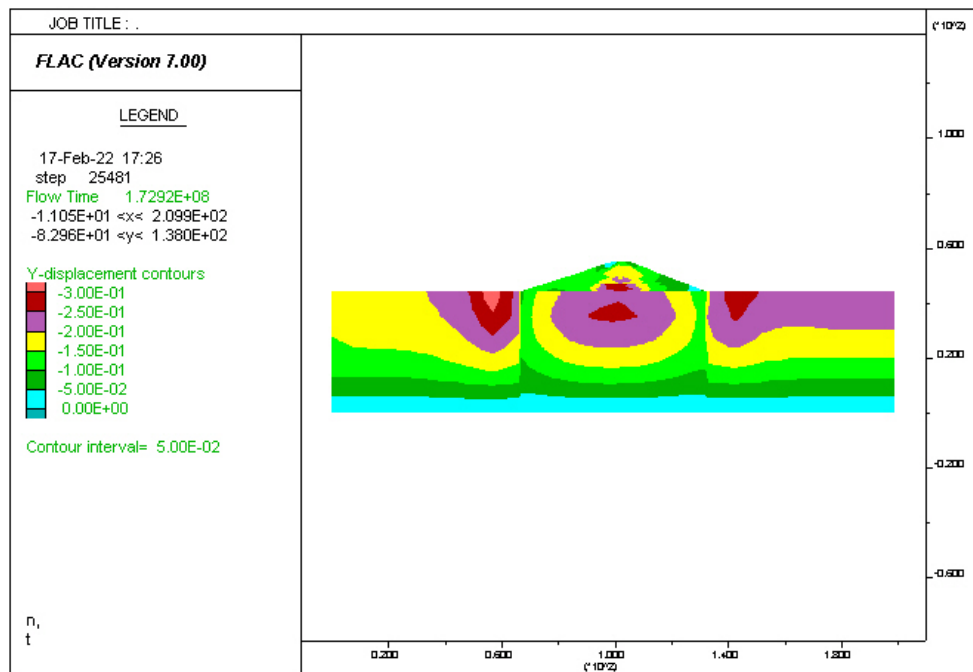


Figure 3.37: Résultats de déplacements verticaux dans la zone IIa de moyenne sismicité (A=0.20).

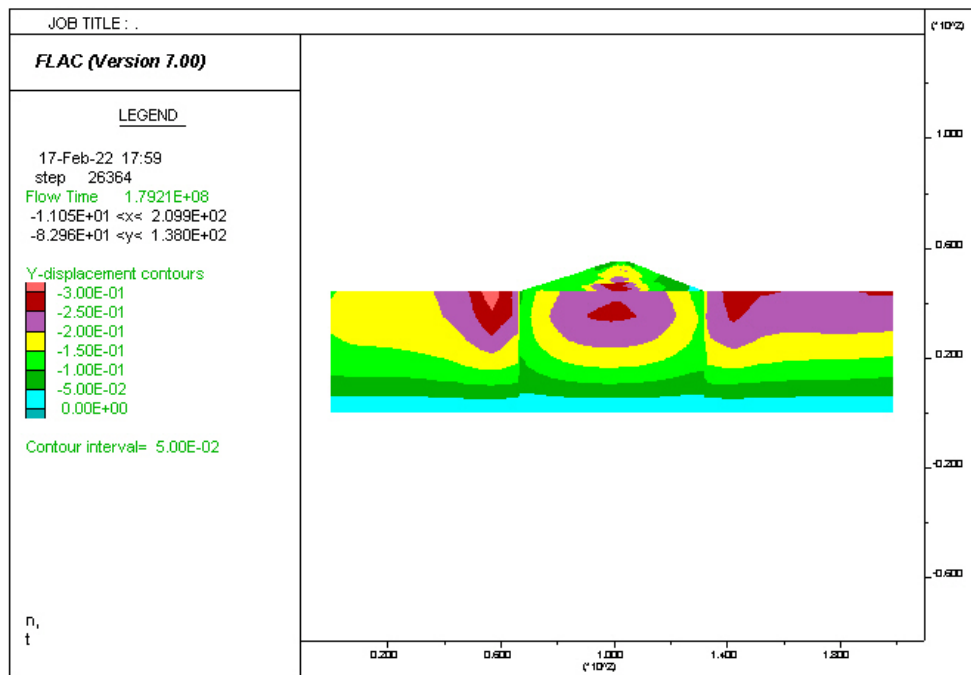


Figure 3.38: Résultats de déplacements verticaux dans la zone IIb de moyenne sismicité (A=0.25).

