

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU**

**FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



## **Mémoire de Master**

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Géotechnique**

**Présentée par :**

**M<sup>elle</sup> BRAHMI Leïticia**

**Thème**

**Etude numérique de l'influence des infiltrations sur la  
stabilité d'un barrage en terre :  
cas du barrage Sidi Khelifa (Azeffoun)**

**Soutenue publiquement le : 04 / 07 / 2024**

**Devant le jury composé de :**

Mr. MELBOUCI B.	Professeur	Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Président
Mr. MERAKEB S.	MCB	Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Examineur
Mme. DEGHOUL L.	MCB	Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Promotrice

**Année universitaire 2023 / 2024**

# *Dédicaces*

*Je souhaite dédier ce travail :*

*À ma chère famille, pour leur soutien inconditionnel et leurs encouragements constants.*

*À mes amis, pour leur encouragement constant et leurs moments de détente essentiels.*

*À mes enseignants et encadrants, pour leur guidance, leur expertise, leurs précieux conseils et leur inspiration continue.*

*Enfin, à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce mémoire. Votre collaboration, vos conseils et votre motivation ont été des éléments déterminants dans la réalisation de ce projet.*

# *Remerciements*

*Je tiens avant tout à exprimer ma profonde gratitude envers Dieu pour m'avoir guidé tout au long de ce parcours académique. Sa force et sa clarté d'esprit m'ont permis de surmonter les défis rencontrés.*

*À Madame DEGHOUL, ma promotrice d'exception, je suis infiniment reconnaissante pour son accompagnement attentif, ses précieux conseils et son soutien indéfectible. Sa disponibilité, sa patience et son expertise ont été pour moi une source constante d'inspiration et de motivation. Son engagement indéfectible et sa conviction en mes compétences ont été des éléments clés dans l'achèvement de ce mémoire.*

*Je souhaite présenter mes profonds remerciements au Pr. MELBOUCI, d'avoir accepté de présider le jury de ce mémoire, ainsi que pour l'attention qu'il lui a portée.*

*J'adresse également mes sincères remerciements au maître de conférences Mr. MERAKEB pour l'intérêt qu'il a bien voulu manifester à l'égard de ce travail, en acceptant d'examiner ce mémoire et de faire partie des jurys.*

*Je remercie vivement les responsables de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) pour leur accueil et leur serviabilité.*

*Je tiens à exprimer toute ma gratitude envers les enseignants qui ont partagé leur savoir tout au long de mon parcours universitaire. Leur dévouement et leur expertise ont été des piliers essentiels pour ma formation, me permettant de progresser et de me développer en tant qu'étudiante.*

*Enfin, je tiens à remercier du fond du cœur ma famille et mes amis pour leur soutien inconditionnel tout au long de cette aventure. Leur présence, leurs encouragements ont été pour moi une source de réconfort et de motivation inestimable. Je leur suis infiniment reconnaissante pour leur amour, leur compréhension et leur patience.*

*C'est grâce à l'appui et à l'encouragement de toutes ces personnes exceptionnelles que j'ai pu accomplir ce travail avec succès. Merci du fond du cœur à chacun d'entre vous.*

# *Résumé*

Ce projet de fin d'études, intitulé « Étude numérique de l'influence des infiltrations sur la stabilité des barrages en terre : cas du barrage Sidi Khelifa (Azeffoun) », explore les différents types de barrages, leurs avantages, leurs inconvénients, leurs rôles ainsi que les critères de choix du site. Il examine ensuite la stabilité des barrages en terre en analysant les causes des glissements, les forces agissantes, et les méthodes de calcul de la stabilité. Les lois des écoulements, notamment la loi de Darcy, ainsi que le traçage de la ligne de saturation et le réseau d'écoulement sont également abordés. À partir des données de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT), le barrage Sidi Khelifa est présenté avant d'être modélisé avec le logiciel en éléments finis PLAXIS 2D, dans le but de simuler l'influence des infiltrations sur sa stabilité. Dans cette modélisation, la construction du barrage par étapes est abordée ainsi qu'une évaluation de son comportement lors du remplissage et de la vidange.

