

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

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

Option : constructions Hydrauliques et Aménagements

Thème

Modélisation d'une digue en terre avec le logiciel
FLAC 2D
Sous Différents Paramètres Influant

Présenté par :

M^{elle}. AMMAR Leila

Mr. FILALI Merzouk

Encadré par :

M^{me}. BOUZELHA Karima

Co- encadré par:

M^{me}. BELAZOUZ Lynda

Promotion : 2021/2022

Remerciements

Nous tenons à remercier en premier lieu notre directrice de mémoire Mme Bouzelha Karima, professeur au département de génie civil pour nous avoir accompagné afin que nous puissions enfin relever ce défi stimulant pour réaliser ce travail de recherche. Nous lui sommes également reconnaissant pour le temps conséquent qu'elle nous a accordé, ses qualités pédagogiques et scientifiques, sa franchise et sa sympathie. Nous avons beaucoup appris à ses côtés et nous lui adressons notre gratitude pour tout cela.

Nous adressons de chaleureux remerciements à Mr. Hammoum Hocine, professeur au département de génie civil, pour son attention permanente sur nos 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 nous. Nous avons 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 nous a beaucoup appris, nous avons apprécié son enthousiasme et sa sympathie.*

Nous vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils vont porter à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin dont la famille et les amis à la réalisation de ce travail.

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Valeurs orientatives des pentes pour digue en terre (PNUD 1987)	4
Tableau 1.2 : Coefficient de sécurité admissible en fonction de la situation de projet.	6
Tableau 1.3 : Récapitulatif des situations de projet de digue (CFBR, 2015).	14
Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques de la digue.	32
Tableau 3.2 : Caractéristiques des matériaux de la digue.	33
Tableau 3.3 : Caractéristiques des matériaux du massif.....	33
Tableau 3.4 : Valeurs de perméabilité et porosité.	39
Tableau 3.5 : Différents schémas d'écoulement adoptés par FLAC.	41
Tableau 3.6 : F_s et τ_{max} en fonction de la profondeur de la fondation H'	49
Tableau 3.7 : Tassement en fonction de la profondeur de la fondation H'	54
Tableau 3.8 : F_s en fonction de la profondeur de la fondation H'	56
Tableau 3.9 : Tassement en fonction de la profondeur de la fondation H'	59
Tableau 3.10 : Coefficient de sécurité en fonction du schéma découlement	61
Tableau 3.11 : Tassement en fonction du schéma découlement	64
Tableau 3.12 : Caractéristique du massif alluvionnaire.	64
Tableau 3.13 : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur H' de la fondation.....	66
Tableau 3.14 : Tassements en fonction de la profondeur H' de la fondation.....	69
Tableau 3.15 : Classification des zones sismiques	69
Tableau 3.16 : Coefficient (A) en fonction du groupe d'usage et type de zone.	70
Tableau 3.17: F_s en fonction de la profondeur fondation H' et des zones sismiques	73
Tableau 3.18 : Tassement maximum en fonction de la profondeur fondation H' et de de la zone sismique.....	75
Tableau 4.1 : Caractéristiques géométriques du système (digue fondation).	78
Tableau 4.2. : Caractéristiques des matériaux de la digue.	79

Figure 1.1 : Digue homogène	3
Figure 1.2 : Digue zonée	4
Figure 1.3 : Glissement plan (Reid et al., 1999).....	5
Figure 1.4 : Glissement circulaire. (Reid et al., 1999)	5
Figure 1.5 : Forces agissantes sur le massif de sol	7
Figure 1.6 : Forces agissantes sur une tranche	8
Figure 1.7 : Forces agissant sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS (Guide technique 1998).....	9
Figure 1.8 : Représentation des forces sur une tranche selon Bishop.....	10
Figure 2.1 : Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D (Ould Belkacem, 2021).....	17
Figure 2.2 : Passage du problème continu à la discrétisation	18
Figure 2.3 : Représentation schématique de la séquence de calculs opérés par le logiciel FLAC (Ould Belkacem, 2021).....	18
Figure 2.4 : Bureau de démarrage dans la configuration graphique de FLAC2D.	19
Figure 2.5 : Fenêtre de dialogue <<model option>> dans la configuration de FLAC2D.	21
Figure 2.6 : Menu déroulant principale dans la configuration.....	21
Figure 2.7 : Menu File dans la configuration graphique de FLAC2D.....	22
Figure 2.8 : Menu Show dans la configuration graphique de FLAC2D.....	23
Figure 2.9 : Menu Tools dans la configuration graphique de FLAC2D.....	23
Figure 2.10 : Menu View dans la configuration graphique de FLAC2D	24
Figure 2.11 : Menu Help dans la configuration graphique de FLAC2D	24
Figure 2.12 : Barre d'outil dans la configuration graphique de FLAC2D.....	25
Figure 2.13 : Barre d'outils BUILD dans la configuration graphique de FLAC2D.	25
Figure 2.14 : Barre d'outil ALTER dans la configuration graphique de FLAC2D.....	25
Figure 2.15 : Barre d'outil MATERIAL dans la configuration graphique de FLAC2D.	26
Figure 2.16 : Barre d'outil IN SITU dans la configuration graphique de FLAC2D.....	26
Figure 2.17 : Barre d'outil STRUCTURE dans la configuration graphique de FLAC2D.	26
Figure 2.18 : Barre d'outils SETTING dans la configuration graphique de FLAC2D.....	26
Figure 2.19 : Barre d'outil SETTINGG dans la configuration graphique de FLAC2D	27
Figure 2.20 : Barre d'outils PLOT dans la configuration graphique de FLAC2D	27
Figure 2.21 : Barre d'outil Run dans la configuration graphique de FLAC2D	27
Figure 2.22 : Loi de comportement élastique linéaire	29
Figure 3.1 : Schéma descriptif de la digue et du massif de fondation.	32
Figure 3.2 : Choix de configuration et du système d'unité.....	34

Figure 3.3 : Géométrie approchée de la digue.....	34
Figure 3.4 : Division de la géométrie en block.....	35
Figure 3.5 : Suppression des blocks.	35
Figure 3.6 : Introduction des coordonnées des nœuds de la crête.	36
Figure 3.7 : Géométrie finale du système.....	36
Figure 3.8 : Condition aux limites.....	37
Figure 3.9 : Génération du maillage.....	37
Figure 3.10 : Séparation de la digue et le socle	38
Figure 3.11 : Génération définitive.....	38
Figure 3.12 : Introduction des paramètres du modèle de Mohr Coulomb.....	39
Figure 3.13 : Introduction de la perméabilité et de la porosité du remblai de la digue.	39
Figure 3.14 : Introduction de la gravité dans la configuration.	40
Figure 3.15 : Introduction des paramètres K_e et ρ_e	41
Figure 3.16 : Définition du schéma d'écoulement	41
Figure 3.17 : Introduction des pressions hydrostatiques.	42
Figure 3.18 : Introduction des pressions interstitielles	43
Figure 3.19 : Géométrie et maillage de la digue.....	44
Figure 3.20 : Programme en langage Fish.....	44
Figure 3.21 : Etape d'exécution.....	45
Figure 3.22 : Principe de l'algorithme de la méthode de réduction des paramètres (Moyeaux, 2017).....	45
Figure 3.23 : Résultats de calcul du coefficient de sécurité F_s	46
Figure 3.24 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=0$).	47
Figure 3.25 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=H$).	48
Figure 3.26 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=2H$)	48
Figure 3.27 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=3H$).	48
Figure 3.28 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=4H$).	49
Figure 3.29 : Evolution de F_s en fonction de la profondeur H' de la fondation.....	49
Figure 3.30 : Résultat de calcul de ligne de saturation ($H'=0$).	50
Figure 3.31 : Résultat de calcul ligne de saturation ($H'=H$).	50
Figure 3.32 : Résultat de calcul ligne de saturation ($H=2H$).	51
Figure 3.33 : Résultat de calcul ligne de saturation ($H'=3H$).	51
Figure 3.34 : Résultat de calcul ligne de saturation ($H'=4H$).	51
Figure 3.35 : Résultat de calcul pour les tassements ($H'=0$).	52
Figure 3.36 : Résultat de calcul du tassement ($H'=H$)	52

Figure 3.37 : Résultat de calcul du tassement ($H'=2H$).	53
Figure 3.38 : Résultat de calcul du tassement ($H'=3H$).	53
Figure 3.39 : Résultat de calcul du tassement ($H'=4H$).	53
Figure 3.40 : Evolutions des tassements en fonction de la profondeur H' de la fondation.	54
Figure 3.41 : Résultat de calcul du coefficient FS ($H'=H$).	55
Figure 3.42 : Résultat de calcul du coefficient FS ($H'=2H$).	55
Figure 3.43 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=3H$).	55
Figure 3.44 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=4H$).	56
Figure 3.45 : FS en fonction de la profondeur de la fondation H	56
Figure 3.46 : Résultat de calcul du tassement ($H'=H$).	57
Figure 3.47 : Résultat de calcul du tassement ($H'=2H$).	57
Figure 3.48 : Résultat de calcul du tassement ($H'=3H$).	58
Figure 3.49 : Résultat de calcul du tassement ($H'=4H$).	58
Figure 3.50 : Evolutions des tassements en fonction de la profondeur H' de la fondation	59
Figure 3.51 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=0$).	60
Figure 3.52 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=H$).	60
Figure 3.53 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=2H$).	60
Figure 3.54 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=3H$).	61
Figure 3.55 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=4H$).	61
Figure 3.56 : Evolution de FS en fonction de la profondeur de la fondation H'	62
Figure 3.57 : Résultat de calcul tassement ($H'=0$).	62
Figure 3.58 : Résultat de calcul du tassement ($H'=H$).	63
Figure 3.59 : Résultat de calcul du tassement ($H'=2H$).	63
Figure 3.60 : Résultat de calcul du tassement ($H'=3H$).	63
Figure 3.61 : Résultat de calcul du tassement ($H'=4H$).	64
Figure 3.62 : Evolutions des tassements en fonction de la profondeur H' de la fondation	64
Figure 3.63 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=H$).	65
Figure 3.64 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=2H$).	65
Figure 3.65 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=3H$)	66
Figure 3.66 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=4H$).	66
Figure 3.67 : Evolution de FS en fonction de la profondeur de la fondation H'	67
Figure 3.68 : Résultat de calcul du tassement ($H'=H$)	67
Figure 3.69 : Résultat de calcul du tassement ($H'=2H$).	68
Figure 3.70 : Résultat de calcul du tassement ($H'=3H$).	68

Figure 3.71 : Résultat de calcul du tassement ($H'=4H$).	68
Figure 3.72 : Evolutions des tassements en fonction de la profondeur H' de la fondation.	69
Figure 3.73 : Introduction de l'effet sismique dans la configuration.	70
Figure 3.74 : Coefficient de sécurité pour ($H'=0$)	71
Figure 3.75 : Coefficient de sécurité pour ($H'=H$)	71
Figure 3.76 : Coefficient de sécurité pour ($H'=2H$)	71
Figure 3.77 : Coefficient de sécurité pour ($H'=3H$)	72
Figure 3.78 : Coefficient de sécurité pour ($H'=4H$)	72
Figure 3.79 : FS en fonction de la profondeur de la fondation H'	73
Figure 3.80 : Résultats de déplacements verticaux ($H'=0$).....	74
Figure 3.81 : Résultats de déplacements verticaux ($H'=H$).....	74
Figure 3.82 : Résultats de déplacements verticaux ($H'=2H$).....	74
Figure 3.83 : Résultats de calcul de F_s ($H'=3H$).	75
Figure 3.84 : Résultats de déplacements verticaux ($H'=4H$).....	75
Figure 4.1 : Schéma descriptif de la digue zoné.....	78
Figure 4.2 : Choix de configuration et du système d'unité.....	79
Figure 4.3 : Géométrie approchée de la digue.....	80
Figure 4.4 : Deviations de la géométrie en block	80
Figure 4.5 : Suppression des blocks.	81
Figure 4.6 : Introduction des coordonnées des nœuds de la crête.	81
Figure 4.7 : Condition aux limites.	82
Figure 4.8 : Séparation de la digue et le socle	82
Figure 4.9 : Génération définitive.....	83
Figure 4.10 : Introduction des paramètres du modèle de Mohr Coulomb.	83
Figure 4.11 : Introduction de la gravité dans la configuration.	84
Figure 4.12 : Introduction des paramètres ρ_e	84
Figure 4.13 : Introduction du drain.....	85
Figure 4.14 : Géométrie et maillage de la digue.....	85
Figure 4.15 : Programme en langage Fish.....	86
Figure 4.16 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=4H$).	87
Figure 4.17 : Résultat de calcul pour les tassements ($H'=4H$).	87

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 1

Généralités sur la stabilité des digues

1.1. Introduction	3
1.1. Digue en terre – définitions	3
1.2. Pentes des talus de digue	4
1.3 Les risques et les digues (Aissiouane S., Khimeche I, 2016).....	4
1.3.1. Tassement.....	5
1.3.2 Renversement	5
1.3.3 Glissement.....	5
1.4. Notion du coefficient de sécurité (Ould Belkacem, 2021).....	6
1.4.1. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	6
1.5. Méthode d'analyse de la stabilité de la digue vis-à-vis du glissement ((Ould Belkacem, 2021).....	6
1.5.1 Méthodes d'équilibre limite	7
1.5.2. Méthode numérique (Ould Belkacem, 2021)	10
1.6. Situations de projet (CFBR, 2015)	12
1.6.1. Situations normales d'exploitation.....	12
1.6.2. Situations rares	12
1.6.3. Situations transitoires	12
1.6.4. Situations de crue	13
1.6.5. Les situations accidentelles	14
Conclusion.....	15

Chapitre 2

Présentation du logiciel FLAC

Introduction	16
2.1. Présentation du logiciel Flac	16
2.2. Principe de résolution numérique dans le code FLAC 2D.....	16
2.2.1. Notion sur la méthode des différences finies	17
2.2.2. Principe de base de la résolution numérique avec la méthode des différences finies	18
2.3. Description générale du logiciel FLAC-GIIC.....	19
2.3.1. Le bureau de démarrage	19
2.3.2. Menu déroulant et les barres d'outils	21
2.4. Simulation numérique dans le code	28
2.4.1 Maillage de l'échantillon.....	28
2.4.2 Conditions initiales et conditions aux limites	28
2.5. Lois de comportement.....	28
2.5.1. Présentation des modèles de comportement théorique utilisés par FLAC2D [®]	29

Chapitre 3

Modélisation sous flac d'une digue homogène, sous différents paramètres de calcul

Introduction	32
3.1. Présentation de l'ouvrage et des matériaux	32
3.2. Etapes de modélisation.....	33
3.3. Résultats et interprétation.....	46
3.3.1. Situation normale d'exploitation.....	46

3.3.1.1. Influence de la profondeur de la fondation	46
3.1.1.2. Influence de la loi de comportement	54
3.1.1.3. Influence de du schéma d'écoulement	59
2.9.1.3. Influence des caractéristiques du massif de fondation	64
3.5.4. Situation extrême sismique	69
Conclusion.....	76

Chapitre 4 :

Modélisation sous Flac d'une digue zonée

Introduction	78
4.1. Présentation de l'ouvrage	78
4.2. Etapes de modélisation sous FLAC 2D©.....	79
4. 3. Résultats et interprétation.....	86
Conclusion.....	87
Conclusion générale	88
Références bibliographiques	

Introduction générale

Les ouvrages hydrauliques, tels que les barrages et digues constituent un potentiel de danger important à cause de leur fonction première qui est la rétention d'un volume plus ou moins important d'eau. Lors d'une rupture partielle ou totale d'un tel ouvrage, les conséquences sur les enjeux matériels et surtout humains à l'aval sont considérables. La sécurité de ces ouvrages de génie civil se doit donc d'être continuellement assurée, de la phase de construction à celle de démantèlement.

Les méthodes déterministes procèdent à la vérification de la stabilité d'une digue en introduisant la notion du coefficient de sécurité. Ainsi, elles cherchent à traduire par un seul nombre de quelle façon le talus est stable. La définition du coefficient de sécurité d'un talus à l'égard de la rupture est une des questions les plus controversées de la mécanique des sols. Pour évaluer la stabilité des talus, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité. Ce dernier peut être un rapport des forces ou des moments. Plusieurs méthodes sont utilisées à cet effet. Nous distinguons

- **les méthodes d'équilibre limites** : Parmi ces méthodes certaines prennent en considération l'équilibre global du corps rigide, d'autres, de part la non homogénéité, divisent le corps en tranches et déterminent l'équilibre de chacune d'elles (**Fellenius, Bishop....etc**).

- **les Méthodes numérique des milieux continus** : celles-ci 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 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 citons principalement la méthode des éléments finis et la méthode des différences finis. Ces méthodes numériques sont généralement implémentées dans des logiciels de calcul, tels que **PLAXIS, TALREN** et **FLAC2D**.

Dans le cadre de ce mémoire, nous nous intéressons à l'analyse de la stabilité d'une digue en terre, en utilisant le logiciel Flac2D[®]. Cette étude s'inscrit dans la continuité du travail soutenu par Ould Belkacen dans le cadre de son mémoire de Master en 2021, relatif à l'analyse de la stabilité d'une digue homogène, compte tenue son interaction avec le sol de fondation. Ainsi, nous proposons, dans la continuité de ces travaux, d'analyser la stabilité de la digue pour différentes profondeur de la fondation, en tenant compte de plusieurs paramètres influents sur le comportement du massif de fondation. La stabilité d'une digue zonée fera également l'objet d'analyse. Pour mener à terme ce travail, nous avons reparti le mémoire en quatre chapitres

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

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du logiciel de calcul Flac 2D[®], qui est basé sur la méthode de différences finis avec un schéma explicite. Cette méthode utilise un schéma itératif pour la résolution des équations de mouvement. Le choix de cette méthode est motivé par la simplicité de son application pour les problèmes de géotechniques

Le troisième est consacré à la simulation. Le code de calcul FLAC2D[®] est utilisé pour les simulations bidimensionnelles du comportement d'une digue en situation d'exploitation normale et en situation extrême sismique. Différents paramètres influents seront considérées ; à savoir la profondeur de la fondation ; les lois de comportement, le modèle d'écoulement et les caractéristique de la fondation. Cette analyse consiste à examiner les résultats de calcul du coefficient de sécurité F_s et de le comparer avec le coefficient de sécurité admissible. Les résultats de la ligne de la ligne de saturation des contraintes de cisaillements et des tassements feront aussi l'objet d'analyse.

Le quatrième chapitre traite le cas de la digue zoné. Le code de calcul FLAC2D[®] est utilisé pour déterminer le coefficient de sécurité les contraintes de cisaillement et les tassements, pour la situation de fin de construction, autrement dit en situation de court terme.

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

1.1. Introduction

La stabilité de talus des digues en terre est un problème qui préoccupe les géotechniciens ainsi que les chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont dévastatrices, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Ces méthodes déterministes se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs. Cependant, elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global de la pente. Ce chapitre vise à rappeler les notions et les définitions relative à digues en terre ; les méthodes d'analyse de la stabilité et les situations de projets.

1.1. Digue en terre – définitions

Les digues en terre sont des barrages souples aménagées au niveau de la dépression entre les collines. Elles permettent de collecter les eaux de pluie et de ruissèlement. Ces digues sont utilisées soit comme ouvrages de stockages des eaux de surface pour la consommation dans diverses activités humaines, ou bien comme moyen de diminution des débits de crues, qui peuvent se produire à un moment donné, pour la protection contre les inondations.

Les digues représentent un grand nombre en Algérie. Leur coup de réalisation n'est pas assez important car ils sont constitués de matériaux locaux (prés de site).

Nous distinguons deux types de digue en terre (Amirouche C., 2015):

- a- digue en terre homogène :** Elle est dite homogène lorsqu'elle est constituée d'un seul matériau (argile) relativement imperméable. Le talus amont est protégé par un enrochement contre l'érosion due aux vagues. Le talus aval peut être empierré ou engazonné (figure 1.1).

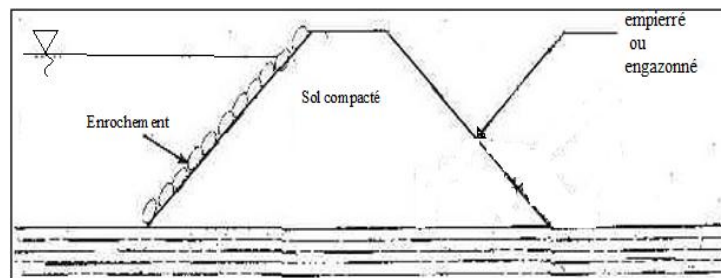


Figure 1.1 : Digue homogène.

- b- Digue zonée :** Elle nécessite au maximum deux à trois matériaux de différentes caractéristiques, qui se décomposent en couche :
 - Couche 1 : zone imperméable au centre de l'ouvrage (noyau). Elle est constituée de terre imperméable qui assure le rôle d'étanchéité ;

- Couche 2 : zone semi-imperméable qui couvre la surface du noyau, elle est composée d'argile sableuse ;
- Couche 3 : zone perméable située au-dessus de la couche 2. Elle est constituée généralement de gravier (figure 1.2) ;

Ces recharges à l'amont et à l'aval du noyau en zone centrale apportent la fonction de stabilité. Enfin un masque en enrochement contre l'érosion due aux vagues.

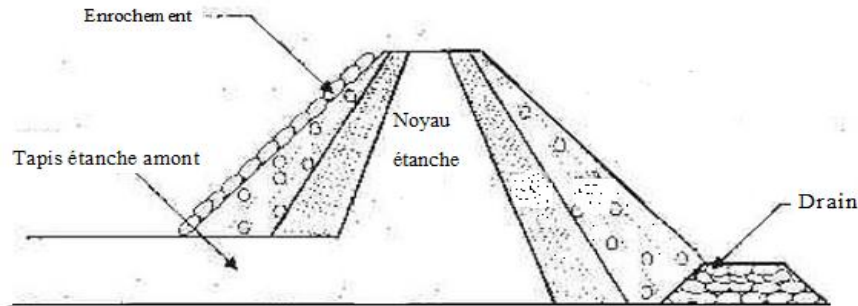


Figure 1.2 : Digue zonée.

1.2. 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 (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

1.3 Les risques et les digues (Aissiouane S., Khimeche I, 2016)

Les digues sont soumises tout au long de leur vie à différents risques. Nous distinguons :

1.3.1. 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.

1.3.2 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.

1.3.3 Glissement

Le phénomène de glissements est une menace majeure pour la stabilité des digues en terre. La forme de la surface de glissement dépend de la géométrie et des caractéristiques matérielles. Nous distinguons principalement deux types de glissements.

- **Glissements plan :** Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : entre deux matériaux de nature différente (Figure 1.3). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau.

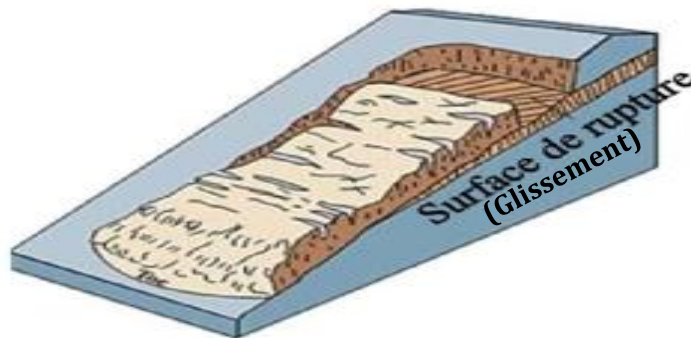


Figure 1.3 : Glissement plan.

- **Glissements circulaires :** Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène. Le terrain glisse le long d'une surface creuse ayant la forme d'une cuillère (figure 1.4).

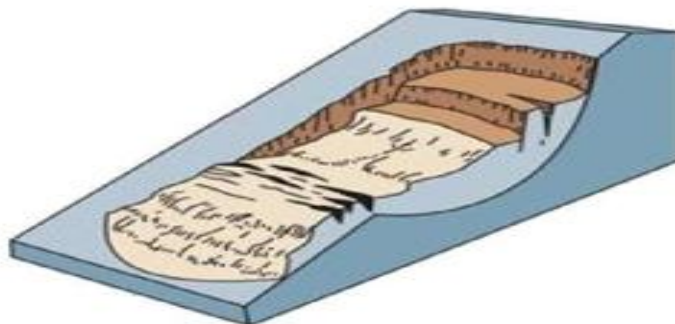


Figure 1.4 : Glissement circulaire.

1.4. Notion du coefficient de sécurité (Ould Belkacem, 2021)

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.

$$F = S / R \quad (1.1)$$

Ou le rapport du moment stabilisant sur le moment moteur :

$$F = M_s / M_m \quad (1.2)$$

1.4.1. 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 1.2 (Pougatsch et Miller, 2000).

Tableau 1.2 : 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.

1.5. Méthode d'analyse de la stabilité de la digue vis-à-vis du glissement ((Ould Belkacem, 2021)

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, telles que :

1.5.1 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) ; à partir de cet équilibre on calcule les contraintes de cisaillement (τ) et on les compare à la résistance disponible (τ_f), estimée grâce au critère de rupture de Coulomb. Cette comparaison nous donne la première indication sur la stabilité par le biais du coefficient de sécurité F_s , tel que :

$$F_s = \tau_f / \tau. \quad (1.3)$$

Parmi les méthodes d'équilibre limite, certaines prennent en considération l'équilibre global du corps rigide (Culman, année), d'autres, de part la non homogénéité, divisent le corps en tranches/blocs et déterminent l'équilibre de chacune d'elles.

Les hypothèses basiques de la méthode de l'équilibre limite sont (Femmam, 2014) :

- ✓ 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 : $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi$;
- ✓ 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.

a- Méthodes globales

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 1.5).

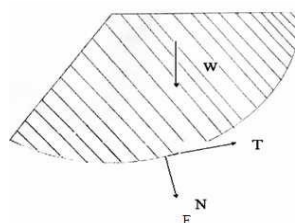


Figure 1.5 : Forces agissantes sur le massif de sol.

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 1.6. 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 :

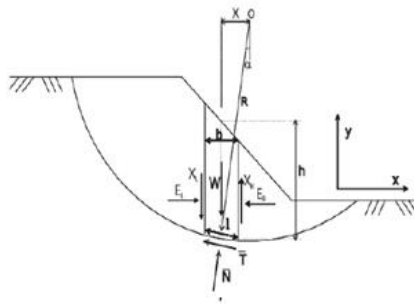


Figure 1.6 : Forces agissantes sur une tranche.

W : poids de la tranche ;

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

X, E : composantes verticale et horizontale des forces inter-tranches ;

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

α : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ;

R : rayon du cercle de rupture de centre O ;

l : longueur du plan de glissement de la tranche ;

x : bras de levier du poids des terres.

On distingue :

- **Méthode de Fellenius (1927)**

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus (figure 1.7). Fellenius fait l'hypothèse simplificatrice telle 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.

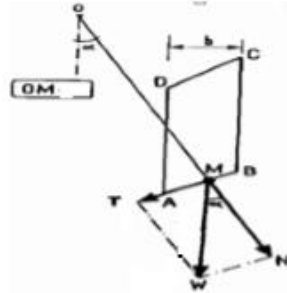


Figure 1.7 : Forces agissant sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS

Les forces agissant sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS

- ✓ **Force de pesanteur** (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante

$$W = b \sum (\gamma_i h_i). \quad (1.4)$$

Avec :

W : poids propre de la tranche ;

b : largeur d'une tranche ;

h_i : hauteurs des tranches

- ✓ **Force de cohésion**

$$F_c = C \cdot AB \quad (1.5)$$

$$AB = b / \cos \alpha_i \quad (1.6)$$

C : cohésion du sol considéré.

α : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale

AB : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche

- ✓ **Force de frottement**

$$F_t = (N - U_i \cdot AB) \tan \varphi = (W \cos \alpha - U_i \cdot AB) \tan \varphi. \quad (1.7)$$

- ✓ **Force de l'eau**

$$U_i = \gamma_w \cdot h \cdot AB. \quad (1.8)$$

✓ **Force sismique**

$$T = a \cdot W. \quad (1.9)$$

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

$$F_s = \frac{\sum (C \cdot l + (w \cdot \cos \alpha - \mu l) \cdot \tan \varphi)}{\sum w \cdot \sin \alpha} \quad (1.10)$$

- **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 1.8). 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

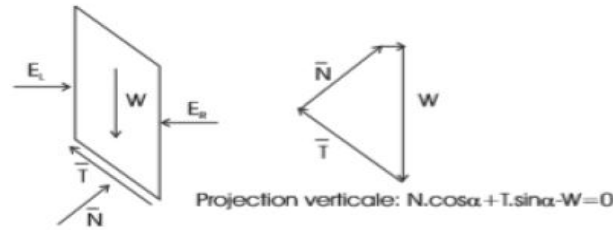


Figure 1.8 : Représentation des forces sur une tranche selon Bishop.

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

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left(c'_i b_i + (W_i \cos^2 \alpha_i - u_i b_i) \tan \varphi'_i \right) \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (1.11)$$

1.5.2. Méthode numérique (Ould Belkacem, 2021)

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 des milieux continues

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 matériau, 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.

a2-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.

b- Les méthodes milieux discontinues

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. 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.

1.6. Situations de projet (CFBR, 2015)

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).

1.6.1. Situations normales d'exploitation

Elles se réfèrent aux conditions d'exploitation normale de l'ouvrage. 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 ϕ')*, représentant le comportement à **long terme**.

1.6.2. Situations rares

Ce sont des conditions particulières pouvant survenir sur un barrage en remblai avec des probabilités d'occurrence assez élevées sur la durée de vie de l'ouvrage (vidange rapide de la retenue ou lors d'un séisme). Il est nécessaire de considérer *les paramètres de résistance effectifs des matériaux (C' , ϕ')*, 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 (fin de construction, 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, ϕ_u)*, représentant le comportement à *court terme*, nous distinguons les deux situations suivantes :

a-Situation transitoire en cours et en fin de construction

Cette situation de projet correspond généralement à la fin de la mise en place des remblais. Les pressions interstitielles de construction n'étant pas entièrement dissipées, en particulier si le matériau est peu perméable. Mais pour certains ouvrages, des situations transitoires peuvent être plus critiques que la fin de la construction ; c'est le cas d'ouvrages dont le remplissage commence avant la fin de la construction. Cette situation transitoire peut aussi intéresser les ouvrages construits sur des fondations argileuses ou peu perméables (susceptibles de développer des pressions interstitielles de construction) ou les remblais argileux ou peu perméables. Il s'agit d'apprécier les conditions de stabilité du remblai et de la fondation à *court terme*, à la fin de la construction du remblai (avant remplissage de la retenue) et avant la consolidation des matériaux.

b- Situation transitoire liée à des travaux ou à la maintenance

Cette situation de projet traite les phases transitoires de la vie d'un barrage ou d'une digue correspondant à des travaux de maintenance ou à des modifications substantielles qui peuvent nécessiter *la vidange contrôlée de la retenue* ou le chômage du canal. Dans cette situation transitoire, le maintien de la sécurité des ouvrages est examiné au cas par cas en fonction des travaux envisagés, des conséquences sur le dispositif d'évacuation des crues des barrages ou sur le déversoir de digues et de la durée de la situation.

1.6.4. Situations de crue

Trois situations de projet liées aux crues que l'ouvrage est susceptible de subir durant sa vie sont à considérer, telles que :

a- Situation rare de crue

Cette situation de projet concerne essentiellement les barrages écrêteurs de crues et les digues de protection contre les inondations. Le projeteur peut, dans certains cas, être amené à considérer une situation rare de crue pour les barrages de stockage.

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. Pour cette situation de crue, l'ouvrage doit répondre à tous les standards de sécurité, que ce soit sur le plan structural

(résistance au cisaillement ou au glissement, résistance en fondation, résistance à l'érosion interne, résistance à l'affouillement) ou sur le plan hydraulique (pas de débordement des coursiers, ouvrages de dissipation correctement dimensionnés). On dispose donc encore de marges avant d'atteindre des états-limite de rupture.