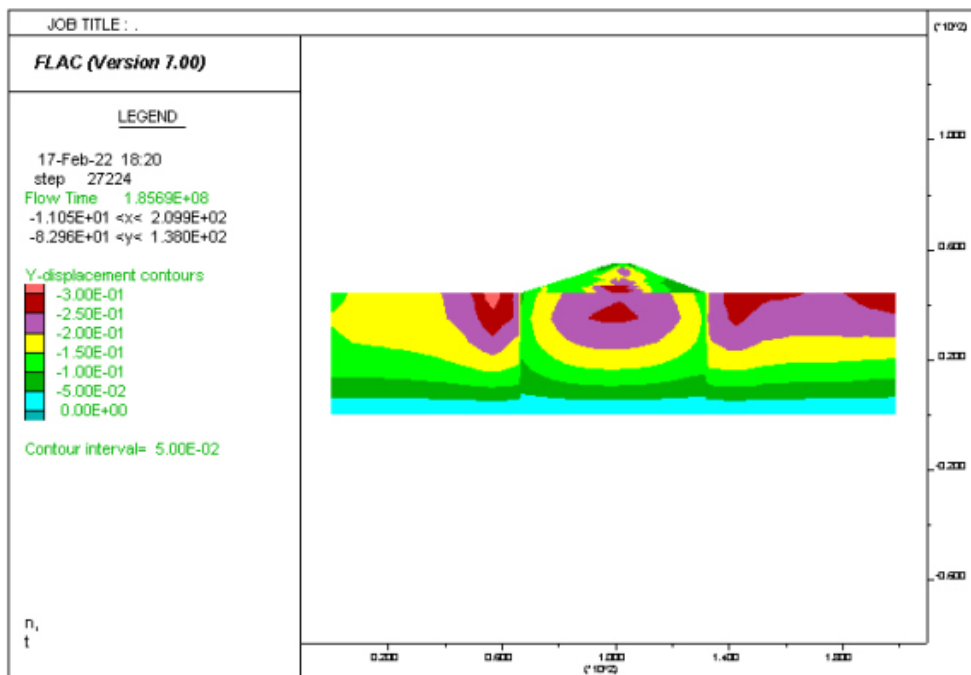


Figure 3.39: Résultats de déplacements verticaux dans la zone III de forte sismicité (A=0.30).

Tableau 3.11: Résultats de calcul des déplacements Avec séisme

		avec interaction			base rigide		
		d <sub>(amont)</sub> (cm)	d <sub>(aval)</sub> (cm)	tassement(cm)	d <sub>(amont)</sub> (cm)	d <sub>(aval)</sub> (cm)	tassement(cm)
SES	A=0.12	10	10	30	5	3	12.5
	A=0.20	12,5	5	30	7	2	12.5
	A=0.25	15	2,5	30	8	1	12.5
	A=0.30	17,5	0	30	10	0	12.5

## Conclusion

L'analyse de la stabilité de la digue homogène à base flexible par la méthode des différences finis, sous le code de calcul FLAC2D©, a mis en évidence la contribution et la participation du sol de fondation à la sollicitation. L'effet du séisme est distribué aussi bien à la digue qu'au sol au prorata des résistances caractéristiques des matériaux les constituants. L'analyse des résultats en comparaison avec les valeurs enregistrés dans le cas de la digue à base encastree a permis de ressortir ce qui suit :