**Mots clés :** Barrage en terre, stabilité, infiltration, modélisation, PLAXIS, remplissage, vidange.

# *Abstract*

This final-year project, entitled "Numerical study of the influence of seepage on the stability of earth dams : the case of the Sidi Khelifa dam (Azeffoun)", explores the different types of dams, their advantages, disadvantages, roles and site selection criteria. It then examines the stability of earth dams, analyzing the causes of slides, the forces acting on them, and the methods used to calculate stability. The flow laws, in particular Darcy's law, as well as saturation line tracing and the flow network are also addressed. Using data from the National Dams and Transfers Agency (ANBT), the Sidi Khelifa dam is presented before being modeled with PLAXIS 2D finite element software, in order to simulate the influence of seepage on its stability. In this modelling, the construction of the dam by stages is addressed, and its behaviour during filling and draining is evaluated.

**Keywords :** Earth Dam, stability, seepage, modeling, PLAXIS, filling, draining.

# *Table des matières*

Dédicaces .....	i
Remerciements .....	ii
Résumé .....	iii
Abstract .....	iv
Table des matières .....	v
Liste des tableaux .....	v
Liste des figures .....	xiii
Liste des abréviations .....	xviii
Liste des symboles .....	xix
Introduction générale.....	1
<b>Chapitre 1. Généralités sur les barrages.....</b>	<b>1</b>
1.1. Introduction .....	3
1.2. Définition.....	3
1.3. Classification des barrages .....	4
1.3.1. Barrages rigides .....	4
1.3.1.1. Barrages poids .....	4
1.3.1.2. Barrages à contreforts.....	5
1.3.1.3. Barrages voûtes .....	6
1.3.2. Barrages souples .....	8
1.3.2.1. Barrages en terre.....	9
1.3.2.2. Barrages en enrochement .....	15
1.4. Rôle des barrages.....	16
1.5. Avantages et inconvénient de chaque type d'un barrage .....	17

1.5.1. Barrages poids .....	17
1.5.2. Barrages à contreforts .....	17
1.5.3. Barrages voûte .....	18
1.5.4. Barrages en terre .....	18
1.5.5. Barrages en enrochement.....	19
1.6. Choix du site d'un barrage .....	19
1.6.1. Analyse topographique .....	20
1.6.2. Condition climatique .....	20
1.6.3. Etude hydrologique .....	21
1.6.4. Facteur géotechnique .....	21
1.6.5. Facteur géologique .....	21
1.6.6. Facteur économique.....	21
1.6.7. Facteur environnemental .....	21
1.7. Dimensionnement géométrique des murs de barrages en terre .....	22
1.7.1. Hauteur du barrage .....	22
1.7.2. Largeur en crête du barrage .....	24
1.7.3. Longueur de la crête ( $L_c$ ).....	25
1.7.4. Pente du talus.....	25
1.8. Exemple de dangers et des dégâts affectant les barrages et leurs fondations.....	27
1.9. Mesures de protection contre les dangers.....	27
1.10.Exemple de barrage en Algérie .....	29
a) Barrage de BENI HAROUN .....	29
b) Barrage de TAKSEBT.....	30
c) Barrage de DJORF TORBA.....	30
1.11.Conclusion.....	32
<b>Chapitre 2. Etude de la stabilité des barrages .....</b>	<b>33</b>