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. Les situations accidentelles

Elles se réfèrent à des conditions extrêmes applicables à l'ouvrage, ou à des probabilités d'occurrence faibles sur la durée de vie de l'ouvrage. La stabilité doit être assurée avec une sécurité minimale. Les situations accidentelles peuvent être liées à l'occurrence d'aléas extérieurs (hors aléa hydrologique traité dans les situations de crue). Dans cette catégorie, la principale situation accidentelle est la situation accidentelle sismique.

Un récapitulatif des situations de projet est parenté dans le tableau qui suit :

Tableau 1.3 : Récapitulatif des situations de projet de digue (CFBR, 2015).

Situation	Comportement de la digue	Etat limite	Etat de matériaux	régime
Situation normale d'exploitation	Long terme	Glissement du talus amont et aval.	drainé	Permanent
Situation transitoire en court et en fin de construction	Court terme	Glissement du talus amont ou du talus aval	Non drainé	transitoire
Situation transitoire de vidange rapide	Court terme	Glissement du talus amont ou du talus aval	Non drainé	Transitoire
Situation rare de crue	Long terme	Glissement du talus aval	Drainé	Permanent
Situation exceptionnelle de crue	Long terme	Glissement du talus aval	Drainé	Permanent
Situation extrême de crue	Long terme	Glissement du talus aval	Drainé	Permanent
Situation accidentelle sismique	Long terme	Glissement des talus amont et aval	Drainé	Permanent

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 **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 avec le code de calcul **FLAC2D**[®], en utilisant la méthode des différences finis. Le coefficient de sécurité sera évalué par la méthode de réduction des paramètres, sous les conditions réelles auxquelles l'ouvrage est soumis.

Chapitre 2 : *Présentation du logiciel FLAC2D*

Introduction

Les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont utilisées en géotechnique pour le calcul de stabilité des ouvrages. Celles-ci permettent la résolution des équations différentielles dérivées de processus physiques, comme la relation contraintes-déformations et les écoulements des fluides. Chaque méthode a sa particularité et son domaine d'application en fonction des problèmes à résoudre. De nos jours, beaucoup de codes de calculs sont basés sur ces méthodes numériques ; tels que le logiciel Flac 2D[®] qui fait l'objet de ce chapitre. Ainsi, nous consacrons ce premier chapitre à la présentation du logiciel. Nous exposons d'abord le principe de résolution numériques, ensuite les notions de base sur la méthode des différences finies et la description générale du logiciel FLAC2D-GIIC et enfin, les lois de comportement intégrées dans le logiciel.

2.1. Présentation du logiciel Flac

Le logiciel FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), développé par la société américaine ITASCA Consulting Group, est spécialement conçu pour les problèmes de géomécanique en général, et pour les problèmes de mécanique des sols en particulier. FLAC2D fait partie des outils de calculs dits en "contraintes déformations", dans un milieu continu. Ces derniers font en effet appel à des hypothèses à priori sur le comportement d'un ouvrage ou d'un massif ces hypothèses sont plus ou moins vérifiées par la théorie et/ou l'expérience (Maghlat, 2006).

2.2. Principe de résolution numérique dans le code FLAC 2D

FLAC2D est un logiciel de modélisation mécanique et hydraulique de problèmes géotechniques qui utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoire, mais un grand nombre d'itérations (Chebout, 2006). Ce code aux différences finies a été développé pour traiter les problèmes non-linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique, intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique. La figure (2.1) illustre la procédure de résolution générale des problèmes géotechniques exploitée dans le code de calcul

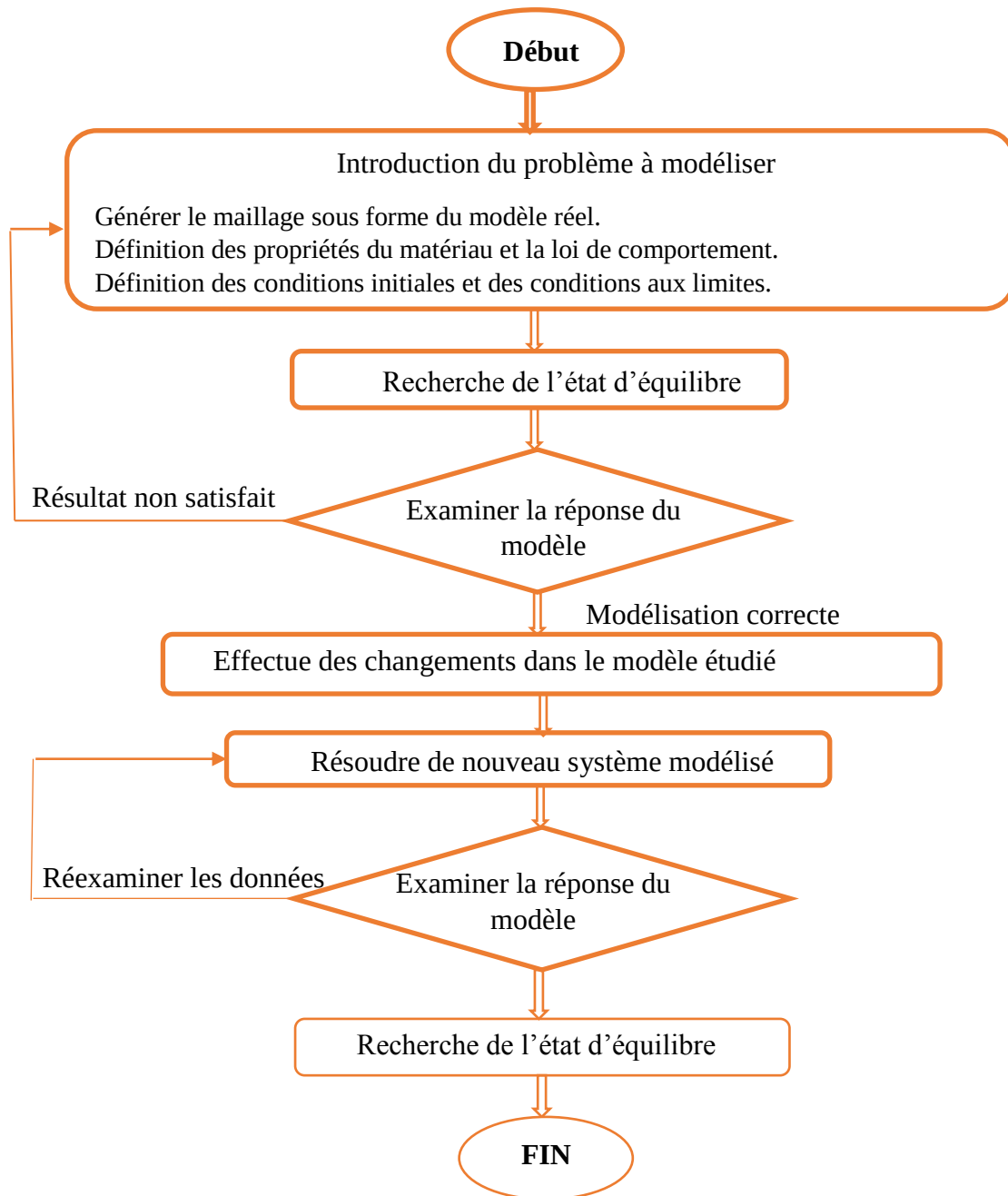


Figure 2 .1: Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D (Ould Belkacem, 2021)

2.2.1. Notion sur la méthode des différences finies

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles. Pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique. La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. Dans la méthode des différences finies, toute dérivée du système d'équations est directement transformée en équation algébrique, et les variations définies aux points de discrétisation ne nécessitent pas de fonctions de forme, comme cela est le cas pour les éléments finis. Le maillage est constitué de quadrilatères, chacun d'eux étant divisé

en deux paires d'éléments triangulaires (a, b) et (c, d), comme indiqué sur la figure 2.2. La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique sous un chargement symétrique. Il en va de même pour les déplacements des nœuds). Le code FLAC2D utilise des éléments lagrangiens, dont la géométrie est actualisée à chaque pas de temps. Cette propriété permet de traiter les problèmes en grands déplacements, sans algorithme supplémentaire. De plus, le code FLAC se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, autorisant ainsi un gain substantiel de place mémoire, à savoir de Random Access Memory(RAM). En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité (Maghlat, 2006).

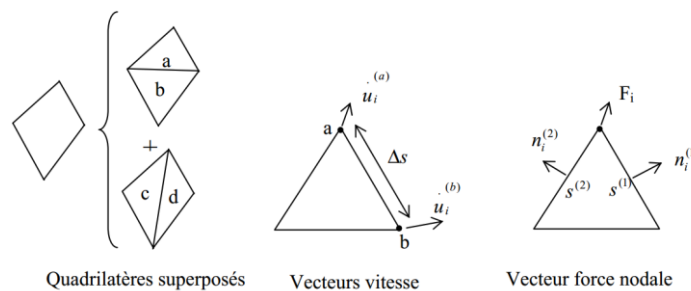


Figure 2.2 : Passage du problème continu à la discrétisation

2.2.2. Principe de base de la résolution numérique avec la méthode des différences finies

A l'origine, la méthode de résolution explicite s'inspire du principe de propagation et de dissipation de l'énergie cinétique au sein d'un corps déformable en mouvement. En effet, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène physique en considérant les équations de la dynamique du mouvement. Le déséquilibre induit par une modification de l'état de contraintes, dans une zone localisée, va se propager dans l'ensemble du système. Dans ce contexte, l'objectif de la méthode explicite aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique (élasto-plastique) ou quasi-statique (viscoplastique) par l'intermédiaire des équations de la dynamique. La figure 3.3 précise le rôle de ces équations dans la séquence de calcul parcourue pendant un incrément de temps dt .

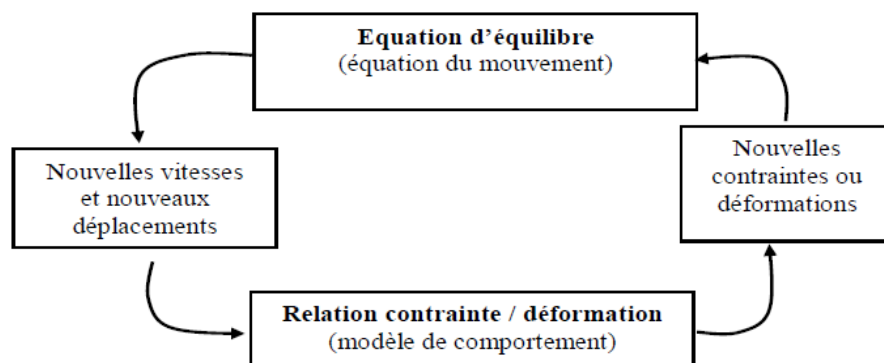


Figure 2.3 : Représentation schématique de la séquence de calculs opérés par le logiciel FLAC (Ould Belkacem, 2021)

2.3. Description générale du logiciel FLAC-GIIC

Il existe deux interfaces dans FLAC. La première qui se base sur l'introduction des données « Commande ligne », en utilisant le langage FISH, ainsi la modélisation et l'analyse sont réalisées grâce à un programme qu'il faut confectionner. La deuxième interface est le GIIC « Graphical I nterface 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 FLAC. Parmi les caractéristiques de FLAC GIIC on peut citer :

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

Nous présentons dans ce qui suit un bref aperçu sur les composants de l'interface graphique de FLAC GIIC Version 7.0 utilisé pour préparer notre travail de recherche ;

2.3.1. Le bureau de démarrage

Après avoir effectué l'installation du logiciel FLAC, une icône de démarrage apparaitre sur le bureau de l'ordinateur. En cliquant dessus une fenêtre principale et une boîte de dialogue apparaissent sur l'écran comme indiqué sur la figure 2.4 :

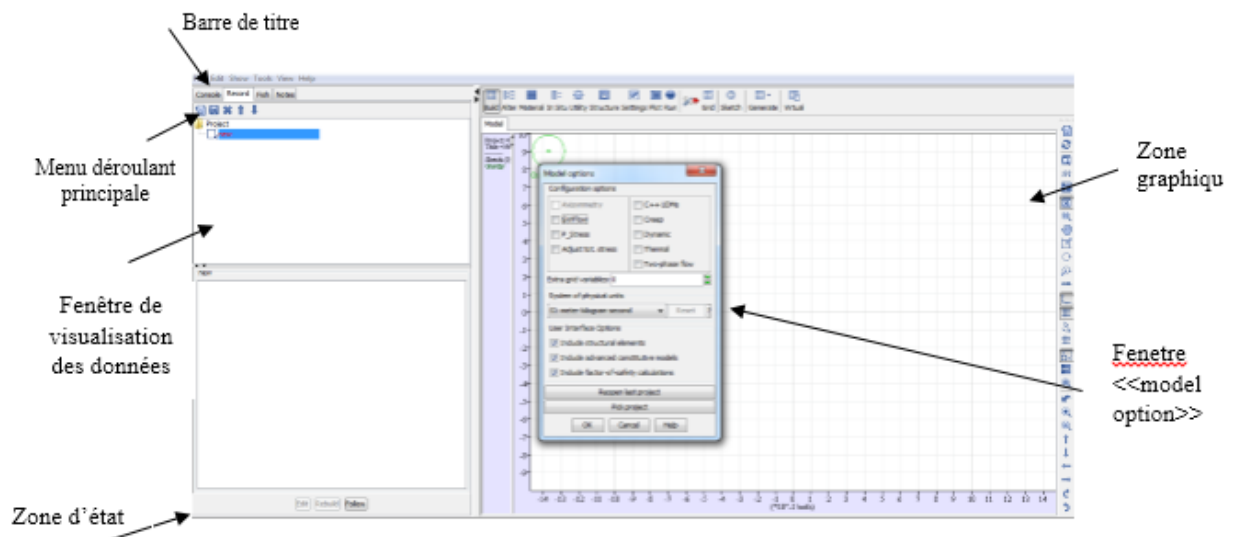


Figure 2.4 : Bureau de démarrage dans la configuration graphique de FLAC2D.

a-fenêtre principales

Les éléments importants de la fenêtre principale représentée sur la figure 2.4 ci-dessus peuvent se résumer comme suit :

- **Barre de titre** : sur laquelle sont affichées les informations de base concernant le logiciel (nom, version ainsi que l'organisme qui a mis au point et développe ce logiciel).
- **Menu déroulant principal** : grâce auquel on peut accéder à toutes les commandes de Flac.
- **Fenêtre de visualisation des données** : elle sert à visualiser le déroulement de calculs lors de l'exécution.
- **Zone d'état** : se trouvant dans la partie inférieure de la fenêtre principale, affiche les informations suivantes ; nom des fenêtres d'édition ouverte, coordonnées de la position du pointeur, unité utiliser ...etc
- **Zone graphique** : (fenêtre de l'éditeur graphique) qui sert à modéliser le domaine discrétisé ainsi que tous les résultats de l'analyse.
- **Barre d' outils** : c'est un type de menu dans lequel toutes les options de modélisation sont représentées par des icônes, et grâce auxquelles on procède à la discrétisation et l'analyse du domaine à étudier.

b- Fenêtre de dialogue « Model Options »

La fenêtre de dialogue « Model Options », illustrée par figure 2.5, apparaît à chaque lancement du logiciel FLAC 2D[®] ou bien à chaque fois qu'on lance un nouveau projet. Cette fenêtre nous permet de choisir le mode et le type d'analyse selon le problème à résoudre (analyse dynamique, thermique, fluage, axisymétrique... etc.). On peut sélectionner aussi le système d'unité à utiliser tout au long de l'analyse, ainsi que les modèles de comportement définis dans FLAC GIIC. Des éléments structuraux peuvent être aussi inclus dans le modèle à analyser.

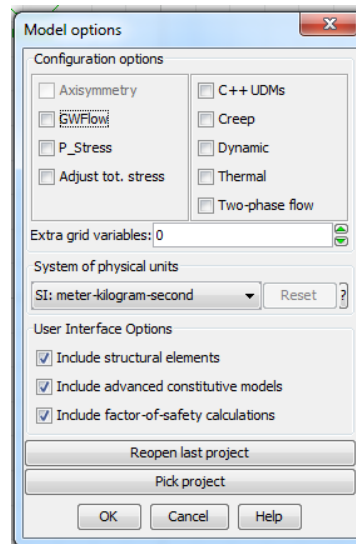


Figure 2.5 : Fenêtre de dialogue <<model option>> dans la configuration de FLAC2D®.

2.3.2. Menu déroulant et les barres d'outils

a- Menus déroulants

Le menu déroulant principal contient cinq composants, qui donnent l'accès à toutes les commandes de FLAC GIIC, nous pouvons les résumer comme suit figure 1.5:



Figure 2.6 : Menu déroulant principale dans la configuration.

a1-Menu File : Le menu déroulant File (figure 2.7), contient les composants suivants :

- **Model options :** il nous permet de retourner à la boîte de dialogue « Model Options Dialog » pour choisir les options d'interfaces de l'élément à modéliser.
- **Open Project:** il nous permet d'ouvrir un projet enregistré au préalable. Le nom du projet est identifié par l'extension "PRJ".
- **New Project:** cet élément du menu lance un nouveau projet. En cliquant dessus, la boîte de dialogue « Model Options Dialog » s'ouvre pour entamer un nouveau projet après avoir fermé le projet déjà existant.
- **Save project :** pour effectuer automatiquement toute mise à jours ou modification d'un fichier en extension PRJ', on enregistre le fichier avec la commande Save Project, sous une extension '.SAV'.
- **Save Project As:** enregistrer un nouveau fichier en extension .SAV ou donner un autre nom pour un fichier déjà existant.
- **Import Record:** importer des fichiers en extension PRJ formant un seul programme d'un projet. Les commandes sont lus par FLAC mais pas exécuter automatiquement.

- **Export Record:** son rôle est d'exporter des fichiers en extension '.PRJ' après avoir effectué des modifications.
- **Create Report:** un fichier HTML sera créé lors de la lecture de tous les fichiers en extension 'PRJ' formant le programme du projet.
- **Print Plot Setup:** cette commande nous permet de choisir le format d'impression de l'élément modélisé dans la fenêtre de l'éditeur graphique.
- **Print Plot:** cette commande nous permet d'imprimer directement sur une imprimante l'élément se trouvant dans la fenêtre de l'éditeur graphique.
- **Color Preference Settings:** cette commande contrôle tout le graphisme du logiciel FLACGIIC ainsi on peut personnaliser les couleurs de toutes les fenêtres graphiques. Preference Settings: ce composant du menu nous permet de personnaliser le contrôle de quelques commandes de FLAC GIIC.
- **Save Preferences:** cette commande nous permet de sauvegarder toutes les modifications effectuées grâce aux deux dernières commandes citées ci-dessus.
- **Ccustomer title information :** permet d'inscrire le nom de l'acquéreur du logiciel FLAC afin qu'il puisse apparaître dans tous les tracés imprimés.
- **Exit GIIC :** quitter le mode graphique de FLAC GIIC pour revenir au commande ligne de FLAC
- **Quit :** sortir du logiciel FLAC.

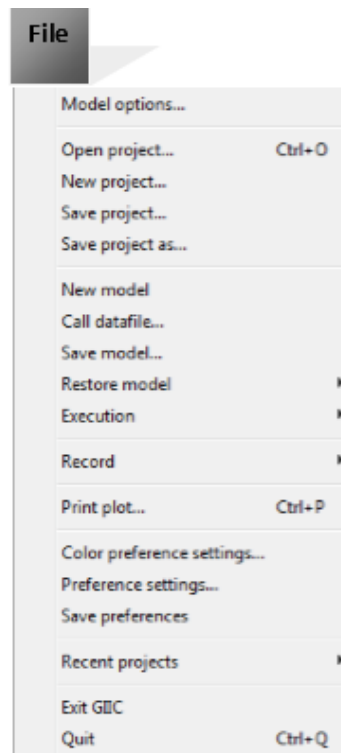


Figure 2.7 : Menu File dans la configuration graphique de FLAC2D®.

a2- Menu show

Le menu Show contient les composants suivants

- **Tools** : Cet élément permet aux outils de modélisation d'être visualisés dans une barre d'outils ou comme élément de menu. En outre, ils peuvent être présentés en tant que graphismes ou texte ou tous les deux. (Voir Menu Tools ci-dessous)
- **viewbar** : Ses éléments peuvent être montrés comme un menu déroulant ou bien comme une barre d'outils qui peut être affichée ou cachée. (Voir Menu View ci-dessous)
- **Resources**: la zone de données de source peut être affichée ou cachée avec ces éléments
- **Views**: la zone graphique peut être affichée ou cachée avec ces éléments.
- **Statusbar** : la zone d'état peut être affichée ou cachée avec ces éléments.
- **Fish Editor** : la fenêtre de Fish Editor peut être activée ou désactivée avec ces éléments.

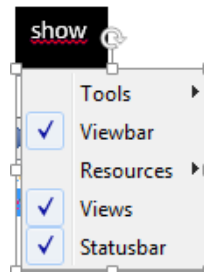


Figure 2.8 : Menu Show dans la configuration graphique de FLAC2D®.

- **Menu Tools**

Le menu Tools contient toutes les commandes pour modéliser l'élément à étudier. Le menu Tools peut être sous une forme déroulante comme l'indique la figure, on peut aussi y accéder grâce à des barres d'outils, qu'on décrira dans la suite de cette annexe.



Figure 2.9 : Menu Tools dans la configuration graphique de FLAC2D®.

- **Menu View**

Le menu View contient tous les outils de traçage et de vues utilisées dans le logiciel FLAC. Le menu View peut être sous une forme déroulante comme l'indique la figure grâce accéder à une barre d'outil, comme le montre la figure.

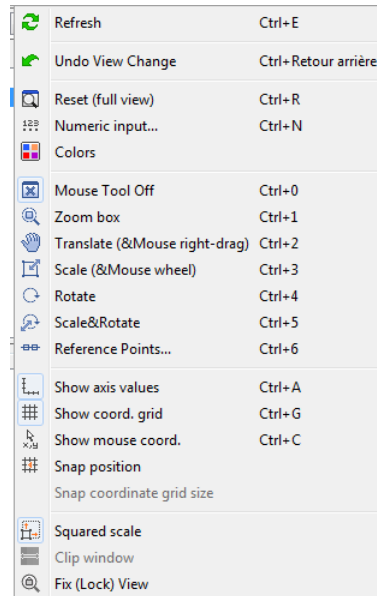


Figure 2.10 : Menu View dans la configuration graphique de FLAC2D®.

• Menu Help

Le menu Help (figure 2.11), permet d'accéder aux instructions et aux questions fréquemment posées au sujet de l'interface graphique du logiciel FLAC « GIIC »

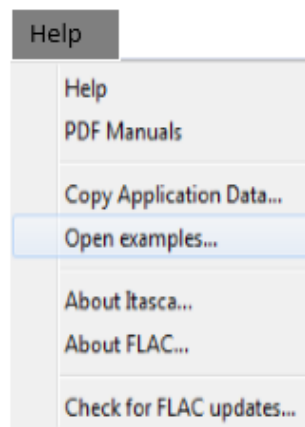


Figure 2.11 : Menu Help dans la configuration graphique de FLAC2D®.

Le menu Help contient les composantes suivant.

- **PDF Manuals:** Ouvre la documentation en format PDF indiquée dans des configurations de préférence.
- **About Itasca:** Contient l'adresse de Itasca Consulting Group, Inc.
- **About FLAC :** Indique les références et la version du logiciel FLAC

b- Barres d'outils

Pour effectuer une analyse complète d'un problème avec le logiciel FLAC GIIC, un ensemble de commandes ont été élaborées afin de faciliter à l'utilisateur la modélisation et l'analyse

d'un modèle. Ces commandes sont assemblées dans une barre d'outils (figure 2.12), avec un ordre progressif et logique afin de résoudre le problème. On peut les résumer comme suit :



Figure 2.12 : Barre d'outil dans la configuration graphique de FLAC2D®.

b1- Barre d'outils BUILD

Les outils de la commande BUILD nous permettent de donner une première forme générale du domaine à étudier. On peut trouver aussi des modèles déjà prédéfinis auxquels on fait appel.

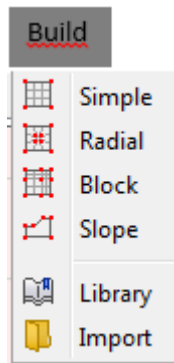


Figure 2.13 : Barre d'outils BUILD dans la configuration graphique de FLAC2D®.

b2- Barre d'outils ALTER

Après avoir fait une modélisation approximative du domaine à étudier, on peut ajuster ce dernier pour le rapprocher de la réalité et cela en effectuant des modifications grâce aux commandes de la barre d'outils ALTER (figure 1.13), avec lesquelles on peut par exemple subdiviser notre domaine en plusieurs régions, créer d'autres régions, élaborer une excavation, modéliser les surfaces de contact ou bien raffiner le maillage dans des régions où on juge que c'est nécessaire,



Figure 2.14 : Barre d'outils ALTER dans la configuration graphique de FLAC2D®.

b3- Barre d'outils MATERIAL

Les lois de comportement (Modèles de comportement), ainsi que les propriétés des matériaux utilisées sont introduites dans la modélisation à l'aide de la barre d'outils MATERIAL (figure 2.15). Parmi les lois de comportement qu'on trouve dans le logiciel FLAC on cite principalement

Mohr Coulomb, Drucker Prager et beaucoup d'autres ; ajouter à cela la possibilité d'introduire de nouvelle loi de comportement programmer avec le langage FISH qui est un langage inclus dans le logiciel FLAC à base du C++

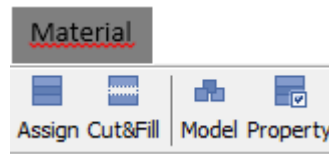


Figure 2.15 : Barre d'outil MATERIAL dans la configuration graphique de FLAC2D[®].

b3- Barre d'outils IN SITU

En utilisant les commandes de la barre d'outils IN SITU (figure 2.16), on déclare les conditions initiales et les conditions aux limites de notre modèle à étudier.

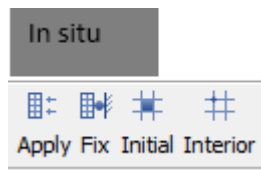


Figure 2.16 : Barre d'outil IN SITU dans la configuration graphique de FLAC2D[®]

b4- Barre d'outils STRUCTURE

Grâce aux commandes de la barre d'outils STRUCTURE, on peut modéliser n'importe quelles géométries d'une structure qu'elles soient des poutres, des poteaux. Des pieux, des câbles de précontrainte...etc, comme l'indique la figure (2.17) :



Figure 2.17 : Barre d'outil STRUCTURE dans la configuration graphique de FLAC2D[®].

b5- Barre d'outils UTILITY

Les commandes de la barre d'outils UTILITY permettent d'accéder aux utilitaires. Dans FLAC2D[®] qui facilitent la génération, la surveillance et le contrôle du modèle. On peut aussi accéder aux variables du modèle afin de surveiller leur influence pendant les cycles de calcul. L'utilisateur peut introduire directement de nouvelles fonctions variables programmé par le langage FISH, inclus dans FLAC2D à base du C++ afin de compléter la modélisation du problème à résoudre ou enrichir la bibliothèque de FLAC.

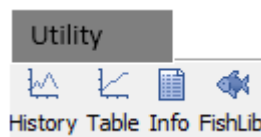


Figure 2.18 : Barre d'outils UTILITY dans la configuration graphique de FLAC2D[®]

b6- Barre d'outils SETTINGS

Pour effectuer des changements ou bien introduire des données afin de compléter la modélisation du problème à résoudre, on utilise les barres de commandes fournies dans la barre d'outils SETTINGS. Grâce à ces dernières on peut introduire la gravité, état de grandes ou petites déformations, les caractéristiques mécaniques de l'eau, le pas de calcul ainsi que les différents paramètres caractérisant une étude dynamique, de fluage ou bien thermique, figure.



Figure 2.19 : Barre d'outil SETTINGG dans la configuration graphique de FLAC2D[®]

b7- Barre d'outils PLOT

Les barres de commande fournies dans la barre d'outils PLOT, sont associées au traçage de tous les résultats obtenus après la résolution du problème modéliser. On peut ainsi obtenir toutes les courbes selon les besoins du problème.

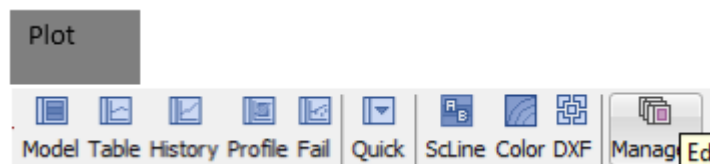


Figure 2.20 : Barre d'outils PLOT dans la configuration graphique de FLAC2D[®]

b8-Barre d'outils RUN

Les barres de commandes fournies dans la barre d'outil Run(figure 2.21), sont associées à la phase de résolution des problèmes modélisés avec FLAC

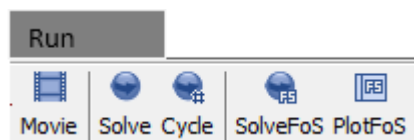


Figure 2.21 : Barre d'outils Run dans la configuration graphique de FLAC2D[®]

2.4. Simulation numérique dans le code

2.4.1 Maillage de l'échantillon

La géométrie des problèmes dans FLAC 2D[®] est définie par des grilles et points nodaux. FLAC 2D dispose et organise les grilles et les points nodaux en mode lignes et colonne. Ils sont dispensés dans la direction horizontale exprimée en terme des «i » et dans la direction verticale exprimée en terme des «j». Quoique FLAC2D[®] utilise des éléments quadrilatéraux, il subdivise les éléments quadrilatéraux en deux paires d'éléments triangulaires.

2.4.2 Conditions initiales et conditions aux limites

Les conditions initiales et les conditions aux limites sont introduites dans FLAC2D[®] grâce à la commande In-situ (figure 2.16). Dans le cadre de notre travail, la modélisation consiste à initialiser à zéro les déplacements suivant x et y, et de fixer les pressions interstitielles initiales.

2.5. Lois de comportement

Une loi de comportement d'un matériau est une relation entre les contraintes et les déformations. Pour définir cette relation expérimentale, il faut procéder par des essais aux laboratoires. Les résultats de ces derniers peuvent être représentés sous forme d'une courbe effort-déformation exprimant ainsi le chargement ou le déchargement du matériau. Le comportement du matériau est dit élastique lorsque l'histoire du chargement n'intervient pas et qu'à un état de contraintes correspond un état de déformation et un seul (P. Mestat, 1993).

Le comportement élastique peut être linéaire, c'est à dire le tenseur des déformations est alors proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations avec réversibilité des déformations. Ce type de comportement a été découvert par Robert Hooke en 1678, mais c'est seulement une approximation du comportement réversible des matériaux, car plusieurs essais effectués montrent que la courbe effort-déformation est non linéaire. La première loi élastique non linéaire a été introduite par Leibniz en 1660, il s'ensuit plusieurs lois proposées par d'autres chercheurs telles que la loi de Griffith, la loi de Lade, la loi de Boyce... (H.R Boyce, 1980 ; J. F. Shao et J.P. Henry, 198) (Maghlat, 2006). L'élasticité dans les matériaux est présente pour des niveaux faibles de sollicitations, L'étendu du domaine des déformations élastiques est cependant très différent d'un matériau un autre.

D'une manière générale, la simplicité du comportement élastique fait qu'il est encore utilisée pour analyser le comportement des massifs de sols et des ouvrages. Ce qui nous amène à ne pas négliger la partie élastique de déformations dans la formulation des lois de comportement.