- **En situation de fin de construction** : on a enregistré une diminution de la valeur du coefficient sécurité et une augmentation de la valeur de la contrainte maximale de cisaillements. On note la participation d'une partie du massif aval au mouvement avec rayon du cercle de rupture est plus important. Les déplacements maximums horizontaux ont augmenté et le phénomène de tassement se poursuit même dans le massif rocheux sous la digue. On reconnaît l'évolution des contours des déplacements en profondeur mis en évidence par coulomb et la modification des contraintes géostatiques.
- **En situation normale d'exploitation** : on a enregistré une augmentation de la valeur du coefficient de sécurité ; ce qui a induit une diminution de la contrainte maximale de cisaillement. Les contraintes sont concentrées au pied du talus aval mais en fondation. La libération des conditions rend la structure souple et amortie les déplacements ; et tout cela explique l'augmentation de coefficient de sécurité en comparant avec la digue à base rigide. Les déplacements horizontaux ont augmenté tenant compte de l'interaction sol structure. Enregistre également des déplacements importants au pied du talus aval dans le massif. Le socle rocheux agit comme un support flexible pour la structure. Il est libéré donc il subit la déformation et les déplacements augmentent. les tassements sont plus importants compte tenu de son interaction avec le sol.
- **En situation d'exploitation niveau bas** : le coefficient de sécurité et les contraintes de cisaillement ont diminué en présence du massif.
- **En situation accidentelle (sismique)** : on a enregistré une augmentation des valeurs du coefficient de sécurité et une diminution des contraintes de cisaillements, quelle que soit la zone sismique. Le socle confère de la souplesse à la structure. Il dissipe et amortie l'énergie considérablement donc fait décroître les contraintes de cisaillements. Cet amortissement génère des déformations et déplacements dans le corps de la digue particulièrement au talus amont au vu du sens de la composante horizontale de la force sismique. Par ailleurs, les déplacements verticaux sont équilibrés par le sens vertical du séisme (vers le haut).

---

# *Conclusion générale*

---

L'étude de la stabilité de la digue homogène est effectuée, dans ce mémoire, en considérant une base flexible, compte tenu de son interaction avec le sol, l'ensemble est un tandem (couple) indissociable. Cette situation est plus réaliste que de considérer la digue encastrée à la base.

L'analyse de la structure globale sous FFLAC2D<sup>®</sup>, pour différentes situations de projets à court terme (situation de fin de construction) et long terme (situation normale d'exploitation, situation niveau bas, et situation accidentelle sismique), a mis en évidence la contribution de sol de fondation aux sollicitations. Les sollicitations sont distribuées aussi bien à la digue qu'au sol au prorata des résistances caractéristiques des matériaux les constituants. Le fait de libérer les conditions aux limites à la base de la digue engendre une redistribution des contraintes de cisaillements au-delà des frontières vers la fondation. Le socle dissipe et amortit l'énergie considérablement ; donc fait décroître les contraintes de cisaillements. Cet amortissement génère des déformations et déplacements dans l'ensemble. Par ailleurs, on reconnaît l'évolution des contours des déplacements en profondeur mis en évidence par coulomb et la modification des contraintes géostatiques. Le socle rocheux agit comme un support flexible pour la structure et lui confère de la souplesse.

L'influence de la variabilité des paramètres du sol sur le calcul du coefficient de sécurité, montre l'importance de la prise en compte de l'incertitude de ces paramètres sur le calcul de la stabilité de la digue.

En perspective, il serait intéressant d'intégrer la variabilité de la cohésion et de l'angle de frottement dans le calcul de la stabilité tenant compte de l'interaction sol digue.

---

# *Références bibliographiques*

---

**Ameddah Salem**, Approche fiabiliste appliquée à la stabilité des talus, Mémoire de Master en Géotechnique et Environnement, département de Génie Civil, UMMTO, 2015.

**Belhadj fatma Zohra**, Modélisation de l'interaction Sol-structure sous l'action sismique, Mémoire de Magistère en Géotechnique, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Alger.