2.1. Introduction .....	33
2.2. Causes de glissement de terrain.....	33
2.3. Type de rupture des barrages.....	34
2.3.1. Erosion externe .....	34
2.3.1.1. Submersion .....	34
2.3.1.2. Erosion de la face amont .....	35
2.3.1.3. Rupture par l'action du gel-degel .....	35
2.3.1.4. Erosion de pied aval .....	36
2.3.2. Erosion interne.....	36
2.3.2.1. Erosion régressive .....	36
2.3.2.2. Erosion de conduit.....	36
2.3.2.3. Suffusion.....	36
2.3.2.4. Erosion de contacte.....	37
2.3.3. Rupture structurelle .....	37
2.3.4. Glissement de fondation .....	37
2.3.4.1. Glissement de remblai .....	38
2.3.4.2. Charge sismique .....	38
2.4. Forces agissant sur un barrage.....	40
2.4.1. Force de la pression de l'eau .....	40
2.5. Différents types de mouvements de terre .....	41
2.6. Calcul du coefficient de sécurité $F_s$ .....	44
2.6.1. Cas d'un glissement plan.....	44
2.6.2. Cas d'un glissement circulaire.....	46
2.6.2.1. Méthodes des tranches.....	46
2.6.3. Notion de facteur de sécurité.....	49
2.7. Méthode d'analyse de stabilité .....	51
2.7.1. Méthode d'équilibre limite .....	51

2.7.2. Méthode par éléments finis .....	51
2.7.3. Méthodes basées sur les contraintes.....	51
2.8. Conclusion.....	52
<b>Chapitre 3. Etude des infiltrations dans les barrages .....</b>	<b>53</b>
3.1. Introduction .....	53
3.2. Origine des sols .....	53
3.3. Trois Phases du Sol : Solide, liquide et gazeuse .....	54
3.3.1. Phase solide .....	54
3.3.1.1. Classification des sols.....	55
3.3.1.2. Catégories des sols .....	57
3.3.2. Phase liquide.....	57
3.3.3. Phase gazeuse .....	57
3.4. Etat de l'eau dans le sol.....	58
3.5. Mouvement de l'eau dans le sol .....	59
3.5.1. Lois générales .....	59
3.5.1.1. Charge hydraulique .....	59
3.5.1.2. Gradient hydraulique .....	59
3.5.1.3. Pertes de charge .....	60
3.5.1.4. Vitesse d'écoulement.....	61
3.5.1.5. Conductivité hydraulique .....	61
3.5.1.6. Ligne d'écoulement .....	63
3.5.1.7. Ligne équipotentielle .....	64
3.6. Lois de Darcy .....	64
3.7. Etude des infiltrations dans les barrages .....	65
3.7.1. Ligne de saturation .....	66
3.7.1.2. Trace de la ligne de saturation.....	66
3.7.2. Réseau d'écoulement.....	68

3.8. Mécanismes de l'érosion interne .....	70
3.8.1. Phénomène de renard hydraulique .....	70
3.8.2. Boulance .....	71
3.9. Disposition de protection contre les infiltrations.....	71
3.9.1. Filtres .....	72
3.9.1.1. Emplacement des filtres .....	72
3.9.2. Drains .....	72
3.9.2.1. Emplacement des drains .....	73
3.9.3. Dispositif de protection .....	74
3.10. Conclusion.....	75
<b>Chapitre 4. Présentation du barrage Sidi Khelifa (Azzefoun) .....</b>	<b>76</b>
4.1. Introduction .....	76
4.2. Géomorphologie .....	76
4.3. Géologie .....	78
4.3.1. Flyshs.....	79
4.3.1.1. Flyshs massyliens .....	79
4.3.1.2. Flyshs maurétaniens .....	81
4.3.2. Grès numidiens .....	82
4.3.3. Eboulis de grès numidiens .....	82
4.3.4. Colluvions argilo-graveleuses .....	82
4.3.5. Cônes de déjection.....	82
4.3.6. Terrasses alluviales.....	83
4.3.7. Alluvions actuelles .....	84
4.4. Tectonique .....	85
4.5. Stabilité des versants .....	85
4.6. Type du barrage.....	87
4.7. Détails du barrage.....	87