2.5.1. Présentation des modèles de comportement théorique utilisés par FLAC2D®

Le logiciel FLAC2D® intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques, descriptifs de la rhéologie du matériau. Les modèles inscrits dans FLAC 2D sont répertoriés en trois groupes (Ould Belkacem, 2021) :

- **Modèles nuls (vide)** : contient un seul modèle utilisé dans le cas où on représente une excavation. Toutes les propriétés de ce modèle sont nulles.
- **Modèles élastiques** : 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 2.21) et le coefficient de Poisson (ν) :

$$E = \sigma / \varepsilon \quad 2.1$$

$$G = \tau / \gamma \quad 2.2$$

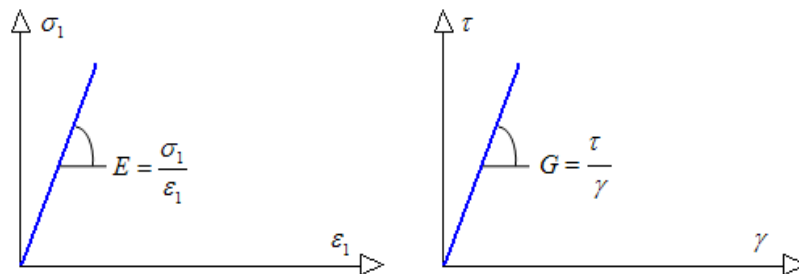


Figure 2.22 : Loi de comportement élastique linéaire

- **Modèle plastique**: ce groupe contient huit modèles plastiques, ils sont les suivants : Drucker rager, Mohr-Coulomb, Stain Softening/Hardening, Double yield, Modified Cam-claymodel, Hoek-Brown model, Ubiquitous-joint model et Bilinear Strain Softening/Hardening Ubiquitous-joint model.

Nous nous intéressons dans cette étude au modèle élastoplastique de Mohr coulomb.

- **Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb**

Le modèle élastique est le modèle de matériau le plus simple. Il est caractérisé par une relation linéaire, réversible et indépendante de l'histoire des sollicitations, entre la contrainte total et la déformation (loi de Hooke).

En réalité, très peu de matériaux ont un comportement élastique parfait. Au-delà d'un certain seuil de contraintes, tout ou partie de la déformation additionnelle est alors irréversible. En complément de la déformation élastique définie par la loi de Hooke, les modèles élasto-plastiques intègrent ainsi un degré de déformation plastique permanente, caractérisée par une Loi d'écoulement lorsque la surface de charge est atteinte.

Dans le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb, l'incrément de déformation totale se décompose donc en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique.

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)**

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.3)$$

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

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.4)$$

- **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 (ϕ)**

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 (ψ)**

L'angle de dilataance ψ (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilataance ($\psi = 0$). La dilataance 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 dilataance est nul pour des valeurs de ϕ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

- **La résistance à la traction σ_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.

**Chapitre 3 : *Modélisation sous flac
d'une digue homogène, sous différents
paramètres de calcul***

Introduction

Nous nous intéressons dans, ce chapitre, à la modélisation d'une digue homogène sous FLC2D[®] tenant compte du massif de fondation. Différents paramètres seront considérés pour l'analyse de la stabilité de la digue ; à savoir la profondeur de la fondation, les caractéristiques du sol de fondation, les lois de comportement et le modèle d'écoulement de couplage. Les résultats du coefficient de sécurité des tassements et des contraintes de cisaillement feront l'objet d'une analyse.

3.1. Présentation de l'ouvrage et des matériaux

L'ouvrage faisant l'objet d'étude est une digue homogène de largeur L et hauteur H (figure .6). Le massif de fondation est délimité une profondeur H' égale à 4 fois la hauteur H de la digue et une largeur B égale à trois fois la largeur L de la digue, tel que recommandé par Mestat (1997).

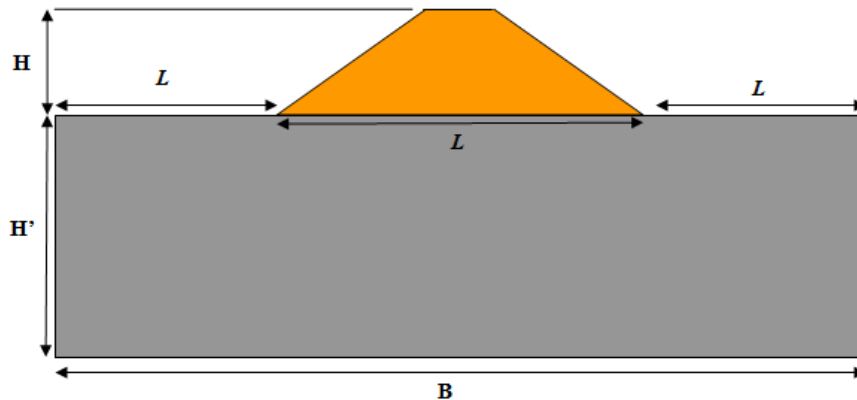


Figure 3.1 : Schéma descriptif de la digue et du massif de fondation.

Les caractéristiques géométriques de système (digue-fondation) sont présentées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 Caractéristiques géométriques de la digue.

Paramètres	Valeurs	Unités
Hauteur de la digue H	11.00	m
Largeur de la digue L	66.83	m
Largeur en crête b	6	m
Pente du talus amont	1/3	-
Pente du talus aval	1/2.5	-
Hauteur du socle H'	44.00	m
Largeur du socle L'	198,83	m
Longueur du drain	20.00	m

Les caractéristiques physiques et mécaniques du corps de la digue et du massif de fondation sont illustrées respectivement dans le tableau 3.2 et 3.3 (Mouyeaux, 2017) :

Tableau 3.2 : Caractéristiques des matériaux de la digue.

.Symbole	Désignation du paramètre	Valeur moyenne	Unités	Ecart type	Valeur caractéristique	Unité
γ_h	Masse volumique humide	19.00	t/m ³	2.28	1530.60	kg/m ³
γ_{sat}	Masse volumique saturée	21.00	t/m ³	2.52	16917.14	kg/m ³
C'	Cohésion effective du sol	20.36	kN/m ³	2.44	16401.57	N/m ²
ϕ'	Angle effective du sol	26.55	°	3.19	21.39	°
Cu	Cohésion non drainée du sol	97.63	kN/m ³	11.72	78648.60	N/m ²
Φ_u	Angle non drainée du sol	9.48	°	1.14	7.64	°

Tableau 3. 3 : Caractéristiques des matériaux du massif.

Symbole	Désignation du paramètre	Valeur caractéristique	Unité
γ_h	Masse volumique humide	1980.0	kg/m ³
Cu	Cohésion non drainée du sol	8900	N/m ²
Φ_u	Angle non drainée du sol	34.8	°
Ψ	Angle de dilatation	0	°
Y	Coefficient de Poisson	0.41	-
K	Module volumique	4.42176E7	N/m ²
G	Module de cisaillement	1.69173E7	N/m ²
G	Gravité	9.81	m/s ²
Γ_w	Masse volumique de l'eau	1000.00	kg/m ³

3.2. Etapes de modélisation

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

Le choix du type de configuration et du système d'unité sont introduit par le menu « modèle option », soit :

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

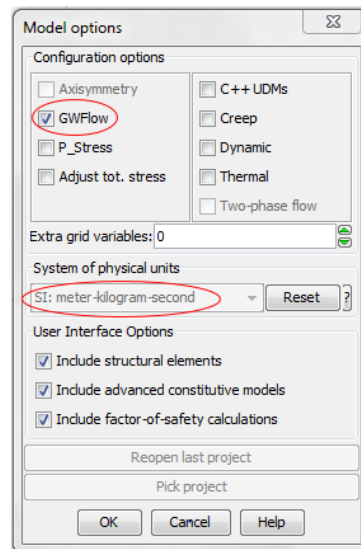
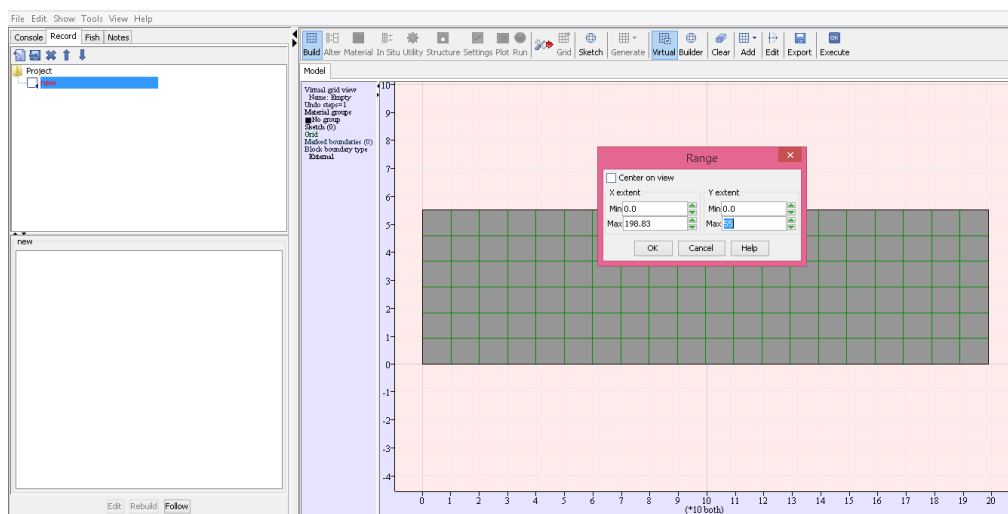


Figure 3.2 : Choix de configuration et du système d'unité.

➤ Etape 02 : Définition de la géométrie du système

Une géométrie approchée de la digue et de la fondation est créée en introduisant la largeur $L'=198,83$ et la hauteur $H'=55$ par le menu suivant (figure 3.3).



Build → Virtual → Add → simple

Figure 3.3 : Géométrie approchée de la digue.

Pour pouvoir modifier la géométrie on la répartie en sous blocs (figure 3.4), en utilisant la commande :

Edit → Blocks → split blocks

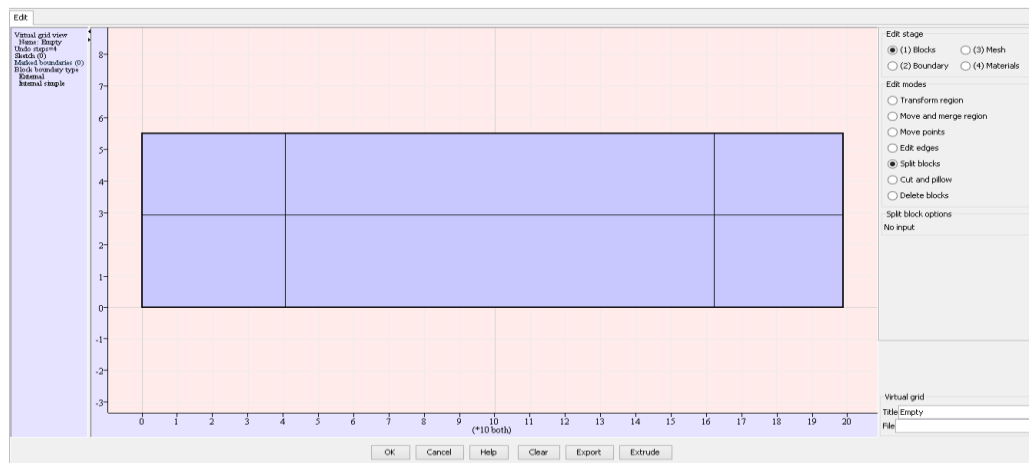


Figure 3.4 : Division de la géométrie en block

On supprime les blocks qui ne sont pas utiles pour se rapprocher d'avantage de la géométrie définie (figure 3.5), en utilisant la commande :

Edit → Blocks → split blocks → delete blocks

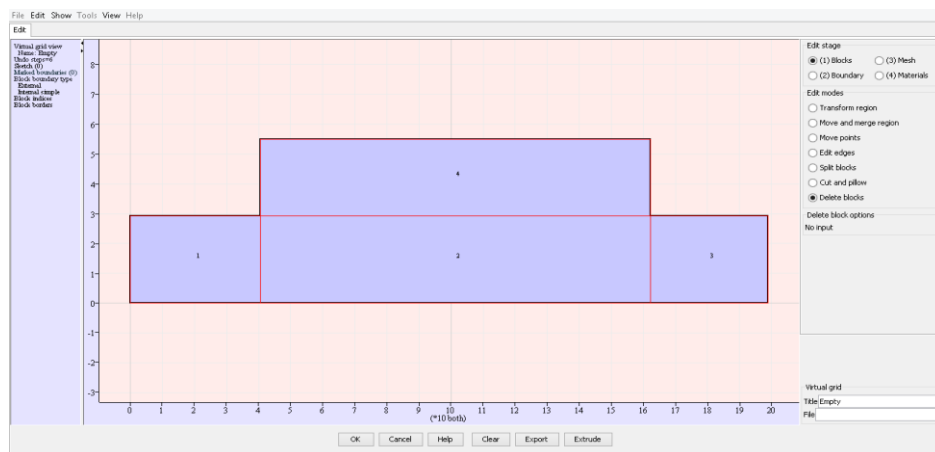


Figure 3.5 : Suppression des blocks.

On introduit les coordonnées des nœuds de la crête (figure 3.6) en utilisant la commande :

Edit → Blocks → Edit edges



Figure 3.6 : Introduction des coordonnées des nœuds de la crête.

On obtient ainsi la géométrie finale (figure 3.7) :

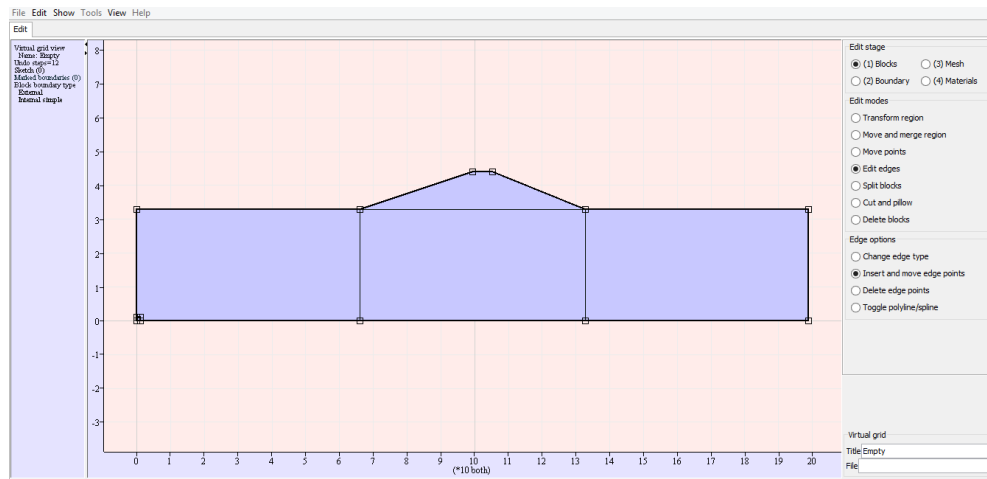


Figure 3.7 : Géométrie finale du système.

➤ Etape 03 : Définition des conditions aux limites et conditions initiales

Les conditions d'encastrement sont définies à la base du socle (déplacements nuls suivant x et y) et appuis simple aux extrémités, autrement dit on libère les déplacements suivant y. Ces conditions sont imposées par la commande (figure 3.8) :

Edit → Boundary → automaticBoundarycond.

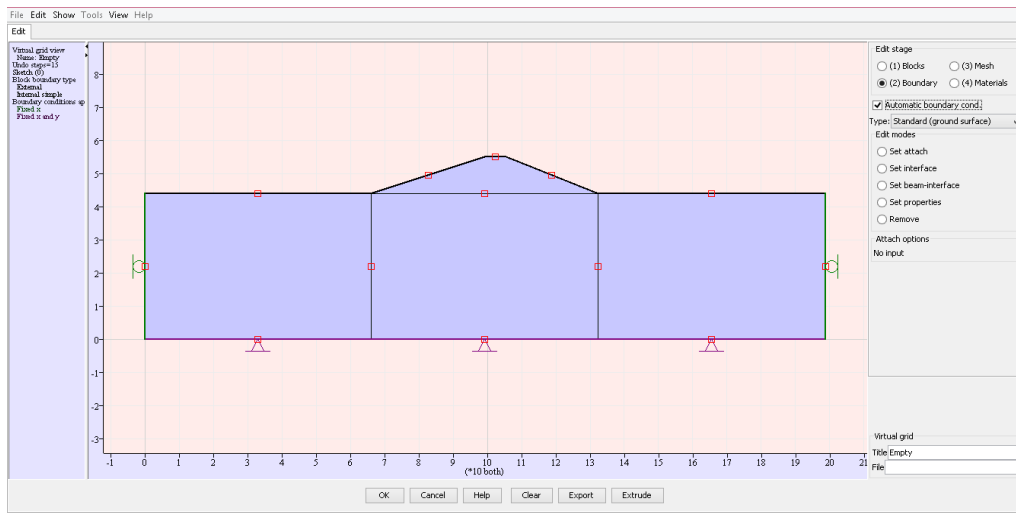


Figure 3.8 : Condition aux limites.

Pour les conditions initiales, on initialise les déplacements à zéro et on fixe les pressions interstitielles au niveau du drain pour empêcher les infiltrations.

➤ 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 3.9). La commande utilisée pour chaque bloc est :

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

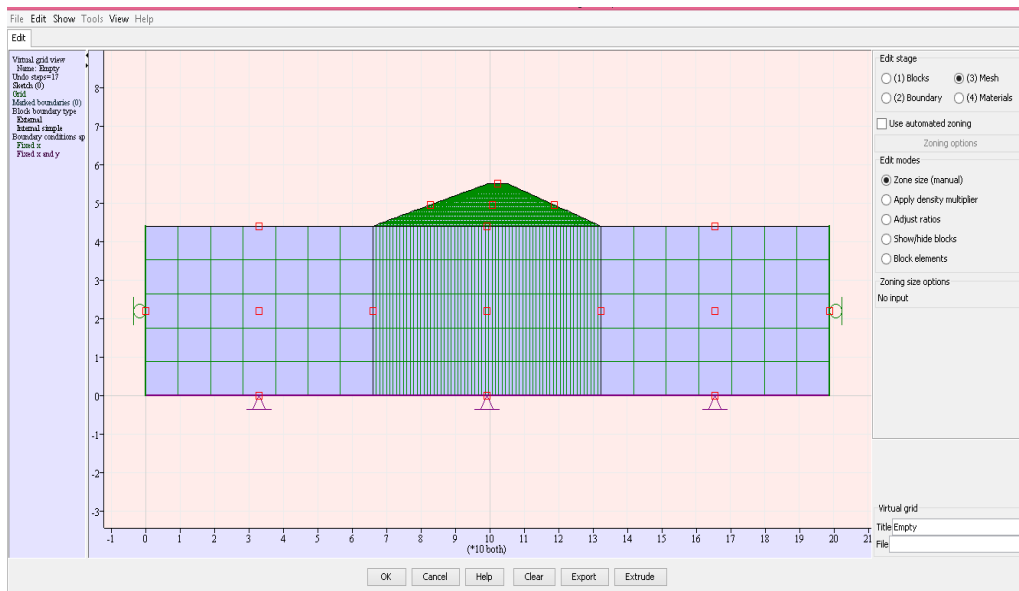


Figure 3.9 : Génération du maillage.

On sépare la digue et le socle par une ligne que l'on trace à l'interface de ces derniers (figure 3.10), afin que l'on puisse définir pour chacune des zones ses paramètres caractéristiques. La commande utilisée est la suivante :

Alter → shape → line → generate

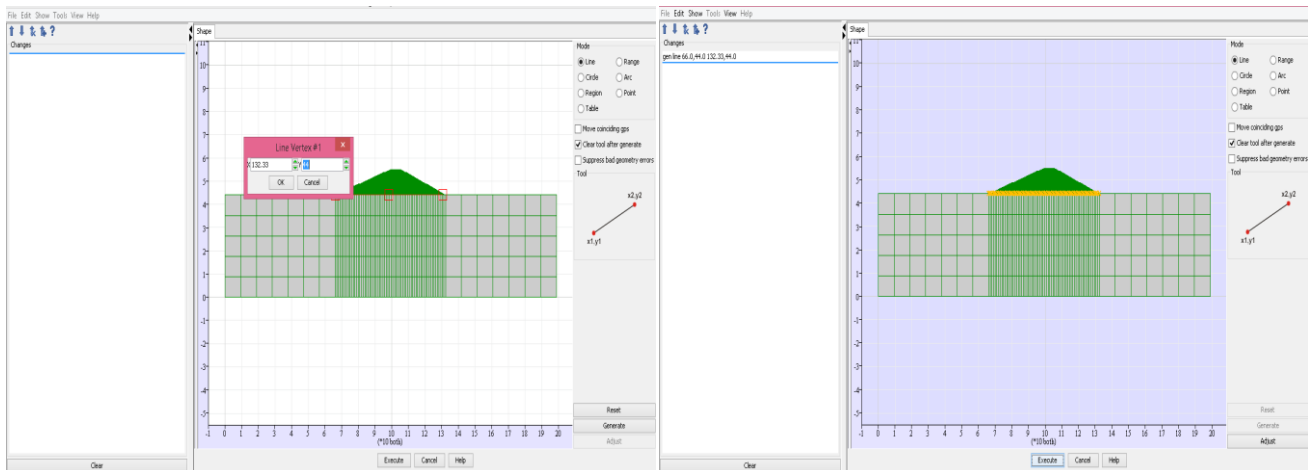


Figure 3.10 : Séparation de la digue et le socle

La géométrie créée est ainsi enregistrée, exportée dans le dossier crée initialement puis exécutée. Un programme relatant les différentes étapes élaborées est affiché sur le menu raccord avec la géométrie définitive (figure 3.11).

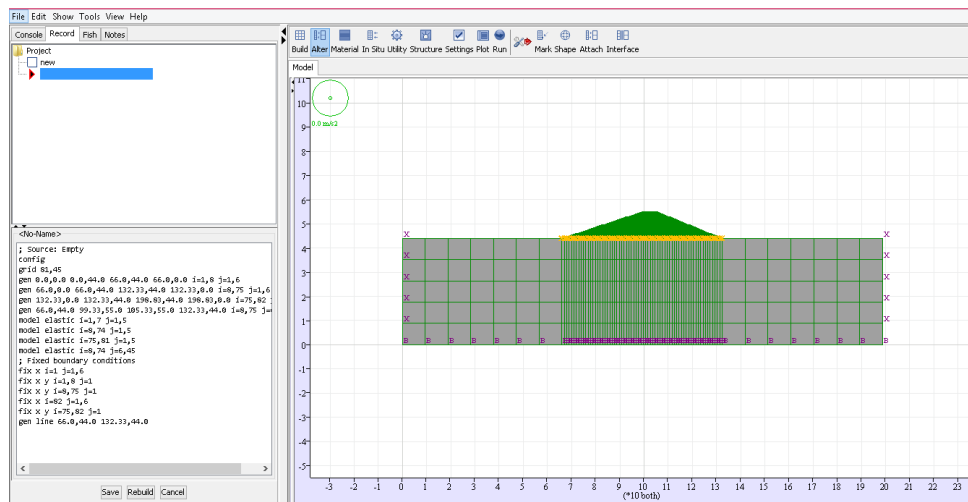


Figure 3.11 : Génération définitive.

➤ Etape 05 : Attribution des propriétés des matériaux de la digue et le modèle de comportement

Les propriétés des matériaux et le modèle de Mohr Coulomb sot introduit par la commande :

Material → Assign → Region → Create → execute

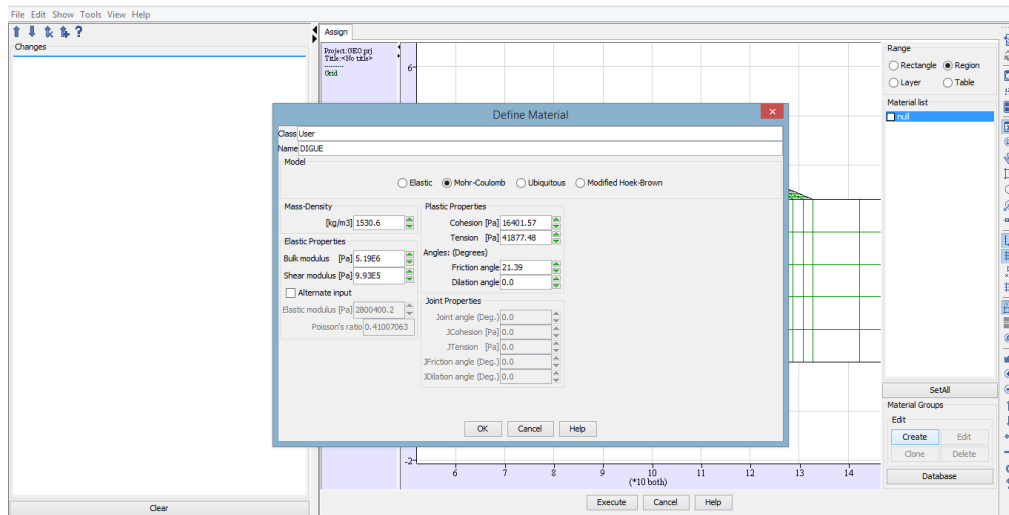


Figure 3.12 : Introduction des paramètres du modèle de Mohr Coulomb.

➤ **Etape 06 : Définition de la perméabilité et de la porosité du remblai de la digue**

La perméabilité du remblai de la digue et du massif de fondation ainsi que leur porosité (tableau 3.4) sont introduites par la commande ci-après (figure 3.13) :

Tableau 3.4: valeurs de perméabilité et porosité

Paramètres	Valeurs	unités
Perméabilité de la digue	$1.02 \cdot 10^{-11}$	m/s
Perméabilité de la digue	$1.02 \cdot 10^{-8}$	m/s
Porosité n	0.4	-

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

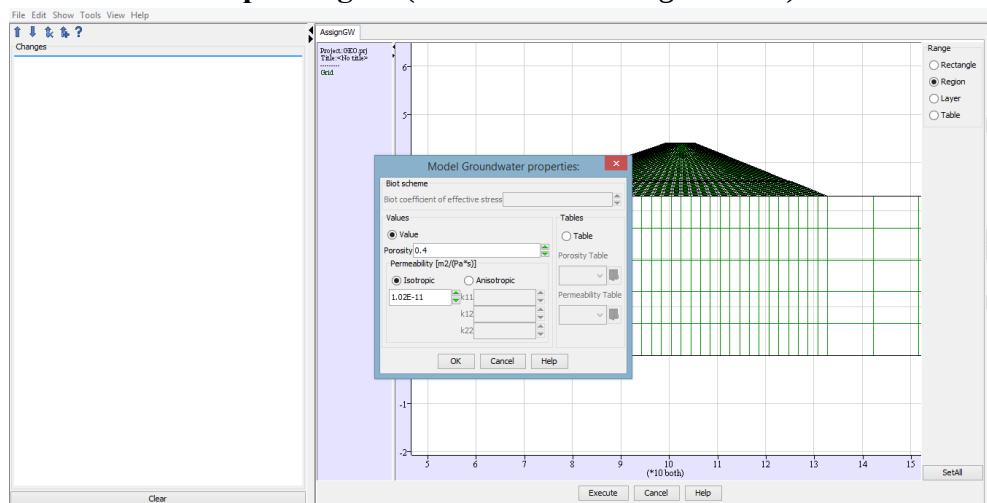


Figure 3.13 : Introduction de la perméabilité et de la porosité du remblai de la digue.

➤ Etape 07 : Définition de la gravité

La gravité $g=9.81 \text{ m/s}^2$ est introduite dans la direction verticale par la commande suivante (figure 3.14):

Setting → Gravity → vertical

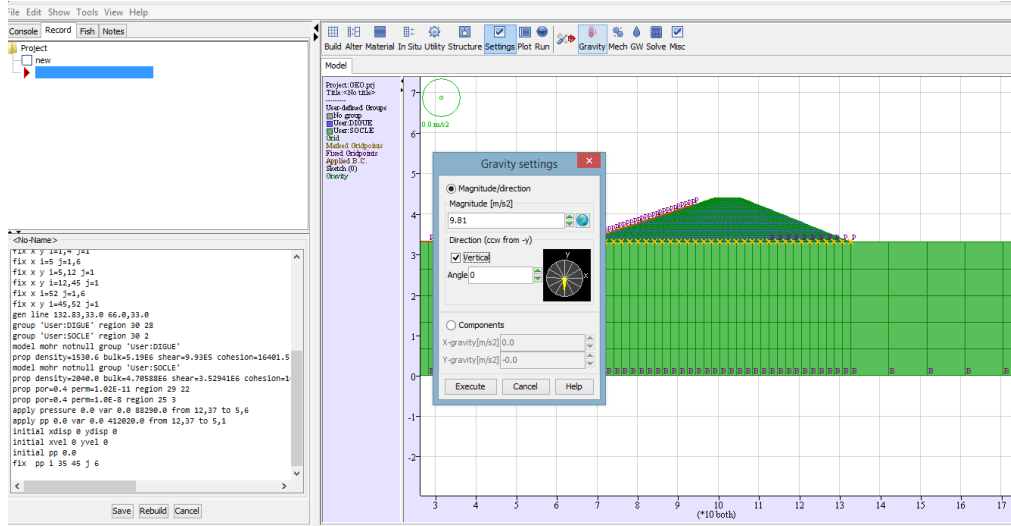


Figure 3.14 : Introduction de la gravité dans la configuration.

➤ Etape 08 : 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 suivante (Flac2D[®]) :

$$K_e = \max(5\rho_e g \sqrt{A_n}) \quad (3.1)$$

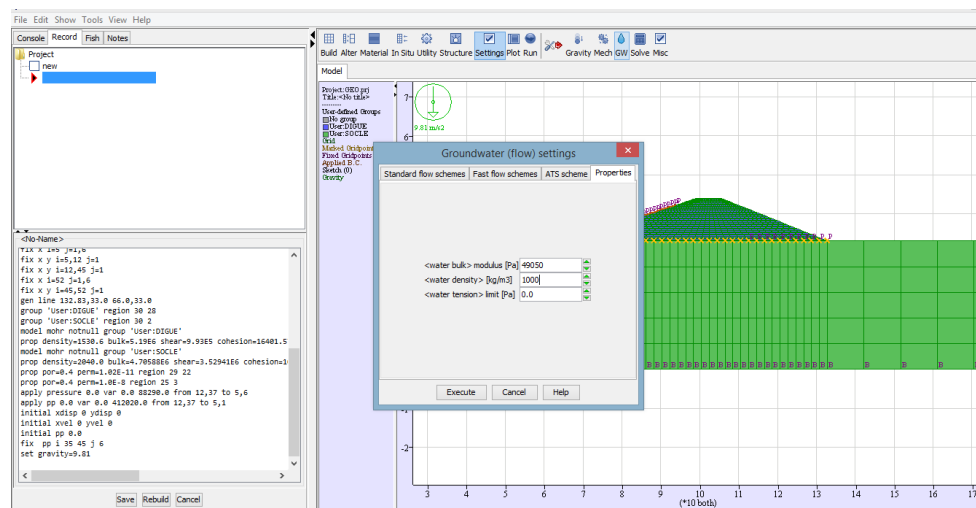
ρ_e : densité de l'eau, égale à 1000 Kg/m^3 ;

g : accélération de la pesanteur, égale à 9.81 m/s^2 ;

A_n : Section de la maille, égale à 1 m^2 ;

Les paramètres K_e et ρ_e sont introduit par la commande suivante (figure 3.15) :

Settings → GW (ground water flow)

Figure 3.15 : Introduction des paramètres K_e et ρ_c .

Différents schémas d'écoulements sont définis dans flac2D[®] (tableau 3.5).

Tableau 3.5 : Différents schémas d'écoulement adoptés par FLAC.

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

Nous considérons, dans notre cas, un remblai en état partiellement saturé (**partially saturated**) 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)**.