**Benaissa. A**, Glissements de terrain, calcul de stabilité, office des publications univertaires Ben-aknoun (Alger), 95p.

**Bishop Alan W.**, The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Revue Geotechnique, Vol.5: page 7-17, 1955.

**Bou Mehdi Amine**, Interaction dynamique sol-structure, Thèse d'ingénieur en construction et aménagement option calcul de structure, conservatoire national des arts et métiers isae - centre associe du Liban, 2015.

**Boukhedia Khadîdja**, Contribution à l'étude de défaillance des digues à talus par une approche probabiliste, Mémoire de Master en Aménagement et Ouvrages Hydrauliques, Ecole nationale supérieure d'hydraulique -Arbaoui Abdallah, 2017.

**CFBR**, Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai, 2015

**ChabaneKahina et Haret Liticia**, « Génération de la variabilité spatiale des paramètres mécaniques du emblai d'une digue », Mémoire de master, UMMTO, 2020.

**ChaouadiTassadit**, Analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue en terre homogène, tenant compte de la ligne de saturation, Mémoire de Master Académique en Géotechnique et Environnement, Département Génie Civil UMMTO, 2016.

**Chiheb Mohamed et GriouSadam**, Analyse de la stabilité de la pente en utilisant la modélisation numérique - Application au glissement de terrain du centre hospitalier universitaire ISAAD Hassani, Beni Messous-Alger, Mémoire Géotechnique, Université DjillaliBounaama, Khemis Miliana, 2018.

**Costet J., Sanglerat G.**, Cour pratique de mécanique des sols. Tome 2 calcule des ouvrages, Edition Dunod, 1983.

**Dougha M.**, Etude de stabilité d'un barrage en terre à zones - Cas de barrage AIN ZADA, B.B. Arreridj, Mémoire de Master, Ouvrages Hydrauliques et Aménagements, Université Mohamed Boudiaf M'Sila, 2016.

**DTR B-C 2-48.**, règles parasismiques algériennes (RPA 88), CGS, Alger, mai 1989.

**Eurocode-8.** “Design of structures for earthquake resistance—Part 4 (Draft No:2): silos, tanks and pipelines”. European Committee for Standardization, vol. 65, 2003.

Gilles S. Pierre P. guide technique, stabilisation des glissements des terrains, laboratoire centrale des ponts et chaussées, 97p, 1998.

**Grange Stéphane,** Modélisation simplifiée 3D de l’interaction sol-structure, application au génie parasismique, Thèse de Doctorat en modélisation et expérimentation en mécanique des solides, Institut polytechnique de Grenoble, 2008.

**Groupe de Travail,** Référentiel technique digues maritimes et fluviales, 2015.

**Lefrikisouad,** Effet de la variation de la cohésion sur le comportement des pentes, Mémoire de Master, Département de Génie Civil et Hydraulique, 2015.

**Mestat Philippe,** maillage d’éléments finis pour les ouvrages géotechnique et conseils et recommandation, 1997.

**Mouyeaux Anthony,** Analyse par éléments finis stochastiques de la fiabilité des barrages en remblais-à-vis du risque de glissement. Thèse de Doctorat. Université Clermont Auvergne, 2017.

**Patric Mériaux, Paul Royet et Cyril Folton,** Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations, 2004.

**PNUD/OPE.,** Guidemaghrébin pour l’exécution des études et travaux de retenues collinaires, Ressources en eau dans les pays de l’Afrique du Nord (projet RAB/80/011), Algérie, Maroc, Tunisie, 1987.

**Robert D. Holtz et William D. Kovacs,** introduction à la géotechnique, Ecole polytechnique de Montréal, 1991.

**Schlosser F et al,** instruction Sol-Structure, actes du colloque organisé par l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1987.

**Taleb Hosni Abderrahmane,** Les lois de comportement, note de cours en ligne, Centre universitaire Abdelhafid Bousouf Mila, 2020

**Technique des barrages en aménagement rural tome 2.**

**Webographie**

<https://www.cnrtl.fr/>