4.8. Matériaux de construction .....	88
4.8.1. Matériaux de recharge .....	90
4.8.2. Matériaux pour l'encrochement et le rip rap .....	90
4.8.3. Matériaux pour le béton.....	90
4.8.4. Matériaux fins pour le noyau.....	90
4.9. Caractéristiques géotechniques .....	91
4.9.1. Module de Young E à court terme (non drainée) .....	91
4.9.2. Module de Young E à long terme (drainée) .....	92
4.9.3. Classification RMR du substratum de Flysch .....	92
4.9.4. Paramètres de résistance au cisaillement de la fondation.....	93
4.9.5. Résultats de tous essais.....	95
4.10.Stabilité du barrage.....	97
4.10.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	98
4.11.Paramètre sismique.....	99
4.12.Hydrogéologie (perméabilité et injections) .....	100
4.13.Tunnel de dérivation.....	101
4.14.Evacuateur de crues.....	102
4.15.Fondation de la tour de prise et de la passerelle d'accès .....	103
4.16.Conclusion.....	104
<b>Chapitre 5. Etude numérique du barrage Sidi Khelifa .....</b>	<b>105</b>
5.1. Introduction .....	105
5.2. Présentation du logiciel PLAXIS 2D .....	105
5.3. Etablissement du modèle de calcul.....	105
5.3.1. Unités et conventions de signe .....	105
5.3.1.1. Unités.....	105
5.3.1.2. Convention de signe .....	106
5.3.2. Entrée des données de pré-traitement.....	106

5.3.2.1. Création du model a éléments finis .....	106
5.3.2.2. Caractéristiques des matériaux du barrage .....	108
5.3.3. Conditions aux limites .....	111
5.3.4. Géométrie du model .....	111
5.3.5. Génération du maillage.....	111
5.3.6. Conditions initiales .....	112
5.3.6.1. Condition hydraulique .....	112
5.3.6.2. Contraintes initiales .....	113
5.3.7. Procédure de calcul.....	114
5.3.7.1. Construction du barrage .....	114
5.3.7.2. Remplissage du barrage.....	118
5.3.7.3. Vidange du barrage.....	133
5.3.8. Analyse et interprétation des résultats .....	144
5.3.8.1. Remplissage.....	144
5.3.8.2. Vidange.....	145
5.4. Conclusion.....	146
Conclusion générale .....	147
Références bibliographiques .....	149
Annexes .....	153
Annexe 1. Présentation du logiciel PLAXIS.....	153

# Liste des tableaux

Table 1.1 : Voici quelques valeurs de dimensionnement des pentes de talus pour les digues de barrage.....	26
Table 1.2 : Exemples de dangers et des dégâts affectant les barrages et leurs fondation [3]...	27
Table 2.1 : Voici quelques façons de définir un coefficient de sécurité. ....	50
Table 2.2 : Valeurs de $F_s$ en fonction de l'importance de l'ouvrage. ....	50
Table 3.1 : Classification géotechnique P&CH et USCS [29].....	56
Table 3.2 : Classification des sols selon leurs perméabilités [34].....	62
Table 3.3 : Tableau de Casagrande .....	68
Table 3.4 : Position des axes en fonction du type de drainage [40].....	68
Table 4.1 : Caractéristiques des matériaux argileux .....	89
Table 4.2 : Modules de Young (E) à court terme .....	91
Table 4.3 : Modules de Young (E) à long terme .....	92
Table 4.4 : Calcul des indices RMR pour les flyschs non altérés et altéré .....	92
Table 4.5 : Résultats des résultats des essais de cisaillement directs pour les colluvions .....	94
Table 4.6 : Récapitulation des résultats des essais de cisaillement directs pour les flyschs ....	94
Table 4.7 : Paramètres géotechnique des matériaux de la fondation .....	96
Table 4.8 : Correspondance entre les zones du barrage et les zones d'emprunts prospectées. ....	97
Table 4.9 : Paramètres géotechniques des matériaux du barrage.....	98
Table 4.10 : Paramètres géotechniques de la fondation .....	99
Table 4.11 : Perméabilités retenues pour le substratum de flysch pour le calcul de l'ANBT 100	
Table 4.12 : Paramètres géotechnique des matériaux .....	102
Table 4.13 : Paramètres géotechniques de la fondation de l'évacuateur .....	103
Table 5.1 : Caractéristiques géométriques du barrage .....	107
Table 5.2 : Caractéristiques géométriques du noyau.....	107
Table 5.3 : Propriétés des couches de la fondation. ....	108
Table 5.4 : Propriétés des matériaux du barrage. ....	110
Table 5.5 : Résultats obtenus durant le remplissage .....	144
Table 5.6 : Résultats obtenus durant la vidange.....	145