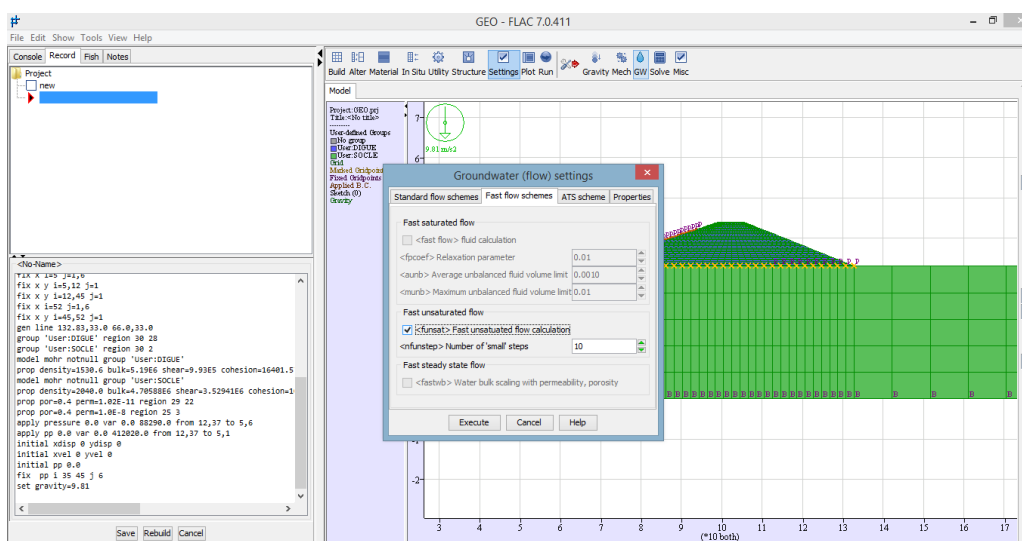


Figure 3.16 : Définition du schéma d'écoulement

- **Application des pressions hydrostatiques**

Pour appliquer les pressions hydrostatiques, on sélectionne la zone d'application sur la géométrie, en considérant une distribution triangulaire (figure 3.17). Ainsi, on introduit la pression nulle au sommet et la pression maximale à la base, soit :

$$P = \rho_e g h_e \quad (3.2)$$

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

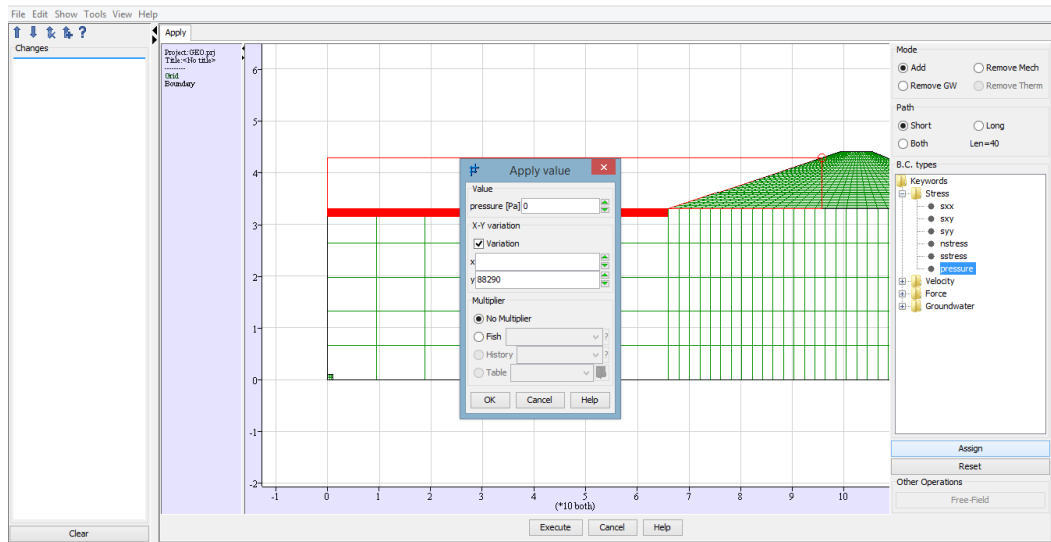


Figure 3.17 : Introduction des pressions hydrostatiques.

- **Application des pressions interstitielles**

De la même manière que les pressions hydrostatiques, on sélectionne la zone en question et on introduit la pression nulle au sommet et la pression maximale à la base (figure 3.18). Les pressions interstitielles sont introduites par la commande qui suit :

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

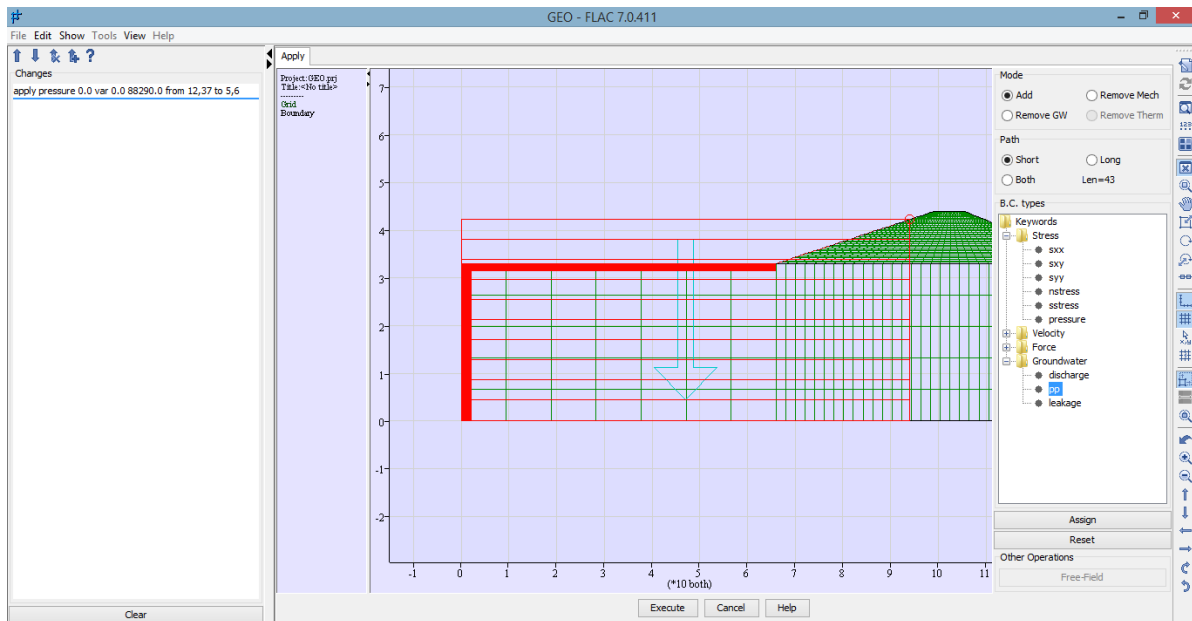


Figure 3.18 : Introduction des pressions interstitielles

➤ Etape 09 : Introduction du drain

La longueur du drain horizontal adopté est définie conformément au PNUD (1998), soit $1\frac{1}{3}$ à $1\frac{1}{4}$ 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 3.19). La commande utilisée est la suivante :

In Situ → Fix → PorePressure → Execute

Après l'exécution de ces étapes, l'interface du logiciel FLAC2D nous permet de visualiser la géométrie de la digue modélisée, son maillage, les conditions aux limites appliquées ainsi que les pressions assignées (figure 3.19).

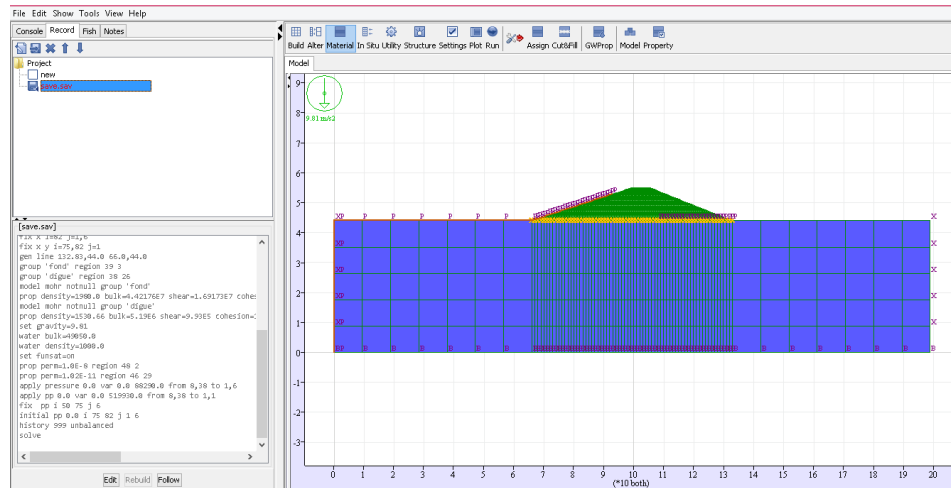


Figure 3.19 : Géométrie et maillage de la digue.

Un programme en langage FISH relatant les différentes étapes de modélisation sous FLAC est affiché (figure 3.20). Ce programme, donné ci-après, est bien sûr accessible à toutes modifications qui s'avèrent nécessaires :

```
; Source: Empty
; Grid file: Mesh.grd
config gwflow
grid 81,42
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=6,43
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=6,42
; 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 'User:digue' region 29 26
group 'User:S0CLE' region 75 4
model mohr notnull group 'User:digue'
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:digue'
model mohr notnull group 'User:S0CLE'
prop density=1980.0 bulk=4.42176E7 shear=1.69173E7 cohesion=8900.0 friction=34.8 dilation=0.0 tension=0.0 notnull
group 'User:S0CLE'
apply pressure 0.0 var 0.0 88290.0 from 8,38 to 1,6
apply pp 0.0 var 0.0 519930.0 from 8,38 to 1,1
fix pp i 55 75 j 6
set gravity=9.81
water bulk=49050.0
water density=1000.0
set funsat=on
initial xdisp 0 ydisp 0
initial xvel 0 yvel 0
prop por=0.4 perm=1.02E-11 region 52 25
prop por=0.4 perm=1.0E-8 region 9 2
```

Figure 3.20 : Programme en langage fish

➤ Etape 10 : 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

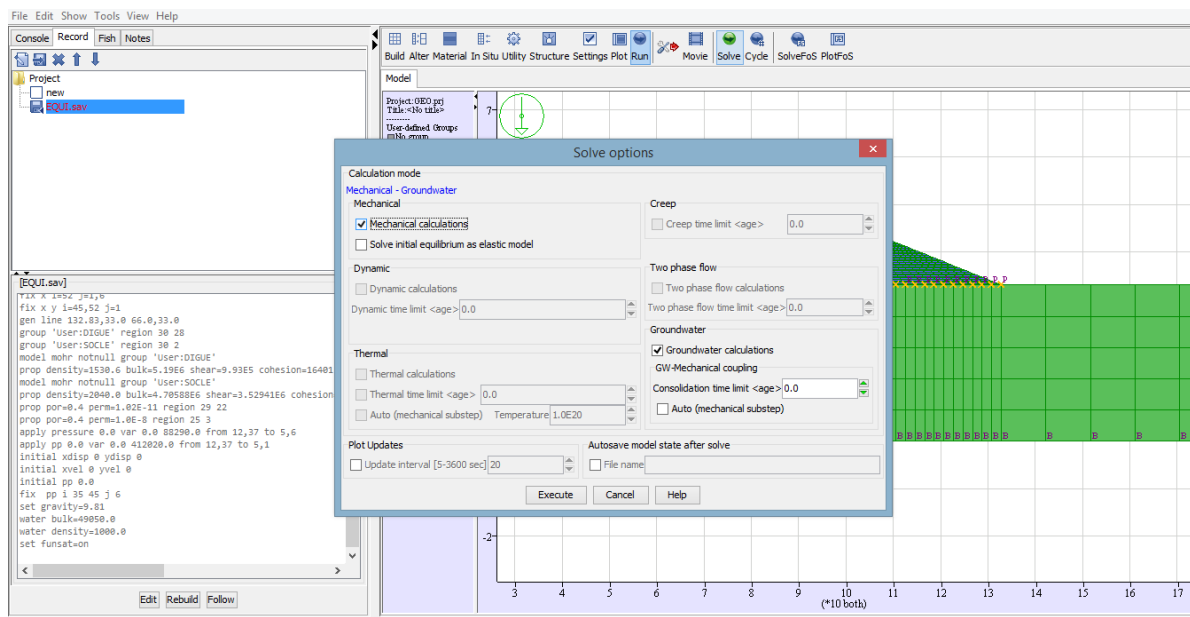


Figure 3.21 : Etape d'exécution.

Après analyse de la stabilité de la digue, nous pouvons accéder à différents résultats : contraintes de cisaillement, ligne de saturation et distribution des pressions interstitielles. Pour le calcul du coefficient partiel de sécurité F_s , le logiciel FLAC2D utilise la méthode de réduction des paramètres. La méthode consiste à réduire progressivement la résistance au cisaillement d'un sol (figure 3.22).

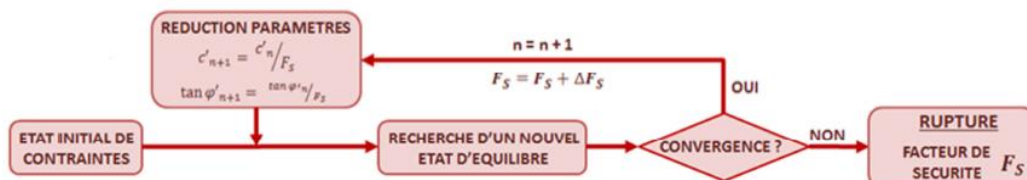


Figure 3.22 : Principe de l'algorithme de la méthode de réduction des paramètres (Moyeaux, 2017)

La réduction est faite sur la tangente de l'angle de frottement effectif φ' et de la cohésion effective C' dans le modèle de Mohr-Coulomb. Les paramètres réduits φ'_{red} et c'_{red} s'expriment par les relations :

$$C'_{n+1} = C'_n / F_s \quad (3.3)$$

$$\tan \varphi'_{n+1} = \tan \varphi'_n / F_s \quad (3.4)$$

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 3.23) :

Run → SolveFoS

Le résultat est illustré par la figure 3.23 :

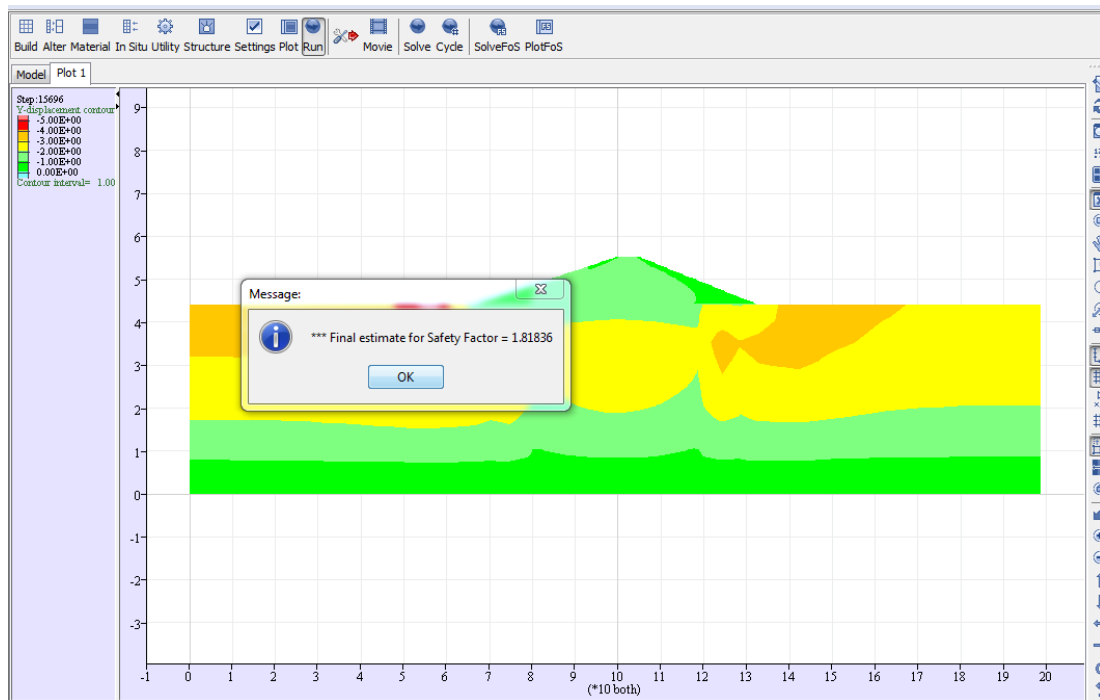


Figure 3.23 : Résultats de calcul du coefficient de sécurité F_s .

3.3. Résultats et interprétation

3.3.1. Situation normale d'exploitation

3.3.1.1. Influence de la profondeur de la fondation

L'analyse de la stabilité de la digue est effectuée pour une fondation rocheuse dans les caractéristiques mécaniques et physiques sont données dans les tableaux 3.2 et 3.3, en adoptant la loi de comportement Mohr Coulomb pour le système (digue-fondation), avec un schéma d'écoulement couplé. Dans ce cas, le calcul mécanique des déformations est effectué

avec la prise en compte de l'évolution des pressions interstitielles. Bien sûr ce schéma est plus réaliste. Toutefois, le calcul de stabilité devient plus long.

- **Coefficient de sécurité**

Les figures (3.24-3.28) illustrent l'influence de la profondeur de la fondation sur la stabilité de la digue. Les résultats du coefficient de sécurité sont résumés dans le tableau 3.6. Ces résultats montrent que la prise en compte de la fondation fait augmenter le coefficient F_s et par conséquent fait diminuer les contraintes de cisaillement. Autrement dit, la fondation contribue à la stabilisation de la digue, en absorbant le mouvement. Nous remarquons aussi que F_s varie avec la profondeur et se stabilise autour de $H'=4H$ (figure 3.29). Ce résultat appuie les recommandations de Mestat (1997) qui énonce que la frontière inférieure (condition $u=0$ et $v=0$) est fixée au minimum à 4 fois la hauteur du remblai par rapport au terrain naturel.

Cette recommandation reflète le comportement réaliste du système digue- fondation. Au-delà de cette profondeur limite l'influence devient négligeable

Par ailleurs, nous constatons que le plan de rupture est de forme circulaire avec un rayon qui augmente en fonction de la profondeur H' . Nous notons également que la partie du massif qui participe au mouvement augmente avec H' .

Donc plus on libère les conditions aux limites à la base plus on engendre une redistribution des contraintes de cisaillement vers la fondation ; ce qui explique la diminution des contraintes de cisaillement en fonction de la profondeur H' (tableau 3.6).

Enfin, il est toujours utile de noter que le coefficient de sécurité est supérieur à la valeur admissible dicté par le CFBR (2015) ; $F_s > 1.4$, quel que soit la profondeur H' .

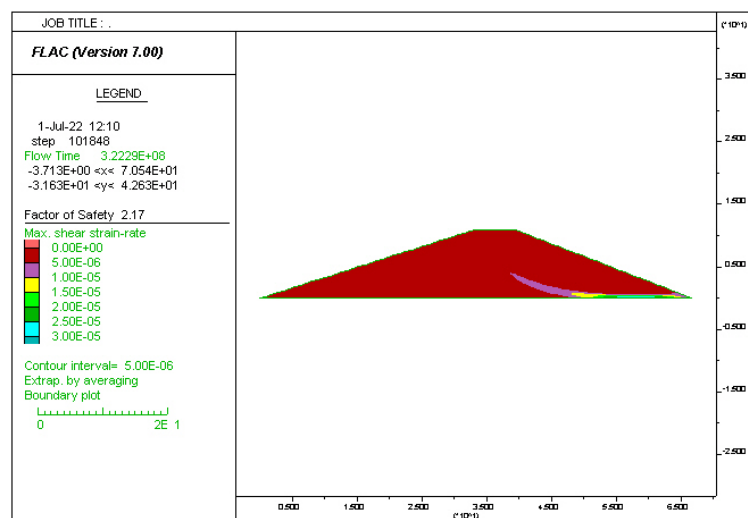
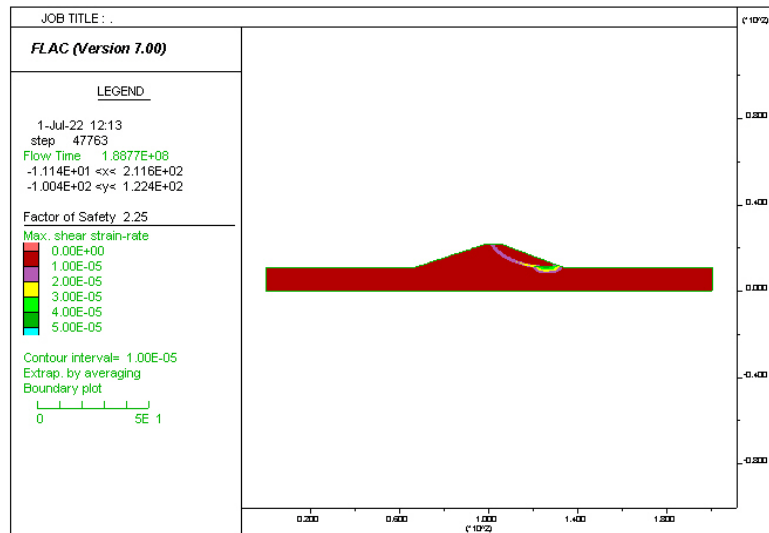
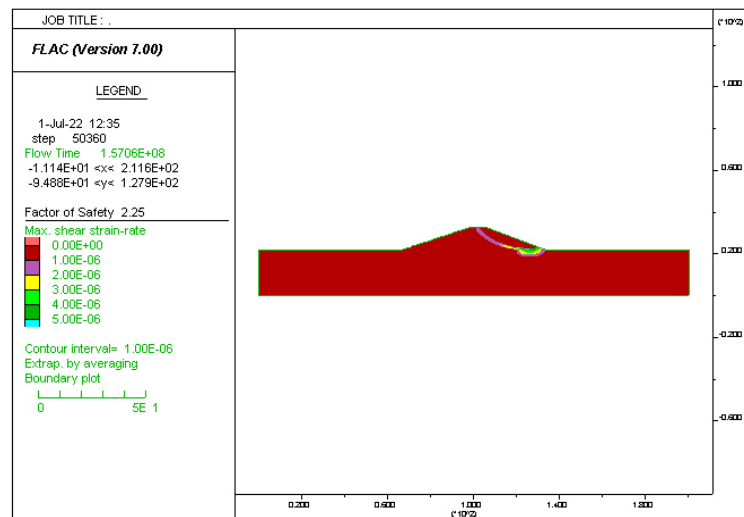
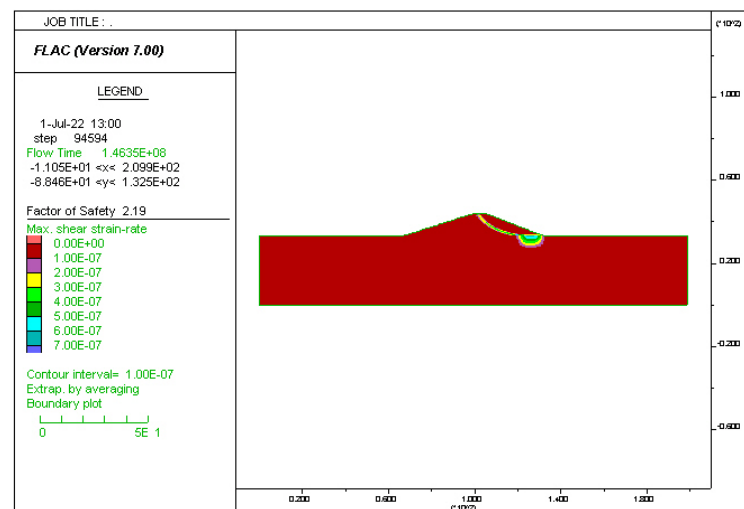
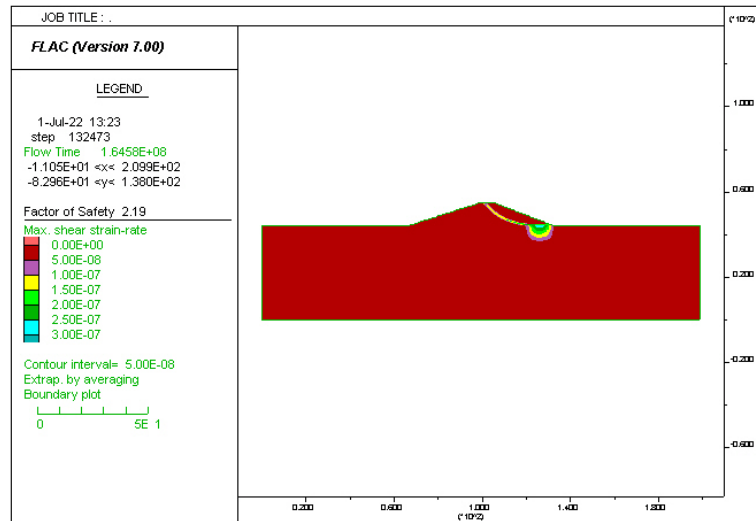
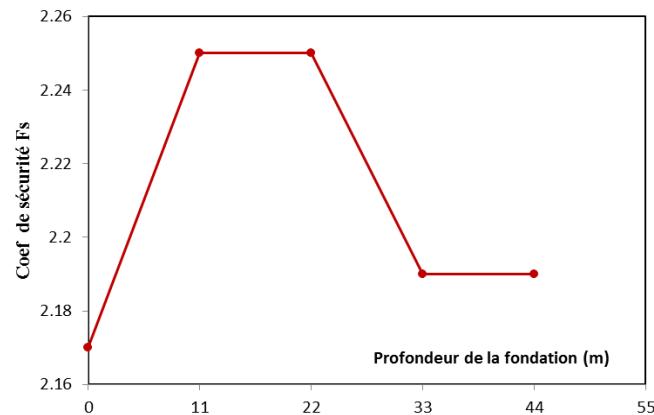


Figure 3.24 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=0$).

Figure 3.25 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=H$).Figure 3.26 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=2H$).Figure 3.27 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=3H$).

Figure 3.28 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=4H$).Tableau 3.6 : F_s et τ_{max} en fonction de la profondeur de la fondation H'

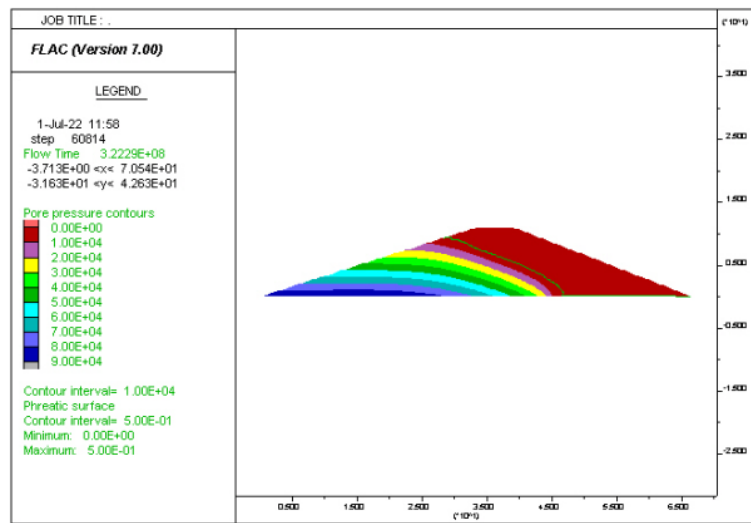
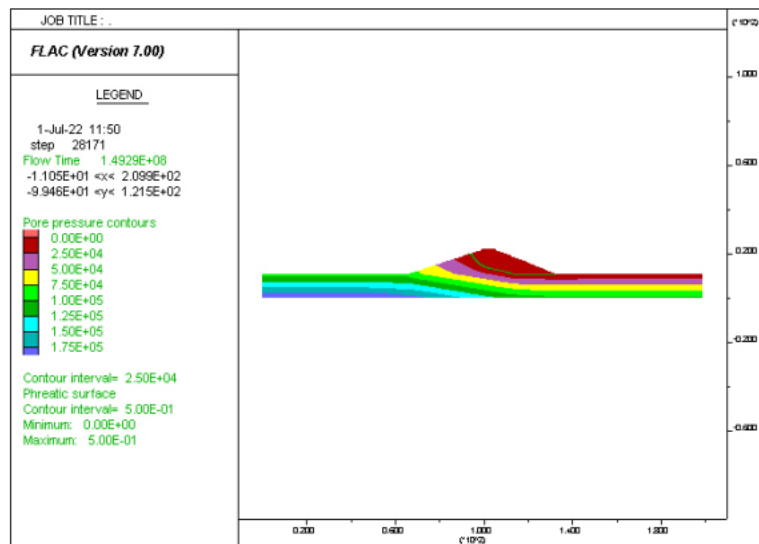
Paramètres	$H'=0$	$H'=H$	$H'=2H$	$H'=3H$	$H'=4H$
F_s	2.17	2.25	2.25	2.19	2.19
τ_{max} (Nm^{-1})	3.10^{-1}	5.10^{-5}	6.10^{-5}	7.10^{-7}	3.10^{-7}

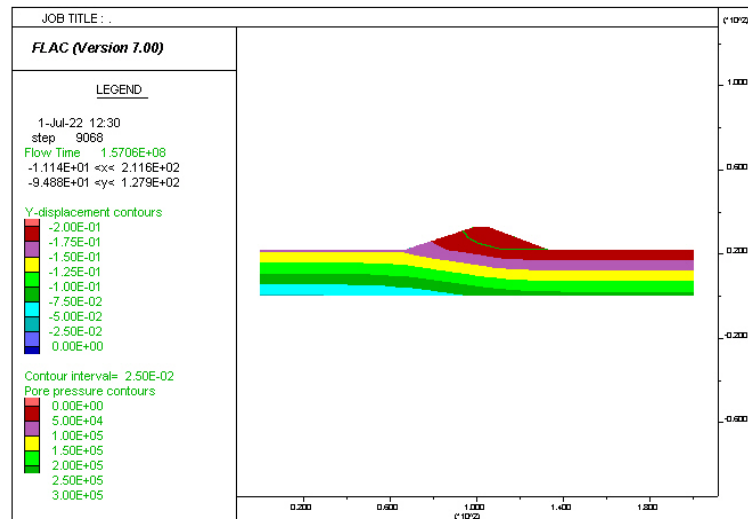
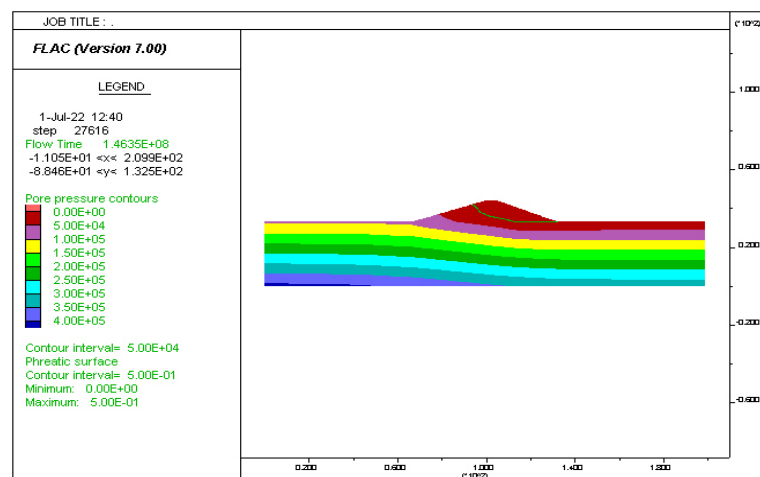
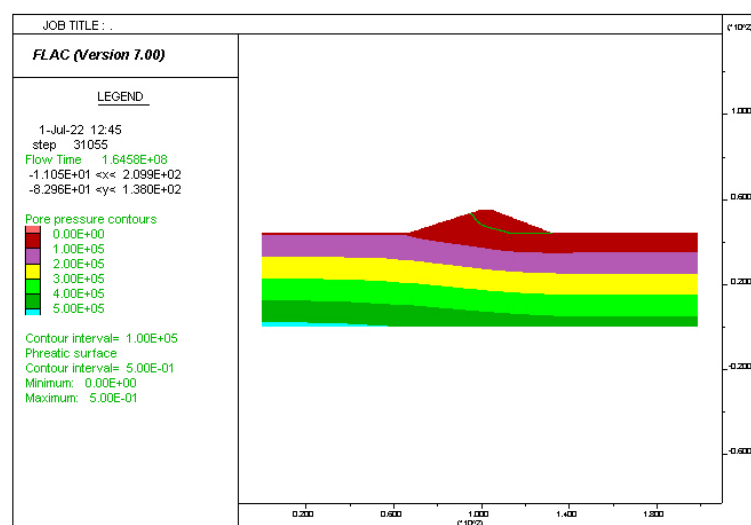
Avec : $H=11m$ Figure 3.29 : Evolution de F_s en fonction de la profondeur H' de la fondation

- Lignes de saturation

Les figures (3.30-3.34) montrent les résultats des contours des pressions interstitielles et des lignes de saturations sous différentes profondeurs de la fondation H' . On note la prise en compte du massif de fondation met en évidence un écoulement sous le corps de la digue dont les lignes de courant sont parallèles entre elles. Ce champ de ligne de courant devient de plus en plus large.