# Liste des figures

Figure 1.1 : Famille des barrages en béton.....	4
Figure 1.2 : Barrage poids [4] .....	5
Figure 1.3 : Barrage à contrefort [5] .....	6
Figure 1.4 : Barrage voûte [6]. .....	6
Figure 1.5 : Barrage à voûtes multiples [7]......	7
Figure 1.6 : Famille des barrages en remblai .....	8
Figure 1.7 : Principaux organes d'un barrage en terre [9] .....	10
Figure 1.8 : Noyau en argile vertical [11] .....	11
Figure 1.9 : Noyau en argile incliné [11] .....	12
Figure 1.10 : Barrage en enrochement avec masque amont étanche [12]......	13
Figure 1.11 : Barrage gonflant [13]......	14
Figure 1.12 : Estuaires, lagunes et deltas [14]......	15
Figure 1.13 : Coupe des différents types de barrage en remblai et disposition des éléments d'étanchéité [3]......	16
Figure 1.14 : NNR et PHE .....	22
Figure 1.15 : Barrage BENI HAROUN [15]......	29
Figure 1.16 : Barrage de TAKSEBT [16] .....	30
Figure 1.17 : Barrage DJORF TORBA [17] .....	31
Figure 1.18 : Barrage FOUM EL GHERZA [18] .....	31
Figure 2.1 : Glissement de remblai .....	38
Figure 2.2 : coupe des efforts réparties appliquée par l'eau [22].....	40
Figure 2.3 : Glissement plan [23]......	41
Figure 2.4 : Glissement rotationnel simple [23]......	42
Figure 2.5 : Glissement rotationnel complexe [24]......	42
Figure 2.6 : Coulées boueuses [27] .....	43
Figure 2.7 : Cas d'un glissement plan avec une longueur infinie [24]......	44
Figure 2.8 : Méthodes des tranches .....	47
Figure 3.1 : Triangle des structures du sol [28]......	55
Figure 3.2 : Etat de l'eau dans le sol [30]......	58

Figure 3.3 : ligne d'écoulement [36].....	63
Figure 3.4 : Ligne équipotentielle [37].....	64
Figure 3.5 : Schéma de la loi de Darcy [39].....	65
Figure 3.6 : Ligne de saturation dans un barrage en terre [40] .....	67
Figure 3.7 : Diagramme de Casagrande [40] .....	68
Figure 3.8 : Tube de courant [41].....	69
Figure 3.9 : Phénomène de renard en fondation [42].....	70
Figure 3.10 : Les forces impliquées dans le phénomène de boulangerie [42].....	71
Figure 3.11 : Drain vertical ou cheminé [43] .....	73
Figure 3.12 : Tapis drainant ou drain horizontal [44] .....	74
Figure 3.13 : Filtre inversé .....	74
Figure 4.1 : Situation géographique du site Sidi Khelifa .....	76
Figure 4.2 : Vallée de Sidi A Youcef, en aval de la cuvette [45].....	77
Figure 4.3 : Cuvette du barrage au niveau de la confluence Ouad Sidi A Youcef – Ouad Bou Slimane [45] .....	77
Figure 4.4 : Flysch massylien, albo-aptien : alternance de grès, quartzites et pelites sombres. Rive droite de l'oued Sidi A Youcef [45] .....	80
Figure 4.5 : Flysch massylien sénonien à microbrèche (mB), marnes (M) et calcaires (C) [45] .....	80
Figure 4.6 : Miroir de faille décrochant sénestre, remontant localement les flyschs massylien. Rive gauche de l'oued Sidi A Youcef entre les appuis des 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> variante de retenue [45] .....	81
Figure 4.7 : Cône de déjection graveleux dans une matrice limoneuse. Ighzer Djefal, vers l'amont de la cuvette [45].....	83
Figure 4.8 : Terrasses alluviales dans la cuvette. Matériaux de recharge, limoneux et graveleux [45] .....	83
Figure 4.9 : Sables, galets et gravier dans le lit mineur de l'oued Sidi A Youcef, dans la plaine littorale, en aval de la cuvette. Matériaux pour béton [45] .....	84
Figure 4.10 : Talus de la terrasse alluviale du lit majeur de l'oued Sidi A Youcef, en aval de la cuvette, montrant : des limons sableux superficiels (L), des galets gréseux plus épais, à la base (G). GI : Galets essentiellement gréseux, du lit mineur [45] .....	84
Figure 4.11 : Glissement de terrain (G) au droit de la galerie de dérivation sur la 1 <sup>ère</sup> variante de la retenue [45].....	85

Figure 4.12 : Flysch massylien chaotique formant la masse glissée [45] .....	86
Figure 4.13 : Grand glissement de terrain (G), ancien, localisé en rive droite de l'oued Sidi A Youcef, en amont immédiat de la 1 <sup>ère</sup> variante de retenue [45] .....	86
Figure 5.1 : Géométrie du barrage. ....	111
Figure 5.2 : Maillage du modèle. ....	112
Figure 5.3 : Informations générales sur le maillage. ....	112
Figure 5.4 : Nappe phréatique à la base du barrage. ....	113
Figure 5.5 : Conditions initiales : a) Pressions interstitielles à la base du barrage, .....	114
Figure 5.6 : Etat de contrainte effective à la fin de la construction du barrage.....	116
Figure 5.7 : Contraintes totales à la fin de la construction du barrage.....	116
Figure 5.8 : Contraintes effective à la fin de la construction du barrage. ....	117
Figure 5.9 : Coefficient de sécurité à la fin de la construction du barrage.....	117
Figure 5.10 : Degré de saturation au niveau normal de la retenue (NNR).....	118
Figure 5.11 : Contrainte effective au niveau normal de la retenue (NNR). ....	119
Figure 5.12 : Contraintes totales au niveau normal de la retenue (NNR). ....	119
Figure 5.13 : Pression interstitielle au niveau normal de la retenue (NNR). ....	120
Figure 5.14 : Coefficient de sécurité au niveau normal de la retenue (NNR).....	120
Figure 5.15 : Localisation des déplacements verticaux dans le barrage .....	121
Figure 5.16 : Déplacement horizontal $U_x$ .....	121
Figure 5.17 : Ligne de saturation de niveau de la fondation vers le niveau du volume mort. 122	
Figure 5.18 : Contrainte effective de niveau de la fondation vers le niveau du volume mort (VM).....	122
Figure 5.19 : Contrainte totale de niveau de la fondation vers le niveau du volume mort (VM). ....	123
Figure 5.20 : Pression interstitielle de niveau de la fondation vers le niveau du volume mort (VM).....	123
Figure 5.21 : Coefficient de sécurité de niveau de la fondation vers le niveau du volume mort (VM).....	124
Figure 5.22 : Localisation des déplacements verticaux dans barrage de niveau de la fondation (NF) vers le niveau du volume mort (VM). ....	124
Figure 5.23 : Déplacement horizontal de niveau de la fondation (NF)vers le niveau du volume mort (VM). ....	125
Figure 5.24 : Degré de saturation de niveau mort (VM) vers le niveau normal de la retenue (NNR).....	126