En effet, ce phénomène est communément connu sous le nom de renard ; lequel peut nuire à la stabilité de la digue. D'où l'intérêt de modéliser le massif de fondation.

Figure 3.30 : Résultat de calcul de ligne de saturation ($H'=0$).Figure 3.31 : Résultat de calcul ligne de saturation ($H'=H$).

Figure 3.32 : Résultat de calcul ligne de saturation ($H=2H$).Figure 3.33 : Résultat de calcul ligne de saturation ($H'=3H$).Figure 3.34 : Résultat de calcul ligne de saturation ($H'=4H$).

- Tassements

Les figures (3.35-3.39) illustrent les contours des tassements (déplacements maximum verticaux) au sommet de la digue, en fonction de la profondeur H' de la fondation. Les valeurs maximales enregistrées sont portées dans le tableau 3.7. Il y a lieu de constater que les tassements augmentent avec la profondeur H' (figure 3.40).

Toutefois, la modélisation de la fondation met en évidence sa contribution à la déformation globale du système. L'énergie de déformation de la digue est absorbée par le massif de la fondation. C'est pour cette raison qu'il est recommandé de rajouter à la revanche une hauteur équivalente égale tassement, pour anticiper sur cette déformation.

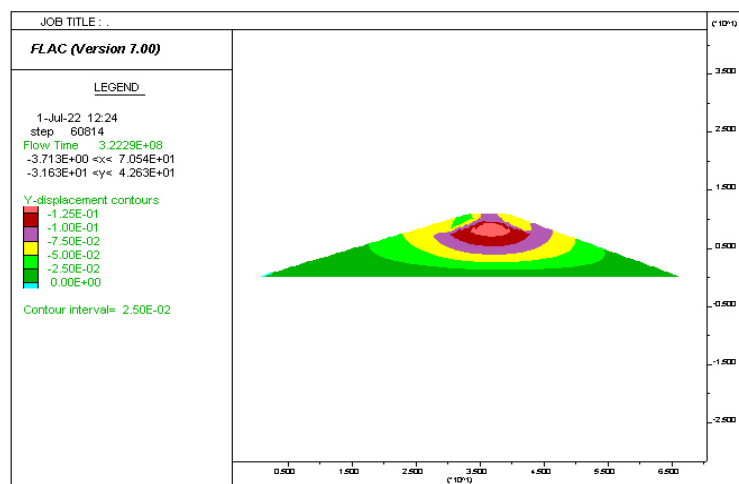


Figure 3.35 : Résultat de calcul pour les tassements ($H'=0$).

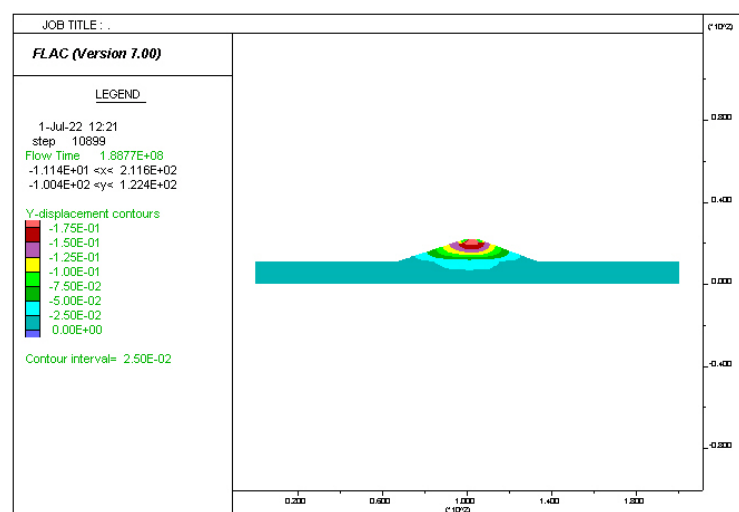


Figure 3.36 : Résultat de calcul du tassement ($H'=H$)

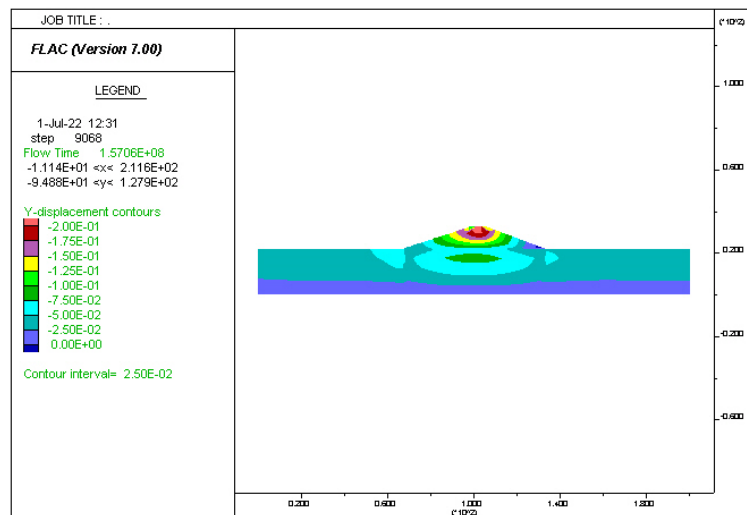
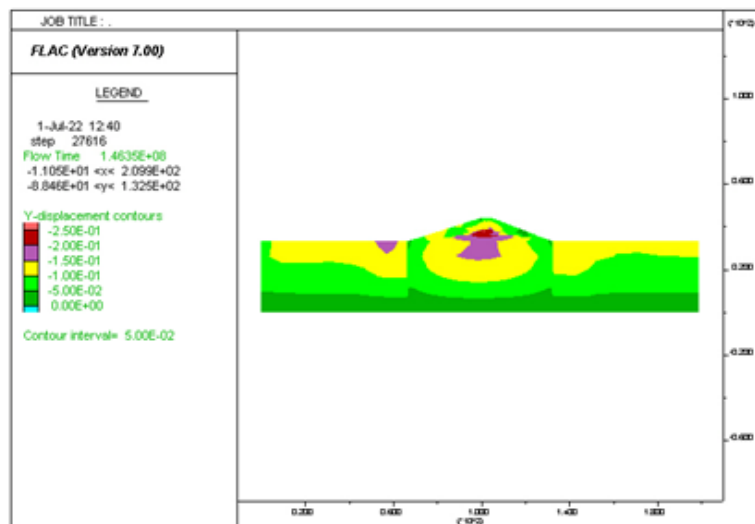
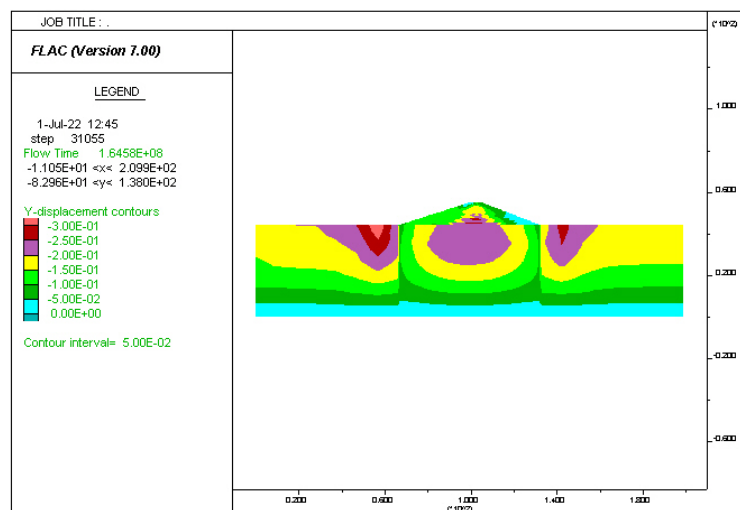
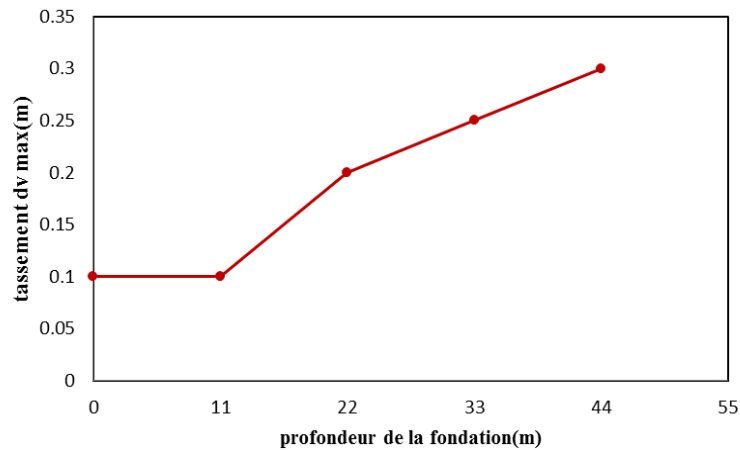
Figure 3.37 : Résultat de calcul du tassement ($H'=2H$).Figure 3.38 : Résultat de calcul du tassement ($H'=3H$).Figure 3.39 : Résultat de calcul du tassement ($H'=4H$).

Tableau 3.7 : Tassement en fonction de la profondeur de la fondation H'

Paramètres	$H'=0$	$H'=H$	$H'=2H$	$H'=3H$	$H'=4H$
Tassements (déplacement max en m)	1.10^{-1}	1.10^{-1}	2.10^{-1}	3.10^{-1}	3.10^{-1}
Pourcentage %	0.009	0.009	0.018	0.027	0.027

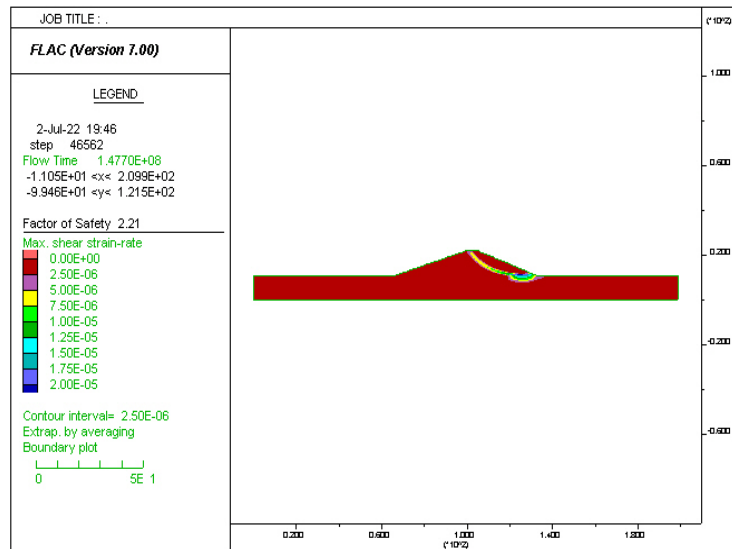
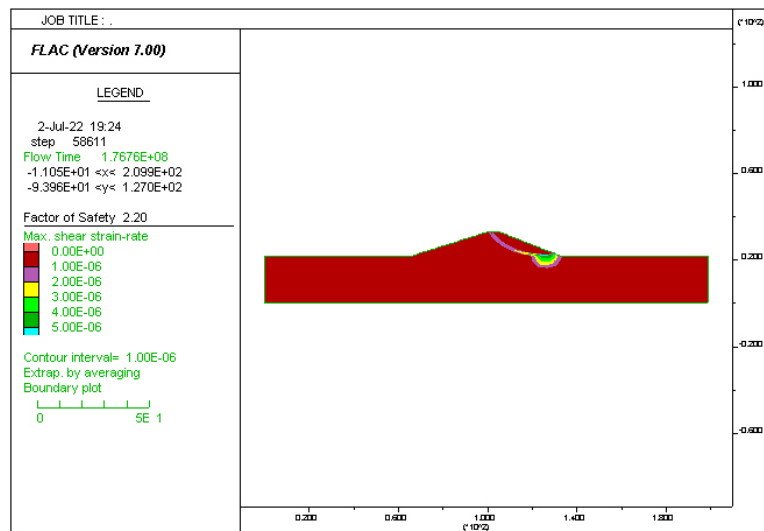
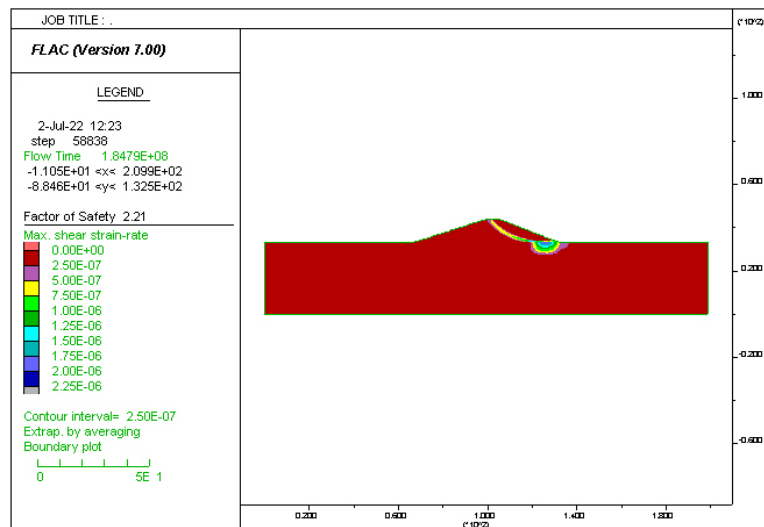
Figure 3.40 : Evolutions des tassements en fonction de la profondeur H' de la fondation.

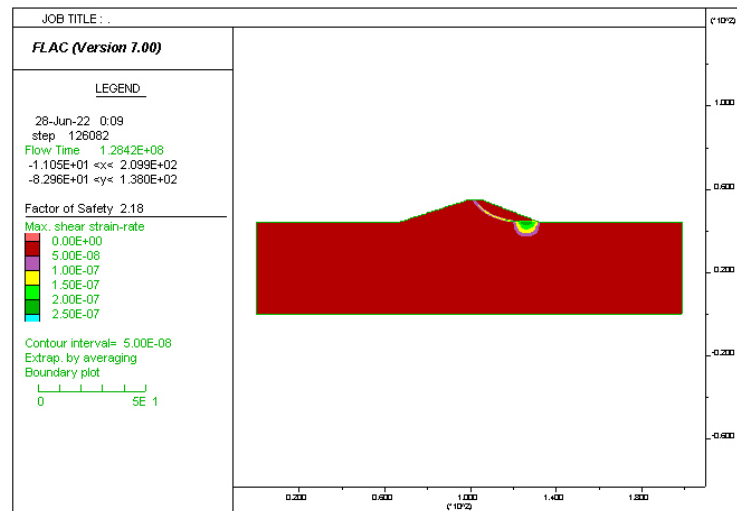
3.1.1.2. Influence de la loi de comportement

- Coefficient de sécurité

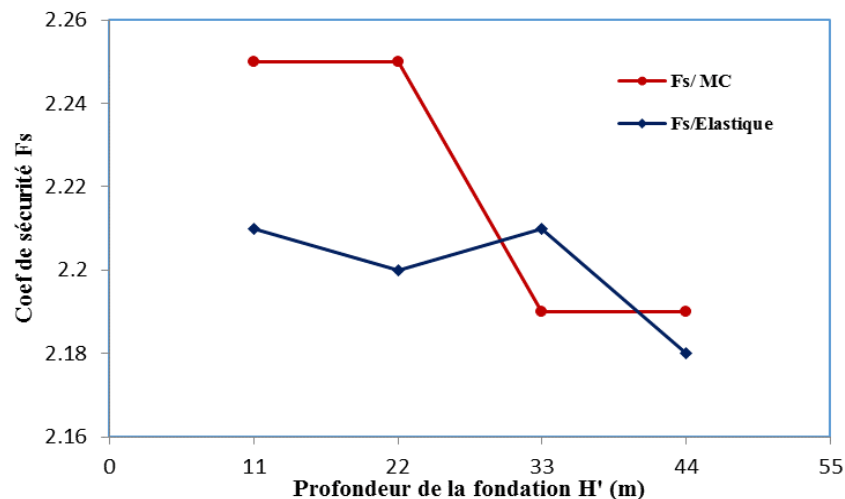
L'analyse de la stabilité est effectuée pour une fondation rocheuse, avec un schéma d'écoulement couplé, en considérant cette fois ci la loi de comportement élastique pour modéliser le massif de fondation. Les figures (3.41-3.43) illustrent l'influence de la loi de comportement sur la stabilité de la digue. Les résultats du coefficient de sécurités sont résumés dans le tableau (3.6) en fonction de la profondeur H' . Il y a lieu de constater la diminution du coefficient de sécurité F_s . (figure 3.44).

Le fait de considérer une fondation élastique ne permet pas la libération des déformations vers la fondation car celle-ci a un comportement rigide non dissipatif.

Figure 3.41 : Résultat de calcul du coefficient FS ($H'=H$).Figure 3.42 : Résultat de calcul du coefficient FS ($H'=2H$).Figure 3.43 : Résultat de calcul du coefficient Fs ($H'=3H$).

Figure 3.44 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=4H$).Tableau 3.8 : F_s en fonction de la profondeur de la fondation H'

Paramètres	$H'=0$	$H'=H$	$H'=2H$	$H'=3H$	$H'=4H$
FS (Fondation élasto-plastique)		2.25	2.25	2.19	2.19
F_s (fondation élastique)	2.17	2.21	2.20	2.21	2.18
$\tau_{\max}$ (Fondation élasto-plastique)	3.10^{-5}	5.10^{-5}	5.10^{-6}	7.10^{-7}	3.10^{-7}
$\tau_{\max}$ (fondation élastique)		2.10^{-5}	5.10^{-6}	$2.25.10^{-6}$	$2.5.10^{-7}$

Figure 3.45 : F_s en fonction de la profondeur de la fondation H'

- Tassements

Les figures (3.46-3.49) illustrent les contours des tassements (déplacements maximum verticaux) au sommet de la digue, en fonction de la profondeur H' de la fondation. Les

valeurs maximales enregistrées sont portées dans le tableau 3.9. Il y a lieu de constater que les tassements ont diminué avec la profondeur H' .

Toutefois, la modélisation de la fondation met en évidence sa contribution à la déformation globale du système. L'énergie de déformation de la digue est absorbée par le massif de la fondation. C'est pour cette raison qu'il est recommandé de rajouter à la revanche une hauteur équivalente égale tassement, pour anticiper sur cette déformation.

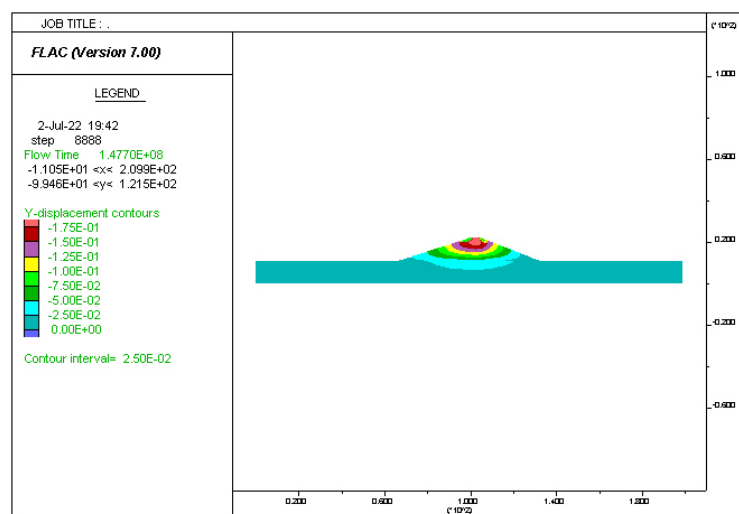


Figure 3.46 : Résultat de calcul du tassement ($H'=H$).

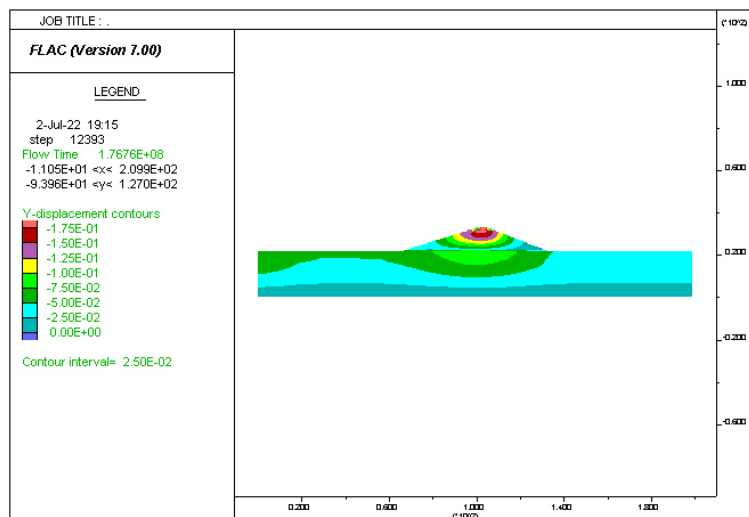
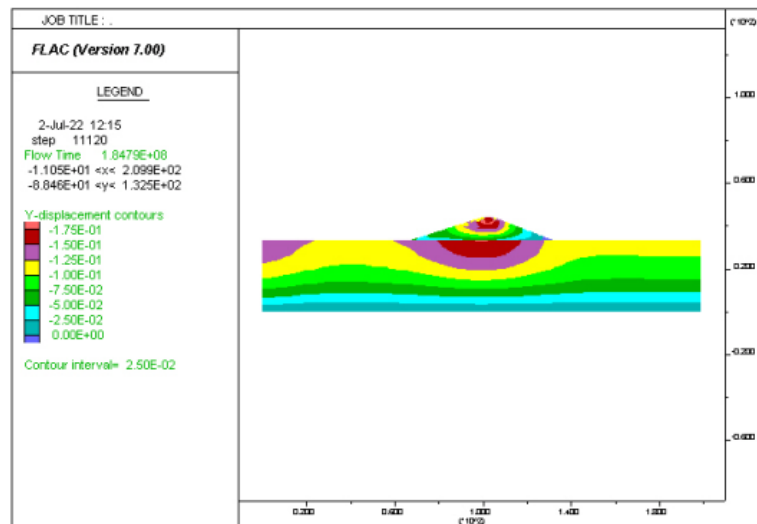
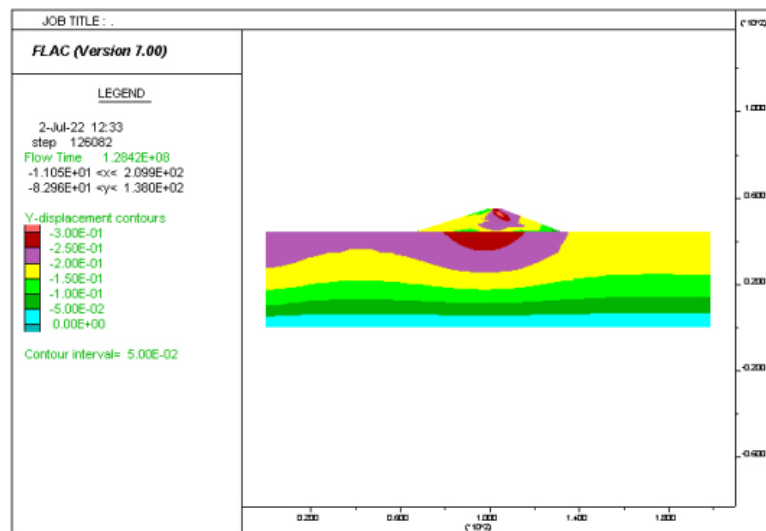


Figure 3.47 : Résultat de calcul du tassement ($H'=2H$).

Figure 3.48 : Résultat de calcul du tassement ($H'=3H$).Figure 3.49 : Résultat de calcul du tassement ($H'=4H$).Tableau 3.9 : Tassement en fonction de la profondeur de la fondation H'

Profondeur de la fondation (m) H'	11	22	33	44
Tassement d_v /Fondation -Mohr coulomb (m)	0.1	0.2	0.25	0.3
Tassement d_v /Fondation -élastique(m)	0.175	0.175	0.175	0.3

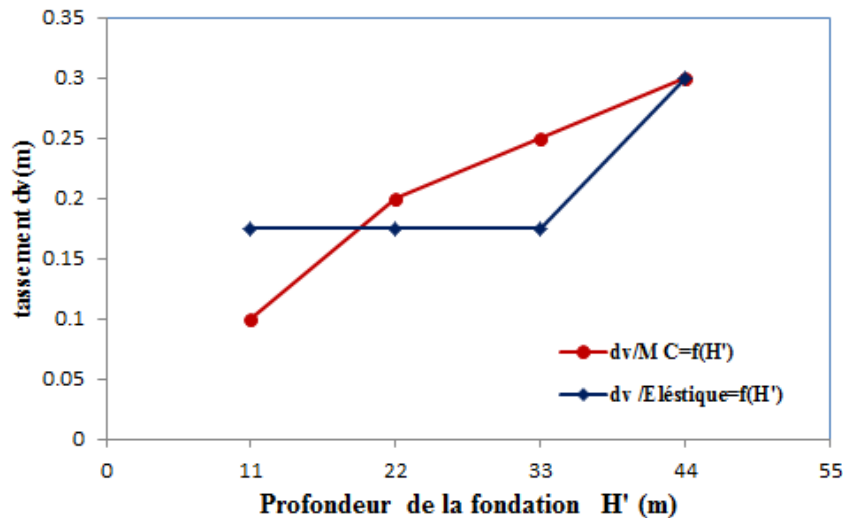


Figure 3.50 : Evolutions des tassements en fonction de la profondeur H' de la fondation

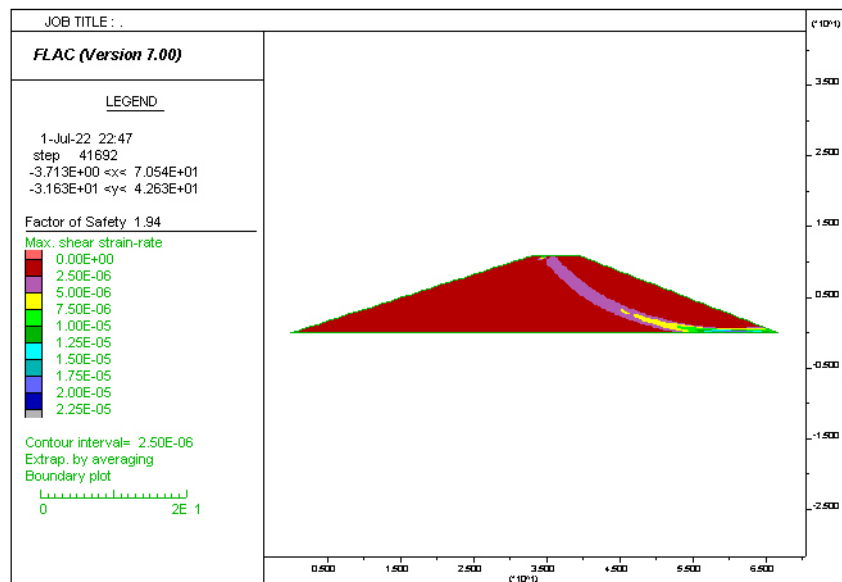
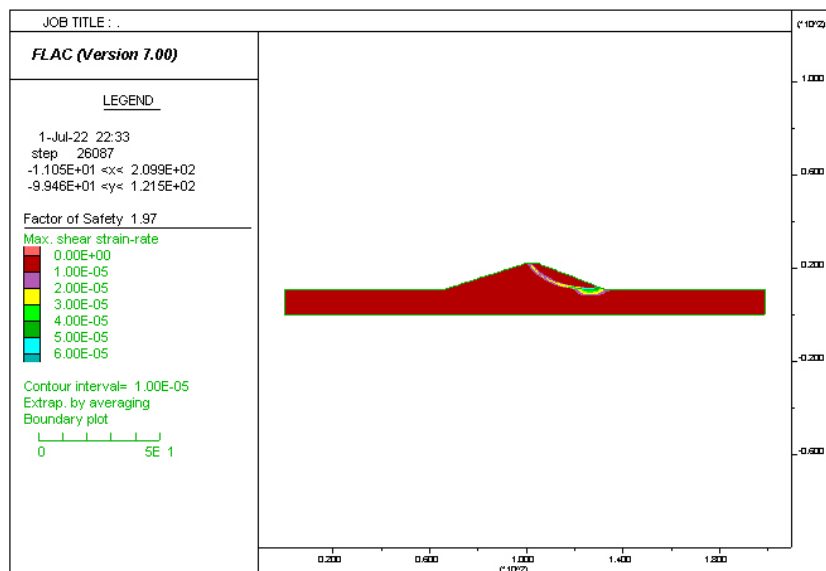
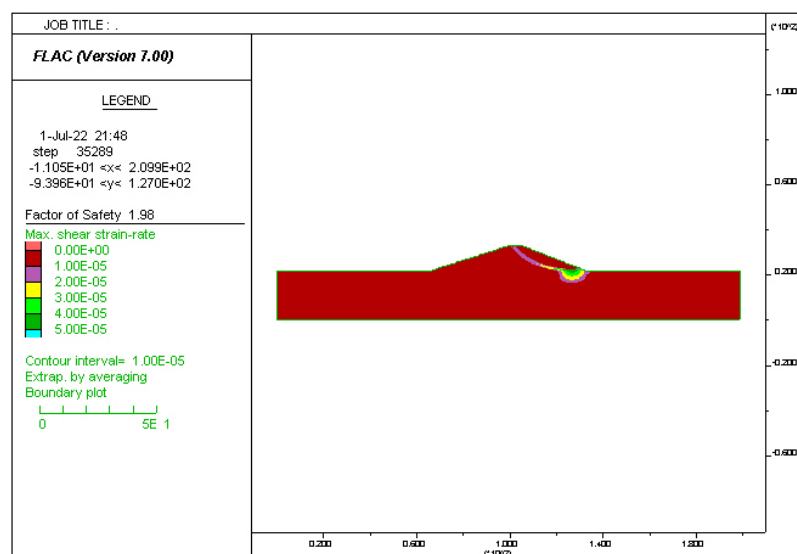
3.1.1.3. Influence de du schéma d'écoulement

L'analyse de la stabilité est effectuée pour le cas de la digue avec fondation rocheuse, en considérant la loi de comportement Mohr Coulomb pour le système (digue- fondation). Le schéma d'écoulement découplé est adopté. Autrement dit, un calcul mécanique des déformations sans la prise en compte de l'évolution des pressions interstitielles est effectué.

- **Coefficient de sécurité**

Les figures (3.51-3.55) illustrent l'influence du schéma d'écoulement sur la valeur du coefficient de la sécurité. Les résultats sont résumés dans le tableau 3.10. Nous remarquons que les valeurs de F_s ont diminué pour toutes les profondeurs par rapport au schéma couplé mais elles restent tout de même supérieure à la valeur admissible ($F_s > 1.4$).

Ces résultats peuvent être justifiés par la non prise en compte les forces hydrostatiques qui jouent un rôle positif sur la stabilité du barrage en terre. Ceci, bien sûr a entraîné l'augmentation des contraintes de cisaillement.

Figure 3.51 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=0$).Figure 3.52 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=H$).Figure 3.53 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=2H$).

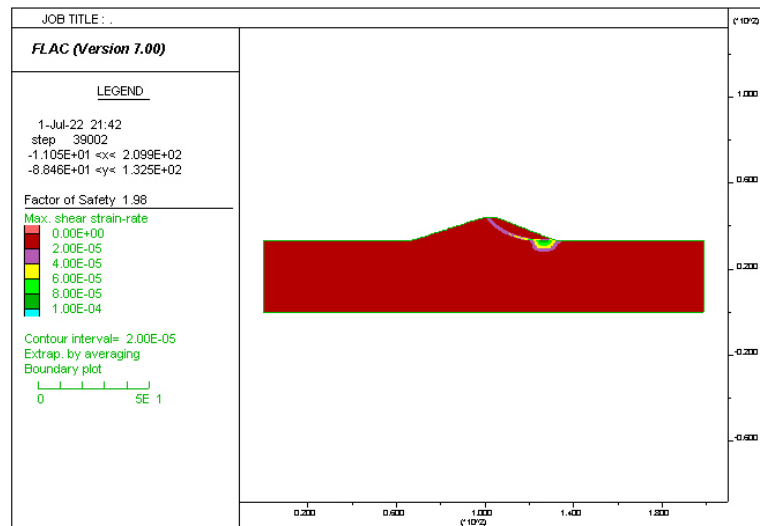
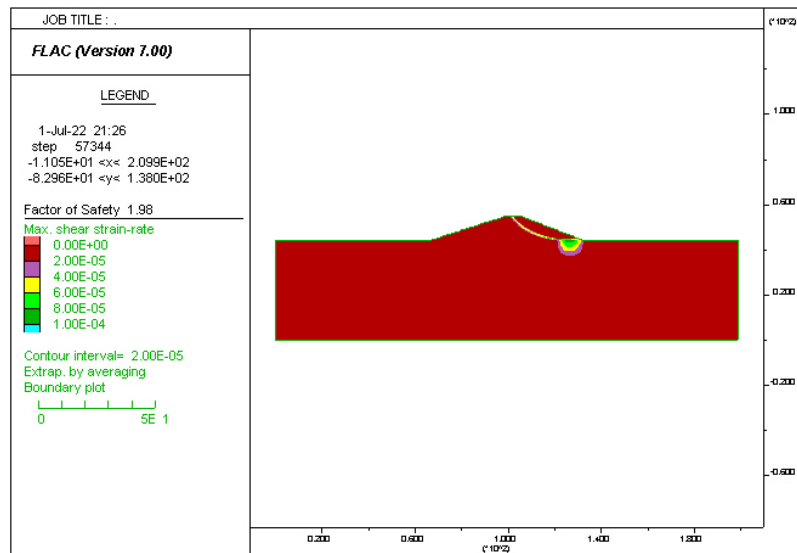
Figure 3.54 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=3H$).Figure 3.55 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=4H$).

Tableau 3.10 : Coefficient de sécurité en fonction du schéma découlement

Paramètres	$H'=0$	$H'=H$	$H'=2H$	$H'=3H$	$H'=4H$
Fs -Couplé	2.17	2.25	2.25	2.19	2.19
Contrainte de cisaillement (couplé)	3.10^{-5}	5.10^{-5}	5.10^{-6}	7.10^{-7}	3.10^{-7}
Fs -Découplé	1.94	1.97	1.98	1.98	1.98
Contrainte de cisaillement (découplé)	$2.25.10^{-4}$	6.10^{-4}	5.10^{-4}	1.10^{-4}	1.10^{-4}

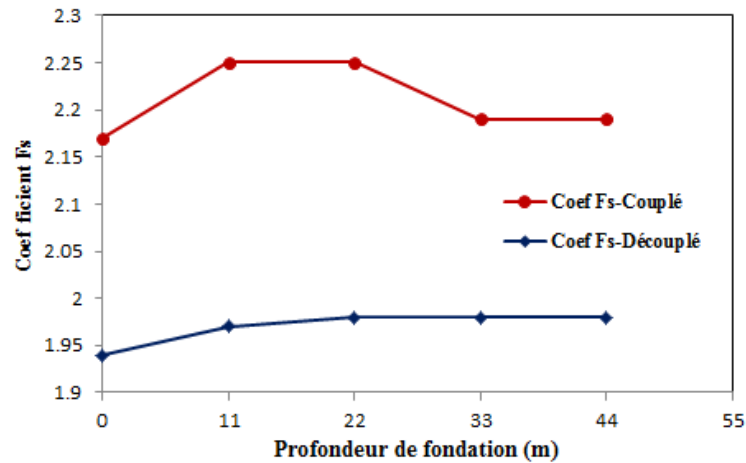


Figure 3.56 : Evolution de FS en fonction de la profondeur de la fondation H'

- Tassement

Le contour des tassements sont illustrés par les figures (3.57-3.61) et résumés dans le tableau (3.11). Il y'a lieu de constater une augmentation des déplacements, par rapport au schéma couplés, pour les différentes profondeurs.

Ceci s'explique par l'absence des pressions interstitielles qui reprennent une partie des contraintes transmises par la sollicitation externe

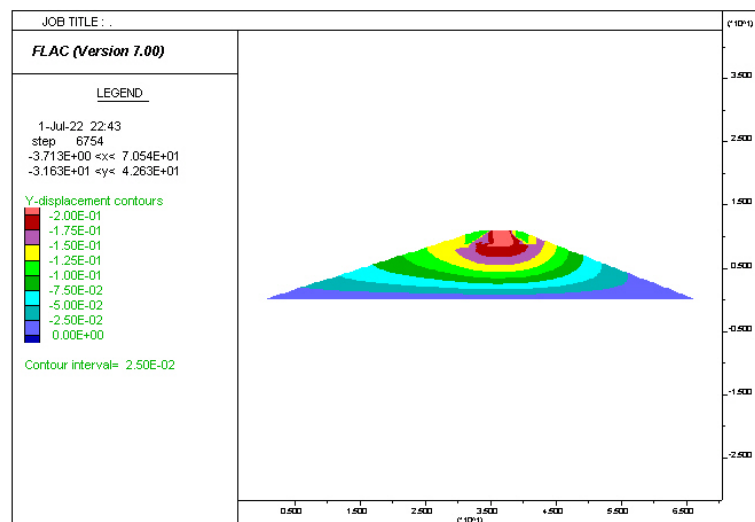
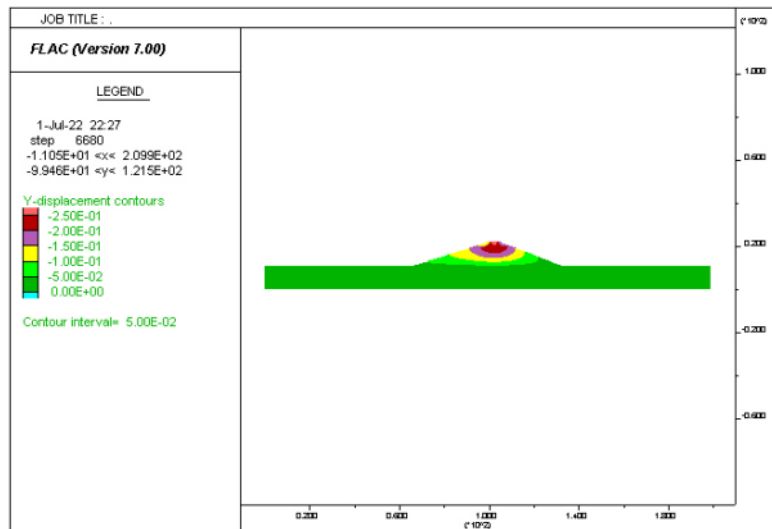
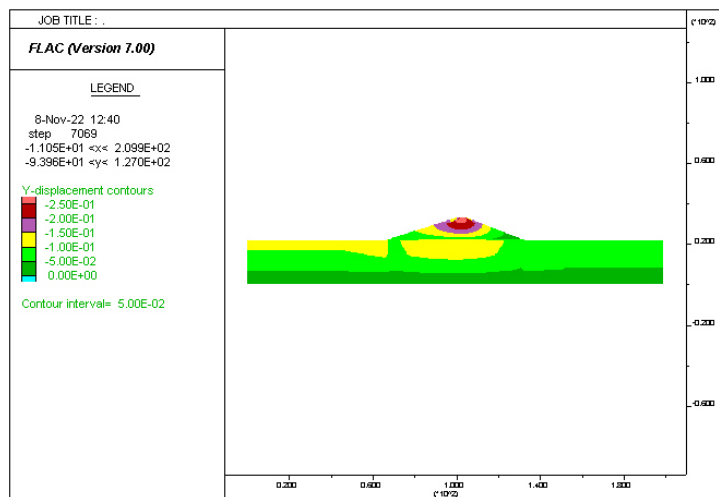
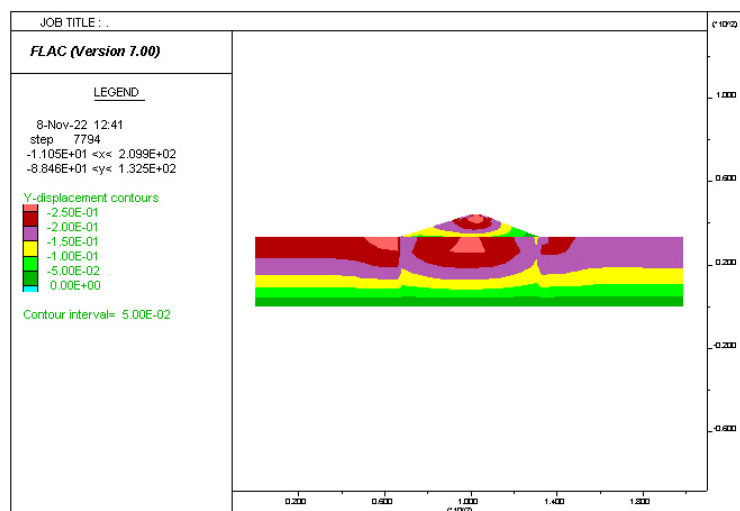


Figure 3.57 : Résultat de calcul tassement (H'=0).

Figure 3.58 : Résultat de calcul du tassement ($H'=H$).Figure 3.59 : Résultat de calcul du tassement ($H'=2H$).Figure 3.60 : Résultat de calcul du tassement ($H'=3H$).

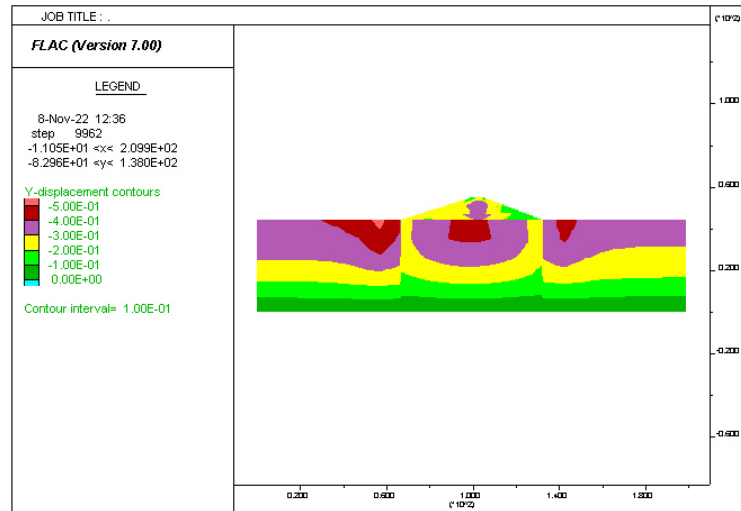
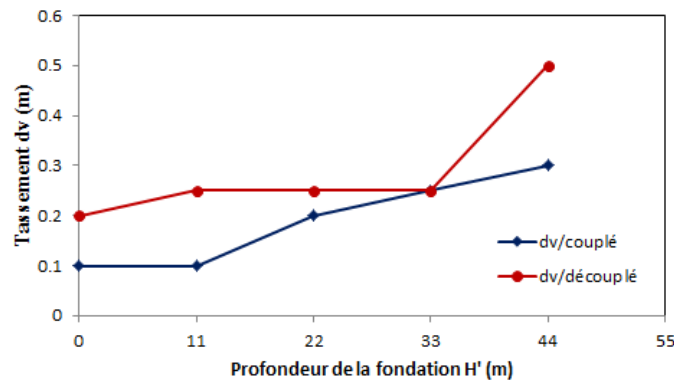
Figure 3.61 : Résultat de calcul du tassement ($H'=4H$).

Tableau 3.11 : Tassement en fonction du schéma découlement

Paramètres	$H'=0$	$H'=H$	$H'=2H$	$H'=3H$	$H'=4H$
Tassements (d max) Couplé	1.10^{-1}	1.10^{-1}	2.10^{-1}	$2,5.10^{-1}$	3.10^{-1}
Tassements (d max) Découplé	2.10^{-1}	$2,5.10^{-1}$	$2,5.10^{-1}$	$2,5.10^{-1}$	5.10^{-1}

Figure 3.62 : Evolutions des tassements en fonction de la profondeur H' de la fondation

2.9.1.3. Influence des caractéristiques du massif de fondation

L'analyse de la stabilité est effectuée pour une digue alluvionnaire dans les caractéristiques mécaniques et physiques sont données dans le tableau 3.12, en considérant la loi de comportement Mohr Coulomb pour le système (digue-fondation) avec un schéma d'écoulement couplé.

Tableau 3.12 : Caractéristique du massif alluvionnaire.

Symbole	Désignation du paramètre	Valeur caractéristique	Unité
γ_h	Masse volumique humide	2040	Kg/m^3
σ_t	tension	27474.77	N/m^2
E	Module de young	3.10^6	KN/m^2

ϕ'	Angle de frottement	28	°
C'	Cohésion	0	Pa
V	Coefficient de poisson	0.2	

- **Coefficient de sécurité**

Les figures (3.63-3.66) illustrent l'influence du type de fondation sur la valeur du coefficient de la sécurité. Les résultats sont résumés dans le tableau (3.13). Nous remarquons que le cercle de rupture est plus important et augmente avec la profondeur de la fondation, ce qui entraîne une surface de glissement plus importante. Cette augmentation est bien sur liée à la nature de la fondation. Par ailleurs, Nous constatons que les valeurs de F_s ont diminué pour toutes les profondeurs par rapport au cas de la fondation rocheuse. Ce qui a entraîné des contraintes de cisaillement importantes.

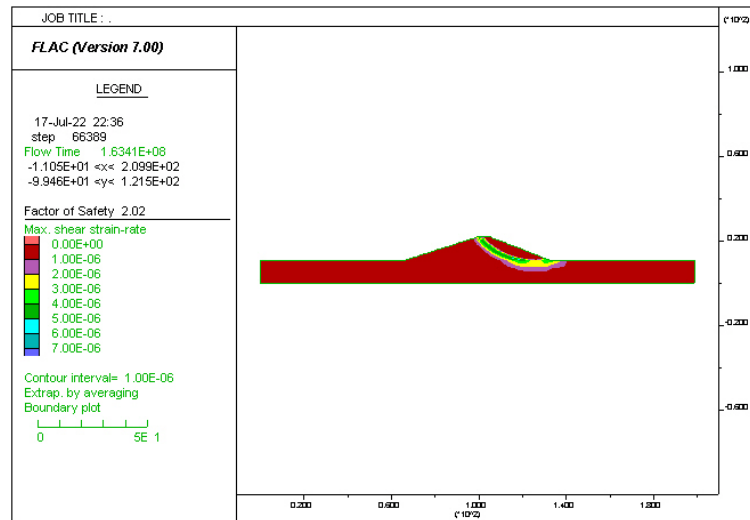


Figure 3.63 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=H$).

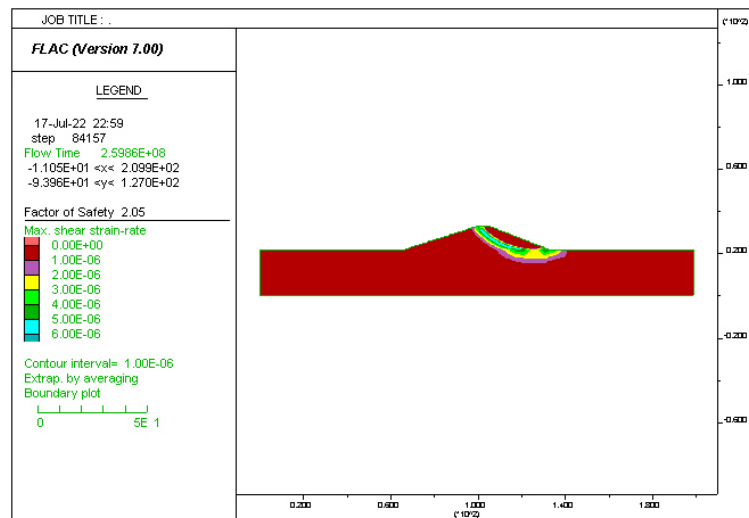


Figure 3.64 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=2H$).

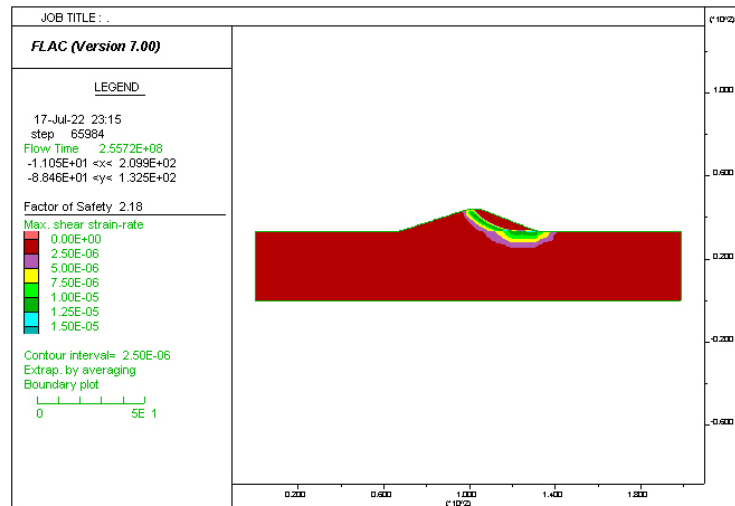
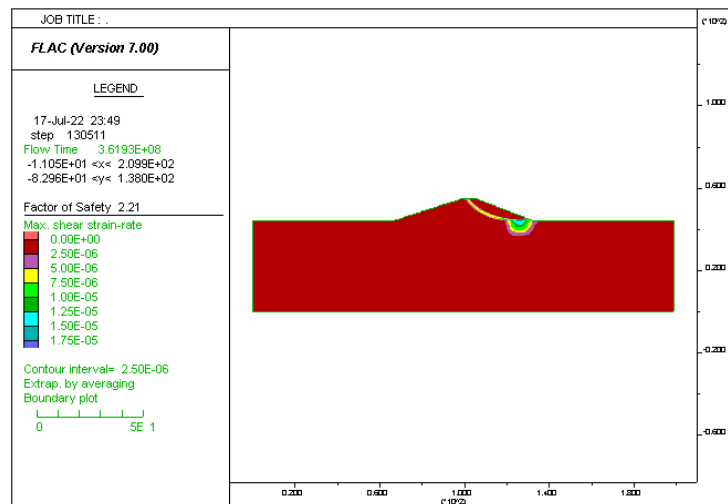
Figure 3.65 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=3H$)Figure 3.66 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=4H$).

Tableau 3.13 : Evolution du coefficient de sécurité en fonction du fondation

Paramètres	$H'=H$	$H'=2H$	$H'=3H$	$H'=4H$
Fs (fondation rocheuse)	2.25	2.25	2.19	2.19
Fs (fondation alluvionnaire)	2.02	2.05	2.18	2.18

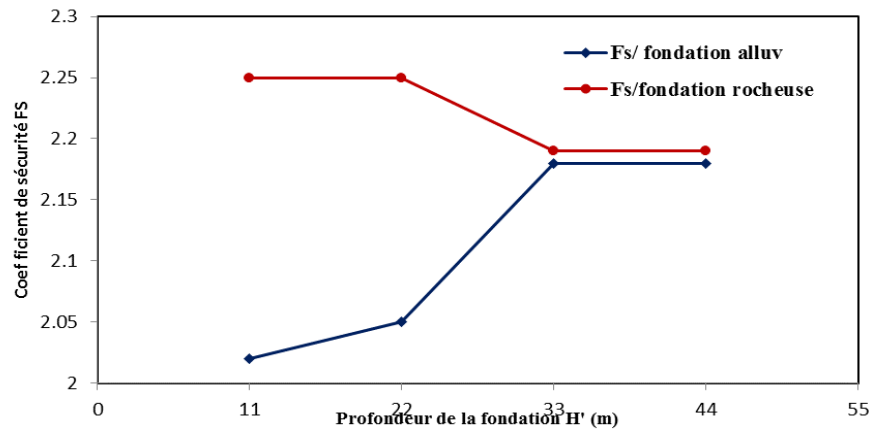


Figure 3.67 : Evolution de FS en fonction de la profondeur de la fondation H'.

• Tassements

Les figurent (3.68- 3.71) illustrent les contours des tassements pour le cas de fondation alluvionnaire. Les valeurs maximales des tassements sont résumées dans le tableau 3.14. Il y'a lieu de noter une augmentation des tassements avec la fondation alluvionnaire pour toutes profondeurs.

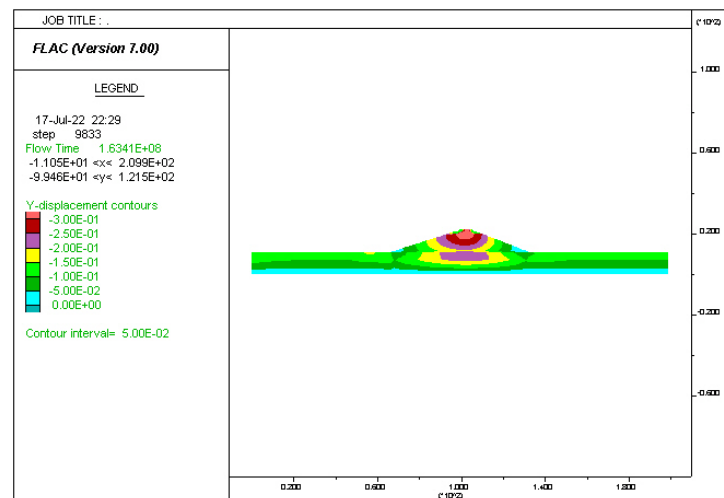


Figure 3.68 : Résultat de calcul du tassement (H'=H).

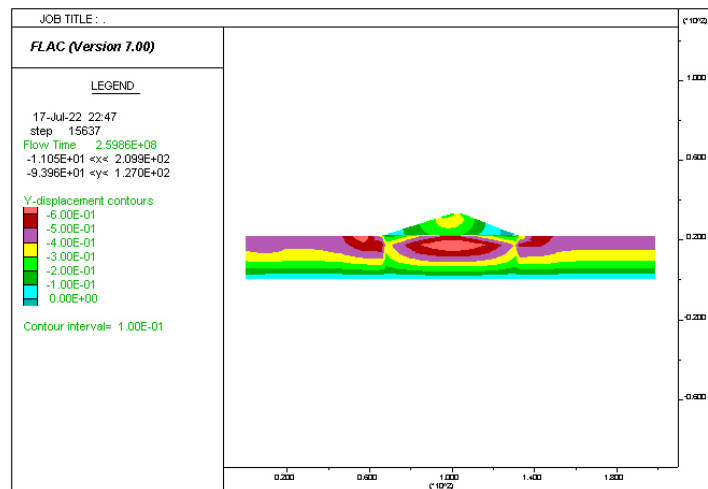
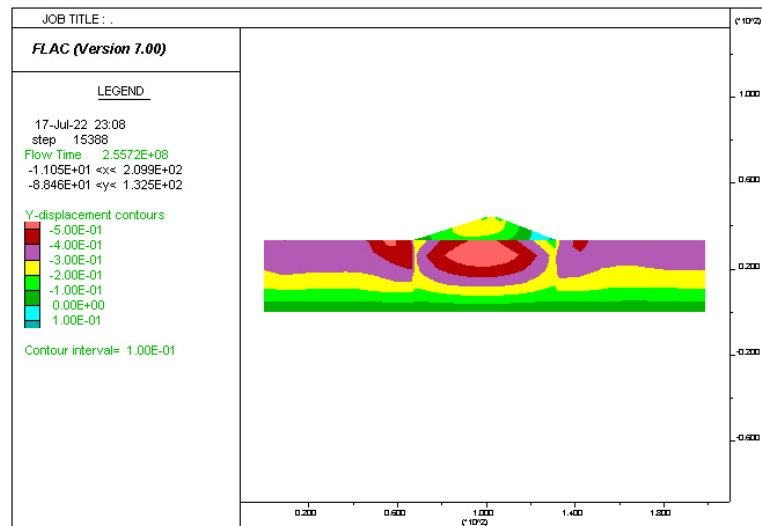
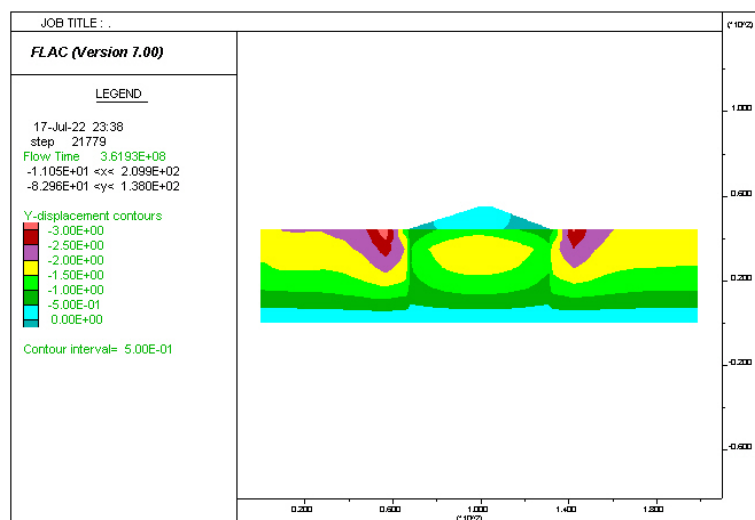
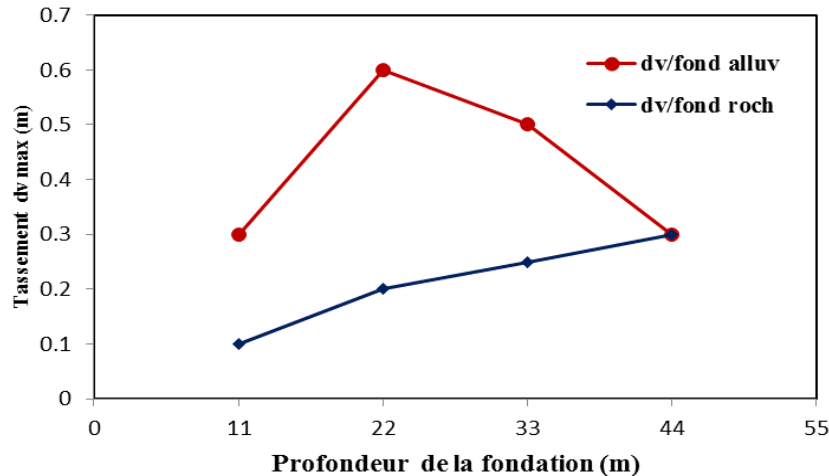
Figure 3.69 : Résultat de calcul du tassement ($H'=2H$).Figure 3.70 : Résultat de calcul du tassement ($H'=3H$).Figure 3.71 : Résultat de calcul du tassement ($H'=4H$).

Tableau 3.14 : Tassements en fonction de la profondeur H' de la fondation

Paramètres	$H'=0$	$H'=H$	$H'=2H$	$H'=3H$	$H'=4H$
Tassements (déplacement max) Fondation rocheuse		1.10^{-1}	2.10^{-1}	$2.5.10^{-1}$	3.10^{-1}
Tassements (déplacement max) Fondation alluvionnaire		3.10^{-1}	6.10^{-1}	5.10^{-1}	3.10^{-1}

Figure 3.72 : Evolutions des tassements en fonction de la profondeur H' de la fondation

3.5.4. Situation extrême sismique

La modélisation de la digue en situation sismique est effectuée à long terme, en contraintes effectives, en se référant aux recommandations du RPA (2003). Ainsi, 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 (Ould belkacen, 2021) :

$$a_h = K_h \cdot g = 0,5 \cdot A \cdot g \quad (3.5)$$

$$a_v = K_v \cdot g = 0,3 \cdot K_h \cdot g \quad (3.6)$$

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 3.15 et tableau 3.16). **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).**

Tableau 3.15 : 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 3.16 : Coefficient (A) en fonction du groupe d'usage et type de zone.

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

La commande utilisée pour introduire l'effet sismique est la suivante (figure 3.73):

Setting → Gravity → components

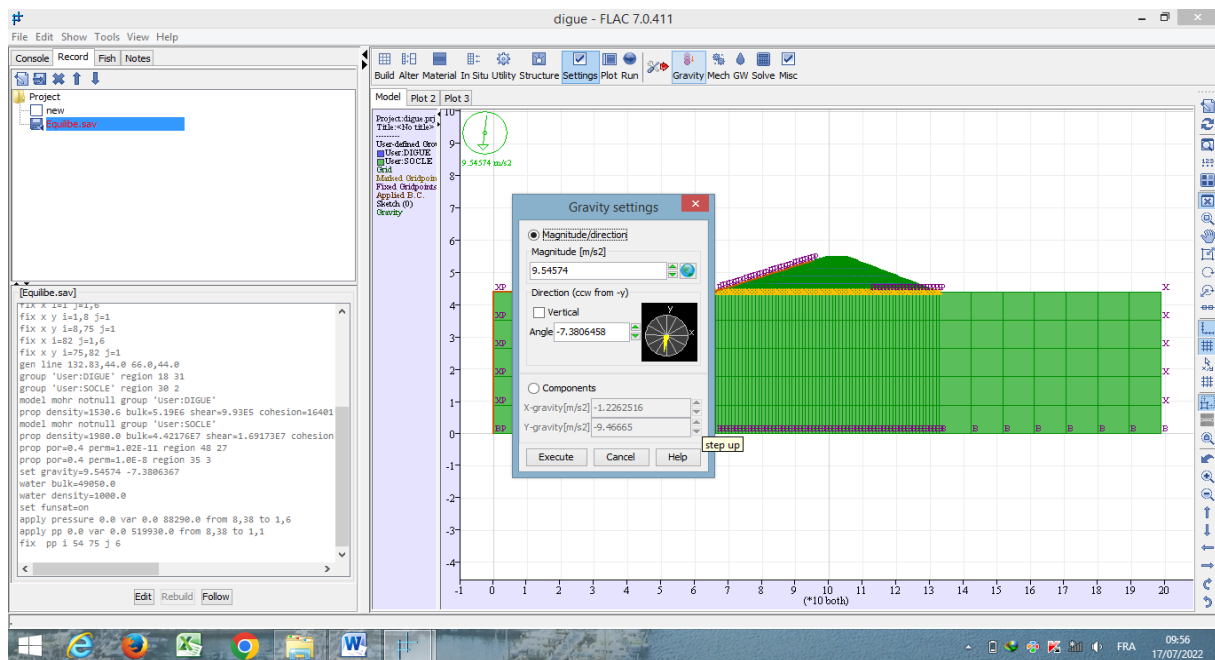


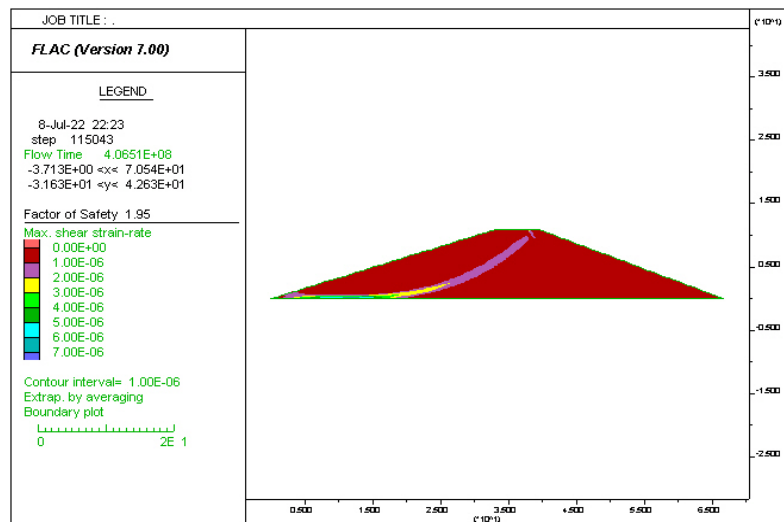
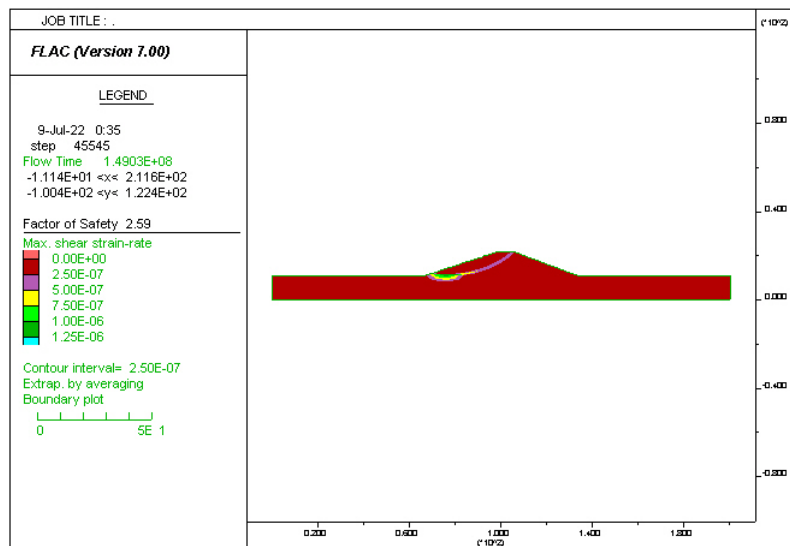
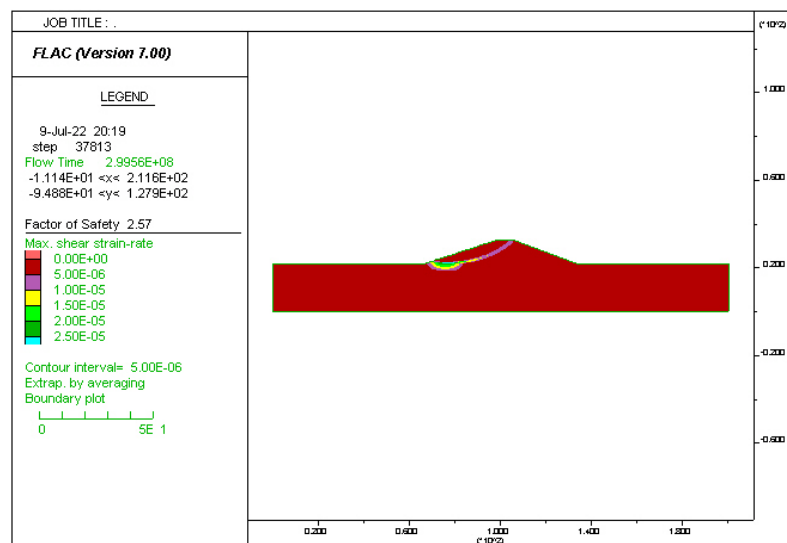
Figure 3.73 : Introduction de l'effet sismique dans la configuration.