Figure 5.25 : Contrainte effective de niveau mort vers le niveau normal de la retenue. ....	126
Figure 5.26 : Contrainte totale de niveau mort vers le niveau normal de la retenue.....	127
Figure 5.27 : Pression interstitielle de niveau mort vers le niveau normal de la retenue.....	127
Figure 5.28 : Coefficient de sécurité de niveau mort vers le niveau normal de la retenue. ...	128
Figure 5.29 : Déplacement vertical dans le barrage en allant du niveau mort vers le niveau normal de la retenue. ....	128
Figure 5.30 : Déplacement horizontal du barrage en allant du niveau mort vers le niveau normal de la retenue. ....	129
Figure 5.31 : Degré de saturation de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux.....	130
Figure 5.32 : Contrainte effective de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux. ....	130
Figure 5.33 : Contrainte totale de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux. ....	131
Figure 5.34 : Pression interstitielle de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux. ....	131
Figure 5.35 : Coefficient de sécurité de barrage en allant du niveau normal de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux. ....	132
Figure 5.36 : Localisation des déplacements verticaux en allant de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux. ....	132
Figure 5.37: Déplacement horizontal de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux.....	133
Figure 5.38 : Degré de saturation de NPHE vers NNR.....	134
Figure 5.39 : Contrainte effective de NPHE vers NNR .....	134
Figure 5.40 : Contrainte totale de NPHE vers NNR .....	135
Figure 5.41 : Pression interstitielle de NPHE vers NNR .....	135
Figure 5.42 : Coefficient de sécurité de NPHE vers NNR.....	136
Figure 5.43 : Localisation des déplacements verticaux de NPHE vers NNR .....	136
Figure 5.44 : Déplacements horizontaux du NPHE vers NNR .....	137
Figure 5.45 : Degré de saturation de NNR vers le NVM.....	137
Figure 5.46 : Contrainte effective de NPHE vers NNR. ....	138
Figure 5.47 : Contrainte totale de NPHE vers NNR .....	138
Figure 5.48 : Pression interstitielle de NPHE vers NNR. ....	139
Figure 5.49 : Coefficient de sécurité de NPHE vers NNR.....	139
Figure 5.50 : Localisation des déplacements verticaux de NPHE vers NNR. ....	140
Figure 5.51 : Déplacements horizontaux de NPHE vers NNR .....	140
Figure 5.52 : Degré de saturation de NVM vers le NF .....	141
Figure 5.53 : Contrainte effective de NVM vers NF.....	141
Figure 5.54 : Contrainte totale de NVM vers le NF.....	142

## *Liste des figures*

---

Figure 5.55 : Pression interstitielle de NVM vers NF.....	142
Figure 5.56 : Coefficient de sécurité de NVM vers NF. ....	143
Figure 5.57 : Localisation des déplacements verticaux de NVM vers NF.....	143
Figure 5.58 : Déplacements horizontaux de NVM vers le NF.....	144

# *Liste des abréviations*

AASHO : American Association State Highways Officials.

ANBT : Agence Nationale des Barrages et Transferts.

APD : Avant-Projet Définitif.

BCR : Béton Compacté au Rouleau.

FCB : Fin de Construction du Projet.

Fs : Coefficient de sécurité.

GST: Geological Strength Index.

GTR : Guide des Tassements Routier.

HR : Hauteur de la Retenue.

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et des Chaussées.

NATM : Nouvelle Méthode Autrichienne.

NF : Niveau de la Fondation.

NNR : Niveau Naturel de la Retenue.

NPHE : Niveau des Plus Hautes Eaux.

RMR : Rock Mass Rating.

RQD : Rock Quality Designation.

SBE : Séisme de Base d'Exploitation.

SMD : Séisme Maximal de Dimensionnement.

USCS : Unified Soil Classification System.

VM : Volume Mort.

## *Liste des symboles*

$C$  : Cohésion.

$E$  : Module de Young.

$K$  : Perméabilité.

$U_x$  : Déplacement horizontal.

$U_y$  : Déplacement vertical.

$U_w$  : Pression interstitielle.

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé.

$\gamma_{unsat}$  : Poids volumique non saturé.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

$\sigma$  : Contrainte totale.

$\sigma'$  : Contrainte effective.

$\varphi$  : Angle de frottement.

$\psi$  : Angle de dilatance.

# *Introduction générale*

L'eau est une ressource indispensable et précieuse pour le développement économique, que ce soit dans le secteur agricole ou industriel. En tant que source de vie, sa demande ne cesse de croître en raison de l'augmentation de la population mondiale et du besoin accru de ressources pour soutenir la croissance économique. Cette demande en constante augmentation exige des solutions durables et efficaces pour la gestion et la distribution de l'eau. D'autre part, elle devient de plus en plus rare dans certaines régions à cause du réchauffement climatique.