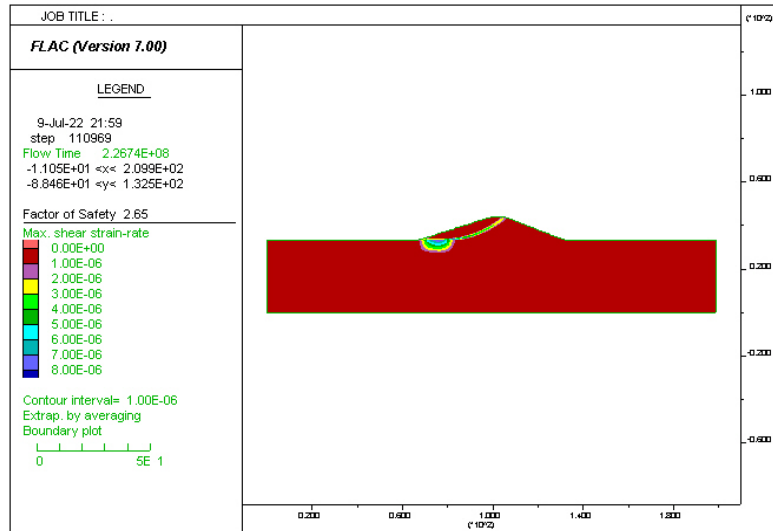
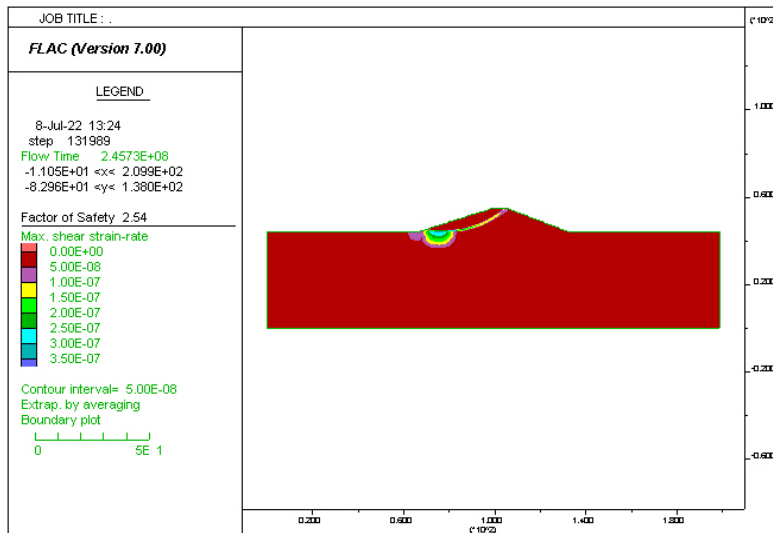
L'analyse de la stabilité de la digue est effectuée différentes zones sismiques définies dans le tableau 2.5. et différentes profondeur H' du massif de fondation.

• Coefficients de sécurité

Les figures de (3.74-3.78) illustrent des résultats de calcul du coefficient de sécurité pour la situation extrême sismique, pour différentes profondeur du massif de fondation en zone IIa. Le résultat montre que le talus amont est le plus défavorable en situation sismique.

Le plan de rupture est de forme circulaire avec un rayon d'autant plus important que la profondeur augmente. La partie de la fondation qui contribue au mouvement augmente avec la profondeur H'.

Figure 3.74 : Coefficient de sécurité pour ($H'=0$)Figure 3.75 : Coefficient de sécurité pour ($H'=H$)Figure 3.76 : Coefficient de sécurité pour ($H'=2H$)

Figure 3.77 : Coefficient de sécurité pour ($H' = 3H$)Figure 3.78 : Coefficient de sécurité pour ($H' = 4H$)

Les valeurs du coefficient de sécurité et des contraintes maximales de cisaillement sont présentées dans tableau 3.17 pour différentes profondeurs H' de la fondation et pour différentes zones sismiques. On note une diminution des valeurs du coefficient de sécurité en allant de la zone de faible à la zone de forte sismicité quelle que soit la profondeur H' de la fondation ; ce qui entraîne une augmentation des contraintes de cisaillement. Il faut tout de même souligner que le coefficient de sécurité est supérieur à la valeur admissible admise par le CFBR (2015), en situation sismique ($F_s > 1.1$) ; ce qui explique la stabilité de la digue. On note par ailleurs, une augmentation du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur ce qui entraîne une diminution des contraintes maximales de cisaillement.

Le massif de fondation a un effet d'absorption de l'énergie sismique. Ainsi, il confère de la souplesse à la structure dissipe et amortie l'énergie considérablement donc fait décroître les contraintes de cisaillements. Toutefois, on note une diminution de F_s à la profondeur $H'=4H$. Cette profondeur semble insuffisante pour fixer la condition d'encastrement en situation sismique, telle que recommandé par Mestrat (2015). Il y'a lieu de prospecter une autre profondeur avec un test de convergence de F_s

Tableau 3.17 : F_s en fonction de la profondeur fondation H' et des zones sismiques

	A=0.12	A=0.20	A=0.25	A=0.30
$H'=0$	2.32	1.95	1.76	1.61
$H'=H$	2.75	2.59	2.35	2.15
$H'=2H$	2.76	2.57	2.46	2.15
$H'=3H$	2.67	2.65	2.42	2.23
$H'=4H$	2.67	2.54	2.33	2.16

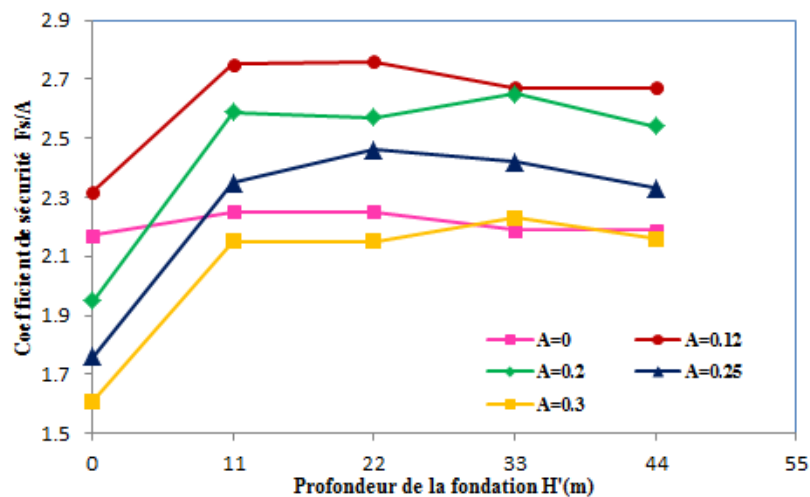
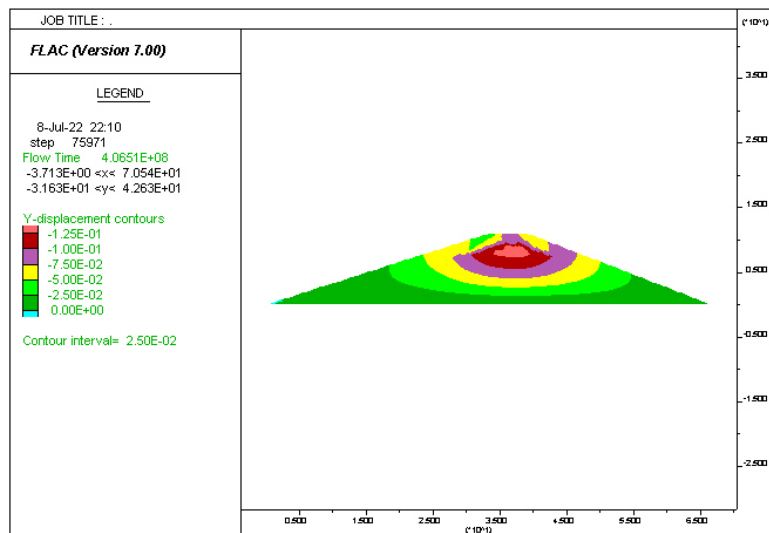
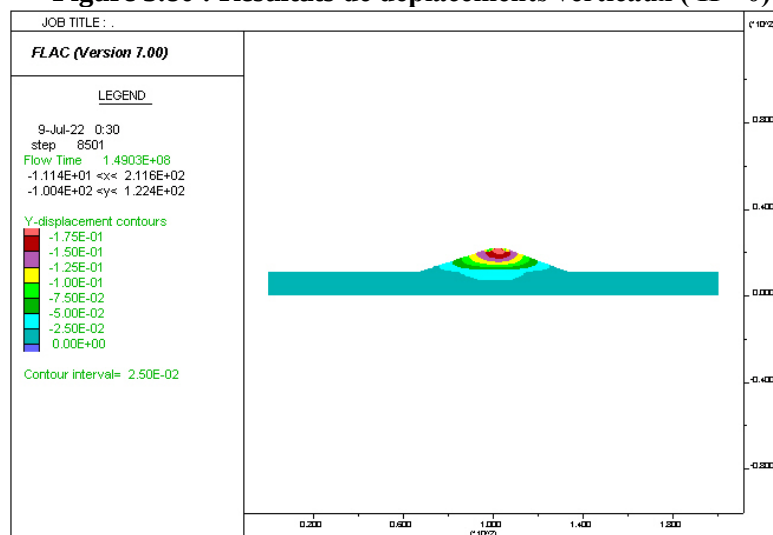
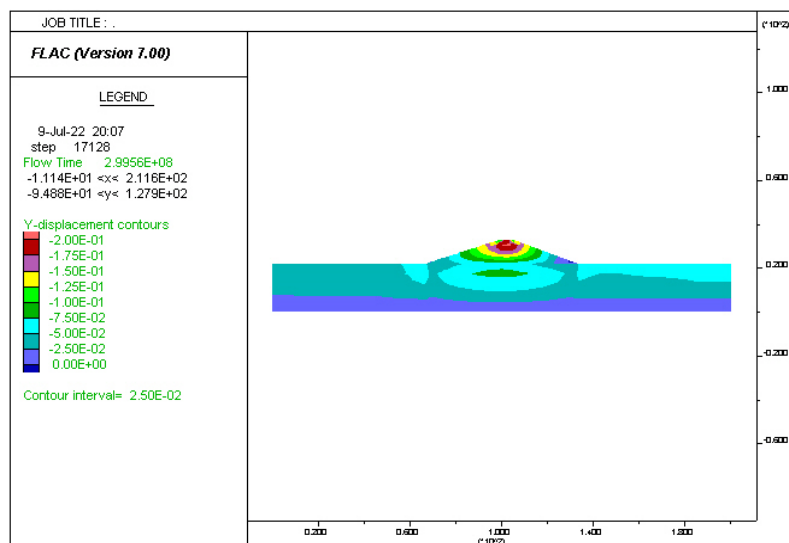


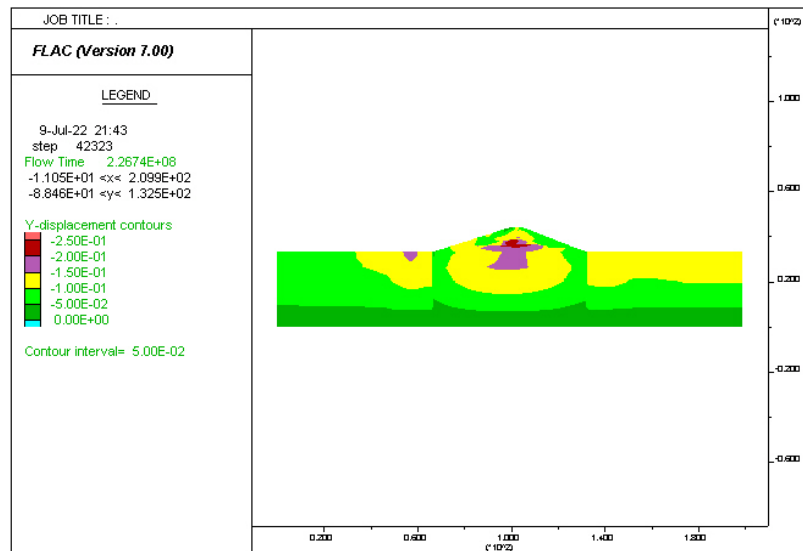
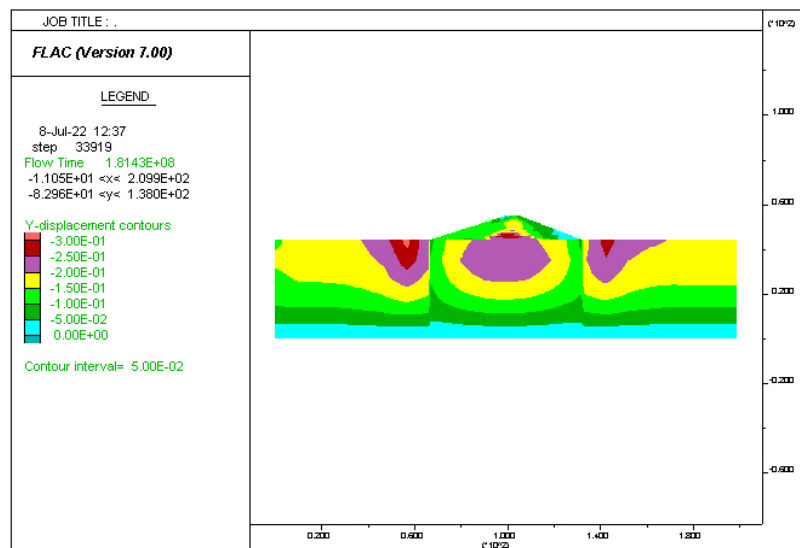
Figure 3.79 : F_s en fonction de la profondeur de la fondation H'

• Tassements pour $a=0.20$

Les figures (3.75-3.79) illustrent le contour des tassements pour les différentes profondeurs H' , en zone sismique IIa. On note que le tassement maximum est enregistré au voisinage du sommet de la digue pour $H'=0$. Ce tassement maximum se déplace dans la fondation mesure que H' augmente.

Les résultats illustrés dans le tableau 3.19 montrent que les valeurs des tassements augmentent en fonction de la profondeur H' , quelle que soit la zone sismique. *Toutefois, on remarque que les tassements ne varient pas en fonction de la zone sismique.*

Figure 3.80 : Résultats de déplacements verticaux ($H'=0$)Figure 3.81 : Résultats de déplacements verticaux ($H'=H$).Figure 3.82 : Résultats de déplacements verticaux ($H'=2H$)

Figure 3.83 : Résultats de calcul de F_s ($H'=3H$).Figure 3.84 : Résultats de déplacements verticaux ($H'=4H$)Tableau 3.18 : Tassement maximum en fonction de la profondeur fondation H' et de de la zone sismique

	A=0.12	A=0.20	A=0.25	A=0.30
$H'=0$	1.25	$1.25 \cdot 10^{-1}$	$1.25 \cdot 10^{-1}$	$1.25 \cdot 10^{-1}$
$H'=H$	$1.75 \cdot 10^{-1}$	$1.75 \cdot 10^{-1}$	$1.75 \cdot 10^{-1}$	$1.75 \cdot 10^{-1}$
$H'=2H$	$2 \cdot 10^{-1}$	$2 \cdot 10^{-1}$	$2 \cdot 10^{-1}$	$2 \cdot 10^{-1}$
$H'=3H$	$2.5 \cdot 10^{-1}$	$2.5 \cdot 10^{-1}$	$2.5 \cdot 10^{-1}$	$2.25 \cdot 10^{-1}$
$H'=4H$	$3 \cdot 10^{-1}$	$3 \cdot 10^{-1}$	$3 \cdot 10^{-1}$	$3 \cdot 10^{-1}$

Conclusion

La modélisation de la digue homogène, faisant l'objet d'étude, est effectuée dans ce chapitre avec le logiciel FLAC2D[®], en considérant différentes profondeurs H' du massif de fondation. Deux situations de projet définies par le CFBR(2015) sont considérées ; à savoir la situation normale d'exploitation et la situation extrême sismiques.

Les résultats de calcul ont montré que :

- La prise en compte de la fondation fait augmenter le coefficient F_s et par conséquent fait diminuer les contraintes de cisaillement. Autrement dit, la fondation contribue à la stabilisation de la digue, en absorbant le mouvement.
- le coefficient de sécurité se stabilise autour de $H'=4H$. Ce résultat appuie les recommandations de Mestat (1997) ; qui énonce que la frontière inférieure (condition $u=0$ et $v=0$) est fixée au minimum à 4 fois la hauteur du remblai par rapport au terrain naturel.
- Quel que soit la situation considérée le plan de rupture est de forme circulaire dont le rayon augmente en fonction de la profondeur H' .
- La modélisation de la fondation met en évidence sa contribution à la déformation globale du système. L'énergie de déformation de la digue est absorbée par le massif de la fondation. C'est pour cette raison qu'il est recommandé de rajouter à la revanche une hauteur équivalente égale tassement, pour anticiper sur cette déformation.
- La prise en compte du massif de fondation met en évidence un écoulement sous le corps de la digue dont les lignes de courant sont parallèles entre elles. Ce champ de ligne de courant devient de plus en plus large. Ce phénomène est communément connu sous le nom de renard ; lequel peut nuire à la stabilité de la digue. D'où l'intérêt de modéliser le massif de fondation
- La fondation élastique a un comportement non dissipatif et ne permet pas la libération des déformations vers la fondation et l'absorption du mouvement ; ce qui fait diminuer le coefficient de sécurité.
- Le schéma d'écoulement découplés ne reflète pas le comportement réaliste de la digue. Le fait de négliger les forces hydrostatiques, qui jouent un rôle positif sur la stabilité de la digue fait diminuer le coefficient de sécurité et fait augmenter les tassements.
- La fondation alluvionnaire entraîne une surface de glissement plus importante et une diminution de F_s pour toutes les profondeurs par rapport au cas de la fondation rocheuse et une augmentation des tassements.

- En situation sismique les valeurs du coefficient de sécurité diminuent en allant de la zone de faible à la zone de forte sismicité quelle que soit la profondeur H' de la fondation ; ce qui entraîne une augmentation des contraintes de cisaillement. On note par ailleurs, une augmentation du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur ce qui entraîne une diminution des contraintes maximales de cisaillement. Le massif de fondation confère de la souplesse à la structure. Celle-ci dissipe l'énergie considérablement et fait décroître les contraintes de cisaillements. Toutefois, on note une diminution de F_s à la profondeur $H'=4H$. Cette profondeur semble insuffisante pour fixer la condition d'encastrement en situation sismique, telle que recommandé par Mestat (2015)

Chapitre 4 : *Modélisation sous Flac* ***d'une digue zonée***

Introduction

Le quatrième chapitre est dédié à la modélisation, sous Flac2D[®], d'une digue zonée, en tenant compte du massif de fondation. La profondeur adoptée est égale à 4 fois la hauteur de la digue, tel que recommandé par Mestat (2015). L'analyse de la stabilité est effectuée à court terme, en situation de fin de construction, en considérant les caractéristiques mécaniques non drainée des matériaux.

4.1. Présentation de l'ouvrage

La digue est constituée par un noyau argileux entouré de remblai et séparé du talus aval par un drain. La fondation est composée d'un massif rocheux qui s'étend jusqu'à une profondeur de $H'=4H$ et une largeur de $3L$ (figure 4.1). Les caractéristiques géométriques du système (digue - fondation) sont présentées dans le tableau 4.1. Les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux constituant le noyau, le drain et les talus sont donnés dans le tableau 4.2. Les pentes sont définies conformément au PNUD (2015) :

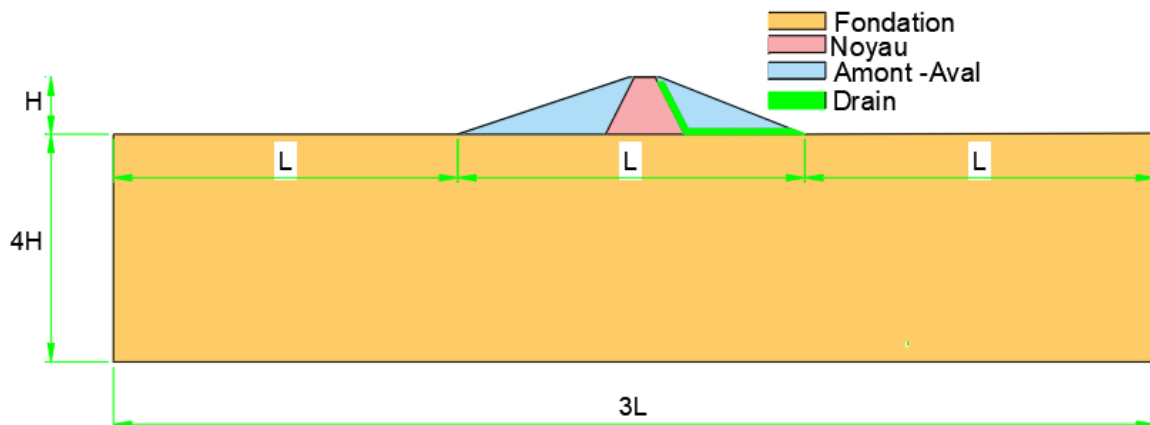


Figure 4.1 : Schéma descriptif de la digue zonée.

Tableau 4.1 Caractéristiques géométriques du système (digue fondation).

Paramètres	Valeurs	Unités
Hauteur de la digue H	11.00	m
Largeur de la digue L	66.83	m
Largeur en crête b	6	m
Pente du talus amont	1/3	-
Pente du talus aval	1/2.5	-
Hauteur du socle H'	44.00	m
Largeur du socle L'	198.83	m
Largeur du drain	1.00	m

Tableau 4.2. : Caractéristiques des matériaux de la digue.

matériau	symbole	Désignation du paramètre	valeur	unité
Noyau	γ_h	Masse volumique humide	1860	kg/m3
	Cu	Cohésion non drainé du sol	50000	Pa
	ϕ_u	Angle non drainée du sol	8	°
	E	Module de Young	1.25E+07	Pa
	ψ	Angle de dilatation	0	
	ν	Coefficient de poisson	0.3	
Amont-aval	γ_h	Masse volumique humide	2290	kg/m3
	Cu	Cohésion non drainé du sol	20000	Pa
	ϕ_u	Angle de frottement non drainé du sol	25	°
	E	Module de Young	9.00E+06	Pa
	ν	Coefficient de poisson	0.3	
Drain	γ_h	Masse volumique humide	1960	kg/m3
	Cu	Cohésion non drainé du sol	0	Pa
	ϕ_u	Angle de frottement non drainée du sol	35	°
	E	Module de Young	1.20E+06	Pa
	ν	Coefficient de poisson	0.23	
Alluvion	γ_h	Masse volumique humide	2040	kg/m3
	Cu	Cohésion non drainé du sol	10000	Pa
	ϕ_u	Angle de frottement non drainée du sol	20	°
	E	Module de Young	3.E +06	Pa
	ψ	Angle de dilatation	0	
	ν	Coefficient de poisson	0.2	

4.2. Etapes de modélisation sous FLAC 2D©

Nous présentons dans ce qui suit les principales étapes de modélisation de la digue en terre.

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

Le choix du type de configuration et du système d'unité est introduit par le menu « modèle option », soit :

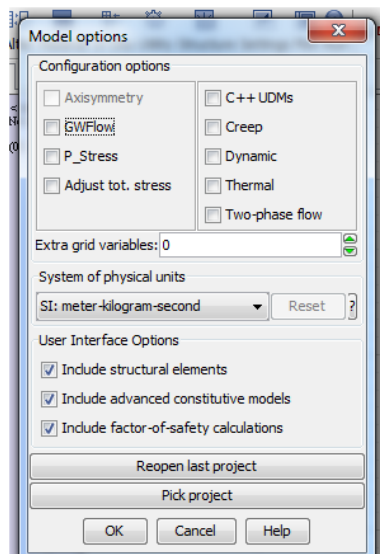


Figure 4.2 : Choix de configuration et du système d'unité.

➤ Etape 02 : Définition de la géométrie du système

Une géométrie approchée du système (digue-fondation) est créée en introduisant sa longueur ($L'=198,83$ m) et la hauteur ($H'=55$ m), par le menu suivant (figure 4.3) :

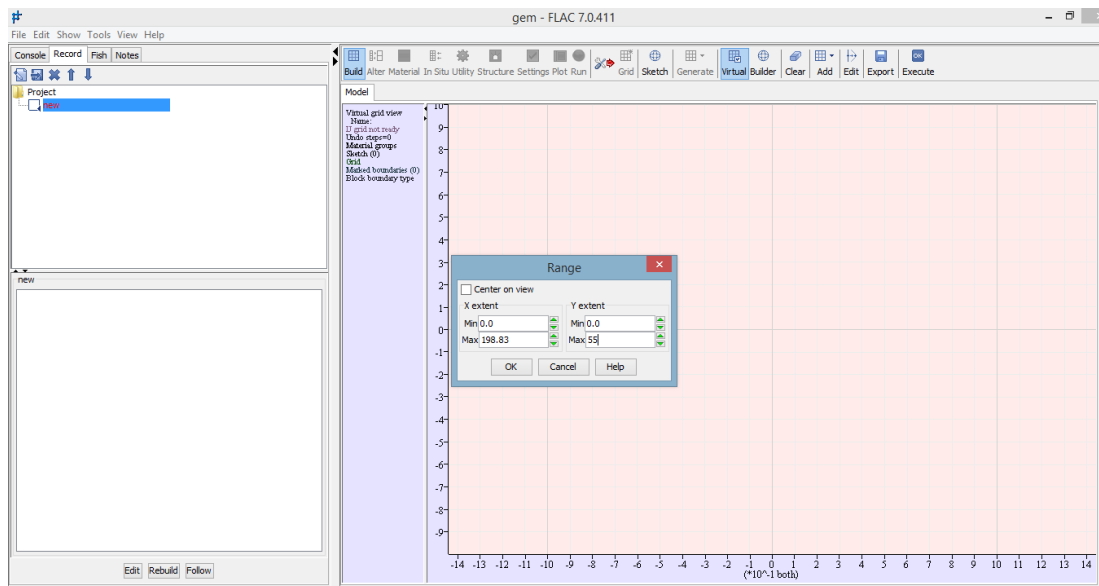


Figure 4.3 : Géométrie approchée de la digue.

Pour définir le noyau ainsi que les talus, on répartie la géométrie en sous blocs (figure 4.4), en utilisant la commande :

Edit → Blocks → split blocks

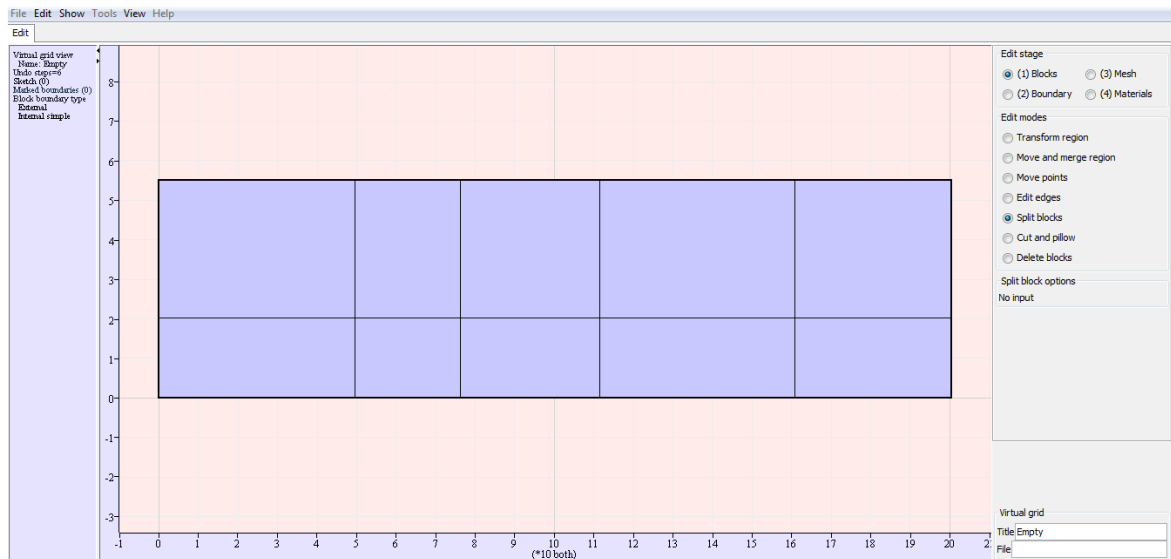


Figure 4.4 : Devisions de la géométrie en block

On supprime les blocks qui ne sont pas utiles pour se rapprocher géométrie définie (figure 4.5), en utilisant la commande :

Edit → Blocks → split blocks → delete blocks

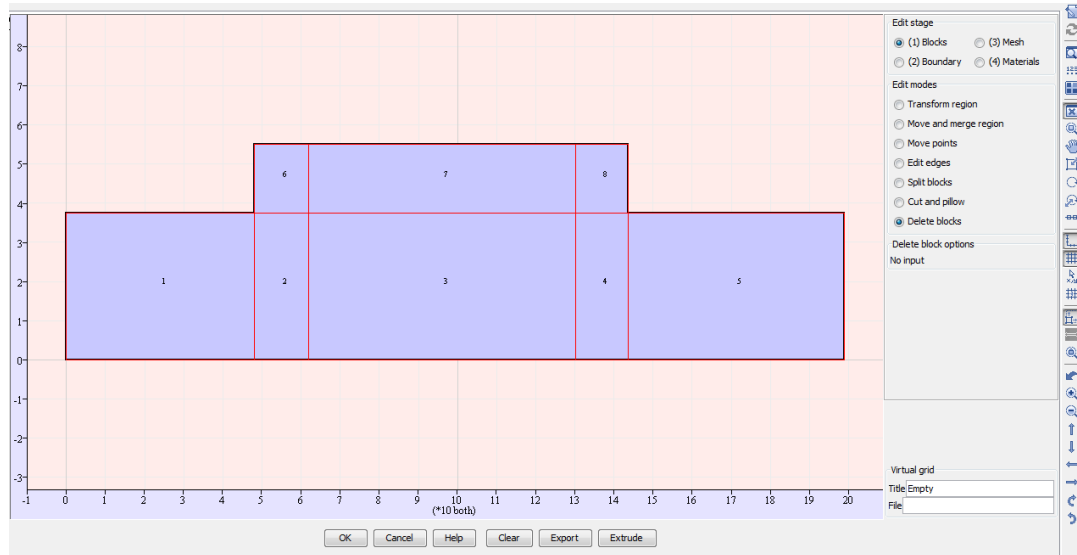


Figure 4.5 : Suppression des blocks.

On introduit, par la suite les coordonnées des nœuds de la crête (figure 4.6), en utilisant la commande :

Edit → Blocks → Editedges

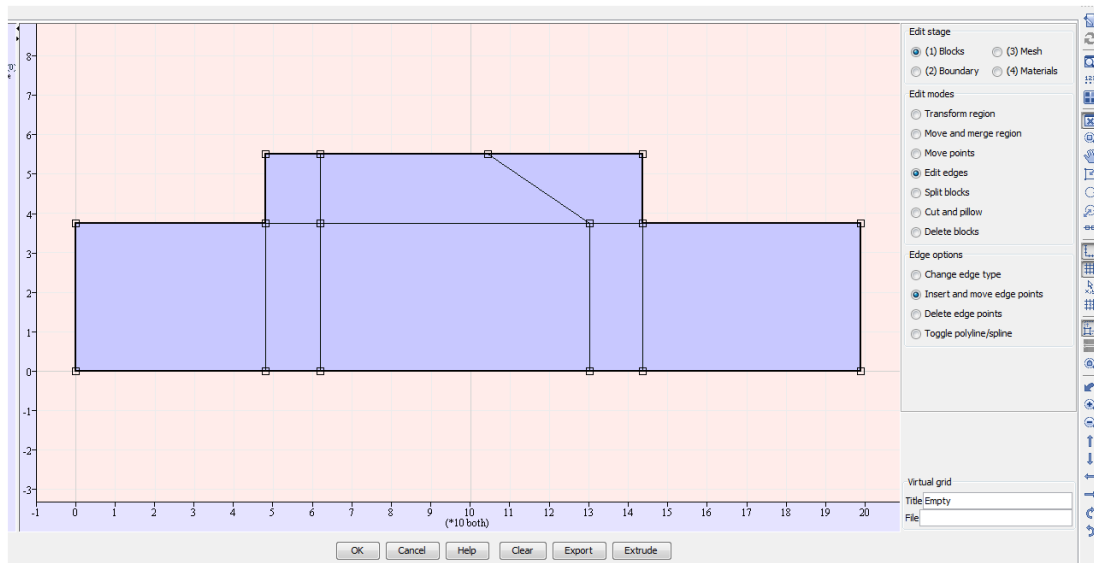


Figure 4.6 : Introduction des coordonnées des nœuds de la crête.

➤ Etape 03 : Définition des conditions aux limites

Les conditions d'encastrement sont définies à la base du massif de fondation (à 4H) et des appuis simple aux extrémités (figure 4.7). Ces conditions sont imposées par la commande suivante :

Edit → Boundary → automaticBoundarycond

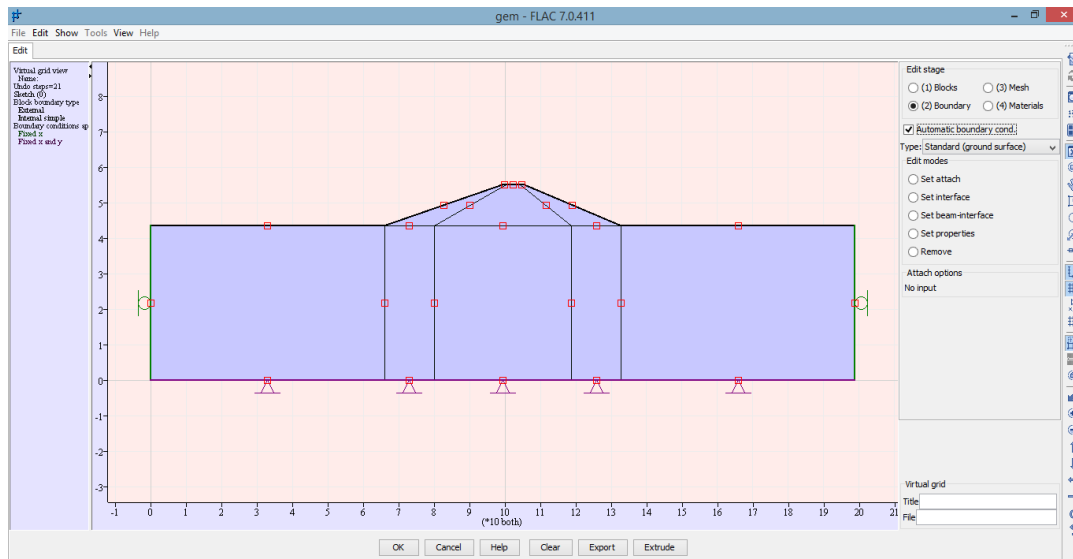


Figure 4.7: Condition aux limites.

➤ Etape 05 : Génération du maillage

Le maillage de l'ouvrage et de la fondation est composé de 398 zones avec des mailles (0.7x1) pour la digue et (10mx8m) pour la fondation.

Alter → shape → line → generate

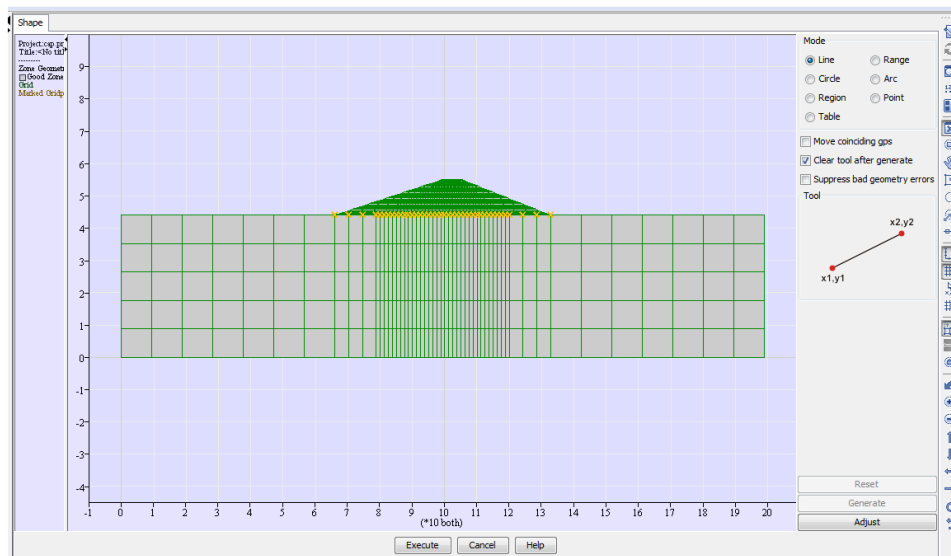


Figure 4.8 : Séparation de la digue et le socle

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 4.9).

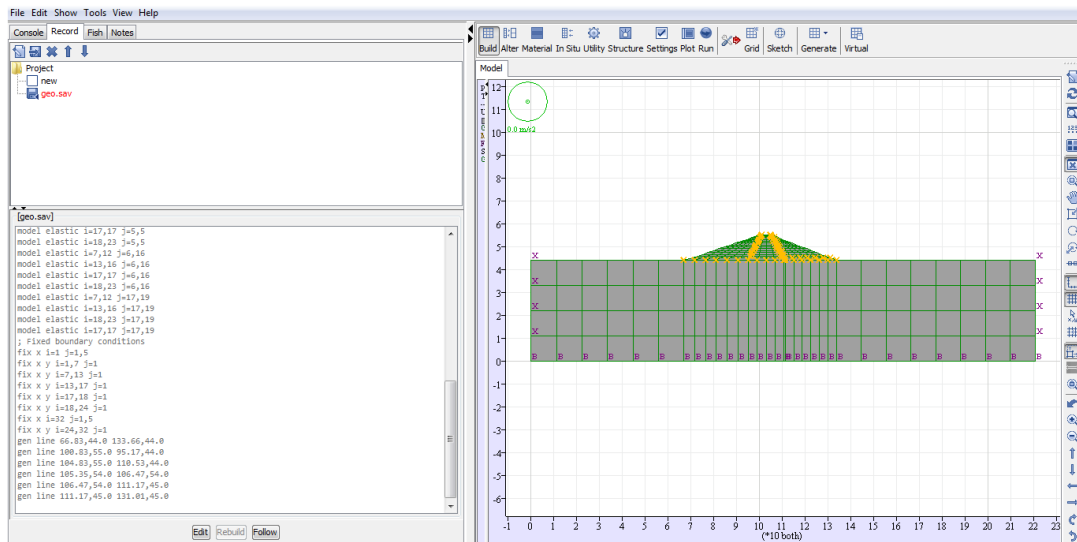


Figure 4.9 : Génération définitive.

➤ Etape 05 : Attribution des propriétés des matériaux de la digue et le modèle de comportement

Les propriétés des matériaux (noyau, talus et fondation) et le modèle de Mohr Coulomb sont introduit séparément pour chaque bloc, par la commande :

Material → Assign → Region → Create → execute

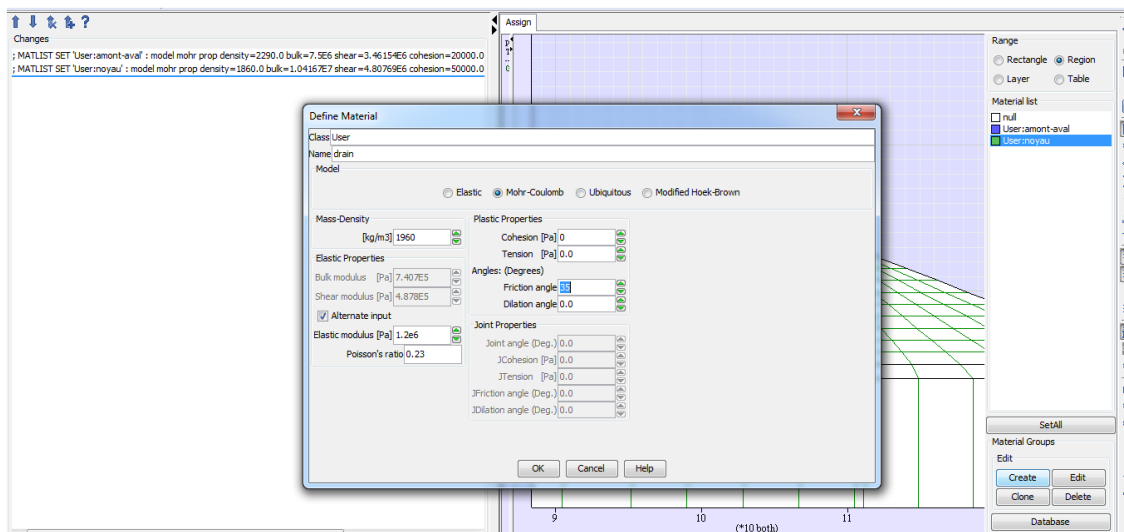


Figure 4.10 : Introduction des paramètres du modèle de Mohr Coulomb.

➤ Etape 07 : Définition de la gravité

La gravité $g=9.81 \text{ m/s}^2$ est introduite dans la direction verticale par la commande suivante (figure 4.11):

Setting → Gravity → vertical

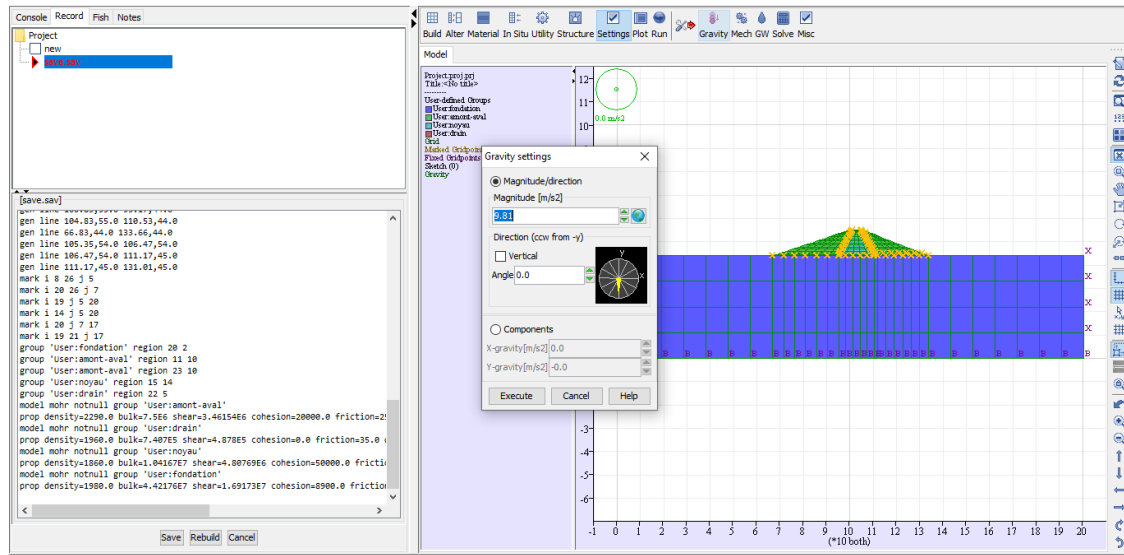
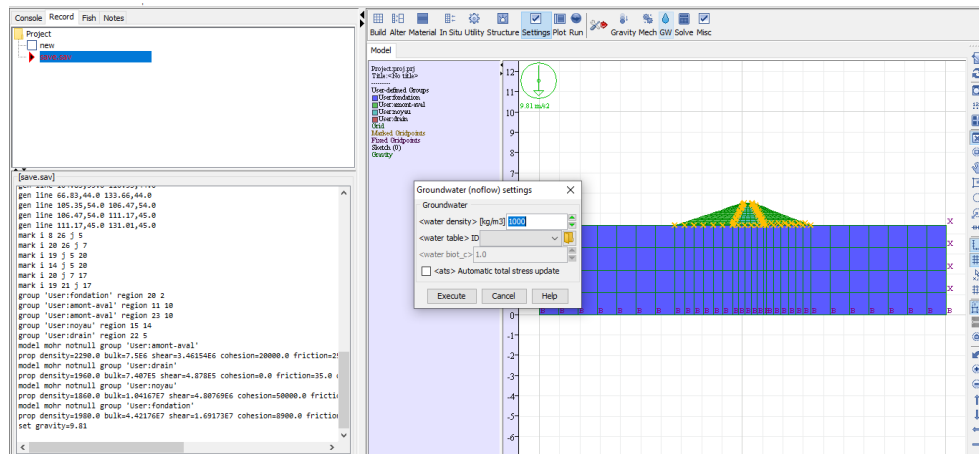


Figure 4.11 : Introduction de la gravité dans la configuration.

Figure 4.12 : Introduction des paramètres ρ_e .

➤ Etape 09 : Introduction du drain

Une cheminée drainante de largeur 1m est modélisé avec des caractéristiques illustrées dans le tableau (4.2). Le drain est placé dans la recharge aval, latéralement au noyau vers le pied aval, afin de collecter les écoulements et de rabattre le niveau piézométrique. Le profil en travers principal de l'ouvrage est visible (en couleur verte) sur la Figure (4. 13).

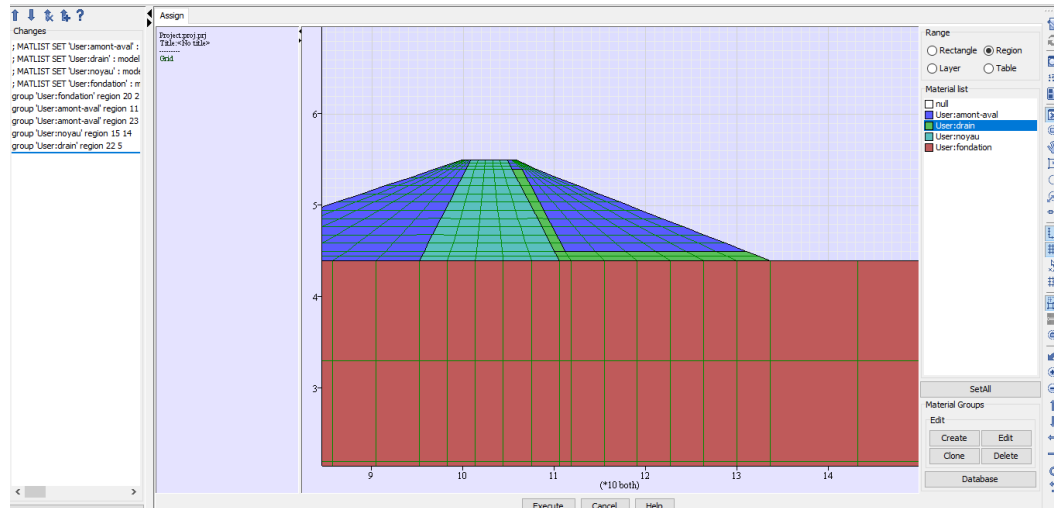


Figure 4.13 : Introduction du drain.

Après l'exécution de ces étapes, l'interface du logiciel FLAC2D nous permet de visualiser la géométrie de la digue modélisée, son maillage, les conditions aux limites appliquées ainsi que les pressions assignées (figure 4.14).

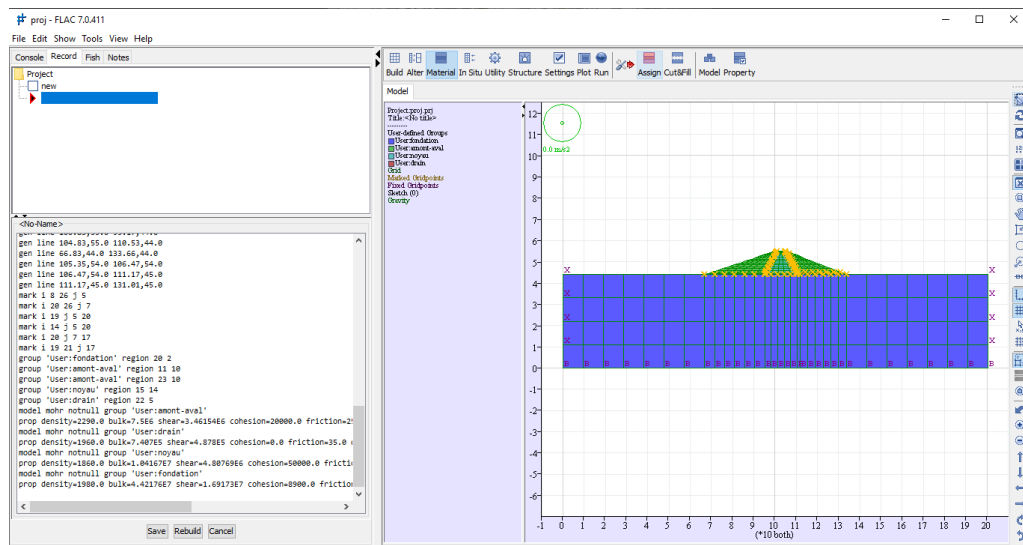


Figure 4.14 : Géométrie et maillage de la dig

Un programme en langage FISH relatant les différentes étapes de modélisation sous FLAC2D[®] est affiché. Ce programme, donné ci-après, est bien sûr accessible à toutes modifications qui s'avèrent nécessaires.

```
; Source: Empty
; Grid file: mesh.grd
config extra 20
grid 32,19
gen 0.0,0.0 0.0,44.0 66.83,44.0 66.83,0.0 i=1,8 j=1,5
gen 66.83,0.0 66.83,44.0 95.17,44.0 95.17,0.0 i=8,14 j=1,5
gen 95.17,0.0 95.17,44.0 110.53,44.0 110.53,0.0 i=14,19 j=1,5
gen 110.53,0.0 110.53,44.0 111.79,44.0 111.79,0.0 i=19,20 j=1,5
gen 111.79,0.0 111.79,44.0 133.66,44.0 133.66,0.0 i=20,26 j=1,5
gen 133.66,0.0 133.66,44.0 200.49,44.0 200.49,0.0 i=26,33 j=1,5
gen 66.83,44.0 70.19794,45.0 95.79194,45.0 95.17,44.0 i=8,14 j=5,7
```

```

gen 95.17,44.0 95.79194,45.0 109.955246,45.0 110.53,44.0 i=14,19 j=5,7
gen 110.53,44.0 109.955246,45.0 111.17,45.0 111.79,44.0 i=19,20 j=5,7
gen 111.79,44.0 111.17,45.0 131.01,45.0 133.66,44.0 i=20,26 j=5,7
gen 70.19794,45.0 96.8,54.0 100.2347,54.0 95.79194,45.0 i=8,14 j=7,17
gen 95.79194,45.0 100.2347,54.0 105.35,54.0 109.955246,45.0 i=14,19 j=7,17
gen 109.955246,45.0 105.35,54.0 106.47,54.0 111.17,45.0 i=19,20 j=7,17
gen 111.17,45.0 106.47,54.0 108.0,54.0 131.01,45.0 i=20,26 j=7,17
gen 96.8,54.0 99.83,55.0 100.83,55.0 100.2347,54.0 i=8,14 j=17,20
gen 100.2347,54.0 100.83,55.0 104.83,55.0 105.35,54.0 i=14,19 j=17,20
gen 106.47,54.0 105.32079,55.0 105.83,55.0 108.0,54.0 i=20,26 j=17,20
gen 105.35,54.0 104.83,55.0 105.32079,55.0 106.47,54.0 i=19,20 j=17,20
model elastic i=1,7 j=1,4
model elastic i=8,13 j=1,4
model elastic i=14,18 j=1,4
model elastic i=19,19 j=1,4
model elastic i=20,25 j=1,4
model elastic i=26,32 j=1,4
model elastic i=8,13 j=5,6
model elastic i=14,18 j=5,6
model elastic i=19,19 j=5,6
model elastic i=20,25 j=5,6
model elastic i=8,13 j=7,16
model elastic i=14,18 j=7,16
model elastic i=19,19 j=7,16
model elastic i=20,25 j=7,16
model elastic i=8,13 j=17,19
model elastic i=14,18 j=17,19
model elastic i=20,25 j=17,19
model elastic i=19,19 j=17,19
; Fixed boundary conditions
fix x i=1 j=1,5
fix x y i=1,8 j=1
fix x y i=8,14 j=1
fix x y i=14,19 j=1
fix x y i=19,20 j=1
fix x y i=20,26 j=1
fix x i=33 j=1,5
fix x y i=26,33 j=1
gen line 100.83,55.0 95.17,44.0
gen line 104.83,55.0 110.53,44.0
gen line 66.83,44.0 133.66,44.0
gen line 105.35,54.0 106.47,54.0
gen line 106.47,54.0 111.17,45.0
gen line 111.17,45.0 131.01,45.0
mark i 8 26 j 5
mark i 20 26 j 7
mark i 19 j 5 20
mark i 14 j 5 20
mark i 20 j 7 17
mark i 19 21 j 17
group 'User:fondation' region 20 2
group 'User:amont-aval' region 11 10
group 'User:amont-aval' region 23 10
group 'User:noyau' region 15 14
group 'User:drain' region 22 5
modelmohrnotnull group 'User:amont-aval'
prop density=2290.0 bulk=7.5E6 shear=3.46154E6 cohesion=20000.0 friction=25.0 dilation=0.0 tension=42890.13 notnull group
'User:amont-aval'
modelmohrnotnull group 'User:drain'
prop density=1960.0 bulk=7.407E5 shear=4.878E5 cohesion=0.0 friction=35.0 dilation=0.0 tension=0.0 notnull group 'User:drain'
modelmohrnotnull group 'User:noyau'
prop density=1860.0 bulk=1.04167E7 shear=4.80769E6 cohesion=50000.0 friction=8.0 dilation=0.0 tension=355768.5 notnull group
'User:noyau'
modelmohrnotnull group 'User:fondation'
prop density=1980.0 bulk=4.42176E7 shear=1.69173E7 cohesion=8900.0 friction=34.8 dilation=0.0 tension=12805.422 notnull group
'User:fondation'
set gravity=9.81
water density=1000.0

```

Figure 4.15: Programme en langage Fish

4. 3.Résultats et interprétation

Le résultat illustré par la figure 4.15 montre que le plan de rupture est de forme circulaire. On note la mise en évidence la contribution de la fondation au mouvement. Par ailleurs, le

coefficient de sécurité obtenue ($F_s=2.09$) est supérieur à la valeur admissible ($F_{sadm}=1.4$), dictée par le CFBR(2015).

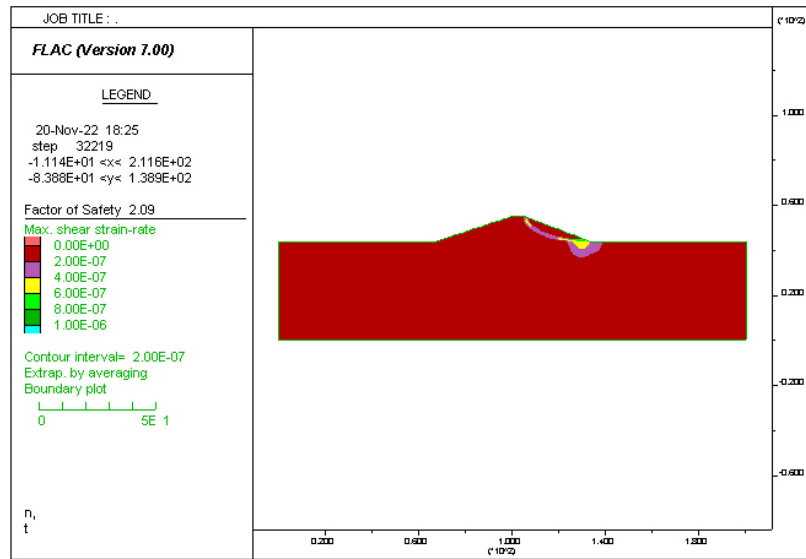


Figure 4.15 : Résultat de calcul du coefficient F_s ($H'=4H$).

La figure 4.16 illustre les contours des tassements. On enregistre un tassement maximum de 4×10^{-1} m. ce tassement est absorbé par la fondation.

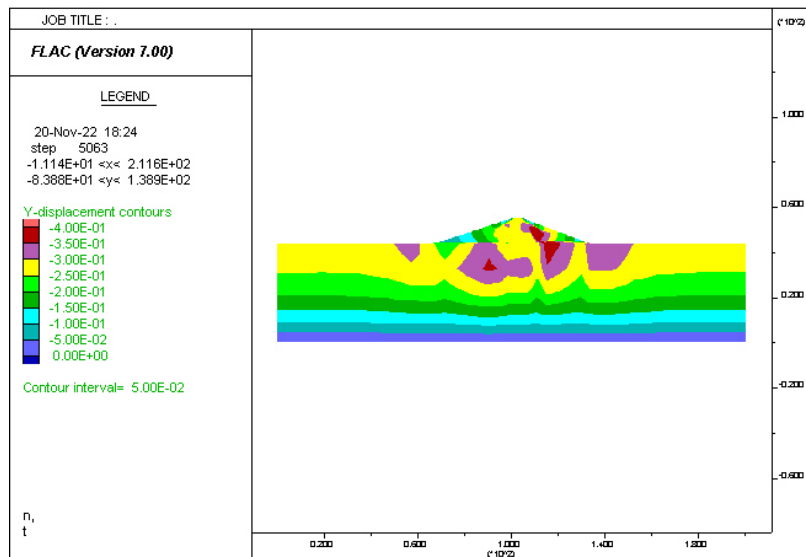


Figure 4.16 : Résultat de calcul pour les tassements ($H'=4H$).

Conclusion

La stabilité d'une digue zonée est analysée en situation de fin de construction en considérant une fondation rocheuse de profondeur $H' = 4H$. Le modèle de Mohr coulomb est adopté pour la modélisation du système. Les résultats de l'analyse de la stabilité par la méthode des différences finies ont montré que le plan de rupture est toujours de forme circulaire et a montré la contribution de la fondation à l'absorption du mouvement à la déformation du système.

Conclusion générale

L'analyse de la stabilité de la digue a été conduite dans ce mémoire avec la méthode des différences finis, sous le code de calcul FLAC2D©. La prise en compte du massif de fondation a mis en évidence la participation du massif de fondation au mouvement et sa contribution à la déformation globale du système à mesure que la profondeur de la fondation augmente. L'énergie de déformation de la digue est absorbée par le massif de la fondation. En situation normale les résultats des coefficients de sécurité en fonction de la profondeur de la fondation appuient les recommandations de Mestat (1997) qui énonce que la condition d'encastrement doit être fixée au minimum à 4 fois la hauteur de la digue. Cette recommandation reflète le comportement réaliste du système digue-fondation. Au-delà de cette profondeur limite l'influence devient négligeable. Toutefois, en situation sismique, cette recommandation semble être insuffisante. Il est donc nécessaire de prospecter une autre profondeur avec un test de convergence de F_s . Les résultats des lignes de saturation ont mis en évidence les lignes de courant à travers la fondation. Ce phénomène communément connu sous le nom de renard peut nuire à la stabilité de la digue.

A travers l'analyse de la stabilité, compte tenu des paramètres influant, il y a lieu de retenir que loi de mohr coulomb modélise un comportement plus réaliste de la digue. Celle-ci contribue à la dissipation de l'énergie de déformation du système. Contrairement, un comportement élastique l'empêche d'être dissipative ; ce qui compromet la stabilité de la digue. Aussi, la prise en compte d'un schéma d'écoulement couplés dans l'analyse est plus réaliste, car il prend en compte d'une part les forces hydrostatiques qui jouent un rôle positif sur la stabilité du de la digue et d'autre part les pressions interstitielle qui reprennent une partie des contraintes transmises par les sollicitations externes ; ce qui permet de réduire les tassements. Enfin, toutes ces conclusions montre la nécessité de la prise en compte de l'effet de l'interaction digue fondation pour reproduire le comportement plus réaliste de digue.

Concernant la modélisation de la digue zonée, les résultats à l'heure actuelle ne sont pas concluants, néanmoins pour des visées pédagogiques nous avons présenté l'analyse effectuée pour une digue en situation de fin de construction, en osant espérer que ces résultats capitalisés pourront servir de base pour une analyse meilleure future.

Références bibliographiques

1. **Aissiouane S.**, Khimeche I., Analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de type zonée, mémoire de master en Constructions Hydrauliques & Aménagements, UMMTO, 2016
2. **Amirouche Célia**, Analyse fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de retenue collinaire, mémoire de master en géotechnique et environnement, UMMTO, 2015
3. **Benaissa. A**, Glissements de terrain, calcul de stabilité, office des publications universitaires Ben-aknoun (Alger), 95p.
4. **Bishop Alan W.**, The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Revue Geotechnique, Vol.5: page 7-17, 1955.
5. **Chaouadi Tassadit**, 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.
6. **CFBR**, Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai, 2015.
7. **Chebout**, Evaluation du risque de liquéfaction des sols en zones sismique, Thèse de Magister, UMMTO, 2006.
8. **Maghlat El Mahdi**, Etude théorique du comportement des matériaux granulaires (pegmatite) Application du critere DRUKER , MOHR-COULOMB et du modèle STAIN SOFTENING/HARDENING, thèse de magister, UMMTO , 2006
9. **Mestat Philippe**, maillage d'éléments finis pour les ouvrages géotechnique et conseils et recommandation, 1997.
10. **Mouyeaux Anthony**, Analyse par éléments finis stochastiques de la fiabilité des barrages en remblai vis-à-vis du risque de glissement. Thèse de Doctorat. Université Clermont Auvergne, 2017.
11. **PNUD/OPE.**, Guide maghrébin pour l'exécution des études et travaux de retenues collinaires, Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du Nord (projet RAB/80/011), Algérie, Maroc, Tunisie, 1987.