Pour répondre à cette demande croissante, des ouvrages hydrauliques tels que les barrages, ont été construits, car ils jouent un rôle essentiel dans la régulation de l'eau, la production d'énergie hydroélectrique, l'irrigation agricole et la protection contre les inondations. Parmi ces ouvrages, les barrages en terre occupent une place importante. Ils sont souvent privilégiés en raison de leur coût de construction relativement faible, de leur adaptabilité à divers types de terrains et de leur capacité à stocker de grandes quantités d'eau.

La conception, la construction et la maintenance des barrages en terre nécessitent une expertise technique approfondie, incluant des études géotechniques, géologiques et hydrologiques détaillées pour choisir des sites adaptés et concevoir des structures robustes. Cela garantit leur stabilité face aux pressions hydrauliques et aux variations environnementales, assurant ainsi leur durabilité à long terme.

En plus de l'eau retenue qui exerce une force sur le barrage, il existe le phénomène des infiltrations qu'il faut contrôler.

Un excès d'infiltration peut compromettre la sécurité d'un barrage s'il n'est pas géré de manière appropriée. Il est important de comprendre l'impact spécifique des infiltrations sur chaque barrage et de déterminer les actions nécessaires pour prévenir tout risque potentiel pour sa sécurité.

Notre étude est faite sur le barrage Sidi Khelifa. Ce dernier, dont le projet est en cours de développement, est situé sur l'oued Sidi Ahmed Youcef à l'est de la ville d'Azeffoun (wilaya de Tizi-Ouzou), à environ 2 km en amont du pont de la RN 24.

Cette étude est divisée en 5 chapitres :

- Dans le premier chapitre, on a présenté des généralités sur les barrages, des exemples de dangers et de dégâts les affectant ainsi que les mesures de protection contre ces dangers. On a présenté également des exemples de barrages en Algérie.
- Dans le deuxième chapitre, on a exposé les causes et les types de rupture des barrages et les méthodes d'analyse de leur stabilité.
- Dans le troisième chapitre, on a abordé l'état et le mouvement de l'eau dans le sol, en passant par la loi de Darcy, l'étude des infiltrations dans le barrage et les dispositions de protection contre ces infiltrations.
- Dans le chapitre 4, on a présenté les caractéristiques du site de barrage Sidi Khelifa, les éléments du barrage et les matériaux de sa construction.
- Dans le chapitre 5, on a modélisé le barrage Sidi Khelifa avec le code en éléments finis PLAXIS 2D et on a vérifié sa stabilité à la fin de sa construction, lors de son remplissage et lors de sa vidange.

A la fin de cette étude, on a présenté une conclusion générale qui regroupe les différents résultats obtenus et qui permet de dresser des perspectives à considérer dans des travaux futurs.

---

## *Chapitre 1. Généralités sur les barrages*

---

## **1.1. Introduction**

Un barrage est une construction destinée à retenir de l'eau, généralement pour créer un lac artificiel ou un réservoir. Les barrages sont utilisés à diverses fins, comme la production d'hydroélectricité, l'irrigation, le contrôle des cours d'eau, la prévention des inondations et l'approvisionnement en eau potable.

Depuis plus de 2 000 ans, les ouvrages hydrauliques ont joué un rôle majeur dans le monde entier, principalement pour l'irrigation. Au cours des 500 dernières années, de nombreuses petites chutes d'eau à fort débit ont permis le développement de l'Europe, notamment pour alimenter les moulins et les activités artisanales. Cependant, la plupart de ces constructions avaient une hauteur inférieure à un mètre et rares étaient les barrages dans le monde dépassant 20 mètres en 1850.

Après 1950, la plupart des barrages ont été construits selon deux approches distinctes :

\* Dans les pays industrialisés, on a recours à des techniques fortement automatisées pour édifier des barrages de grande hauteur (la majeure partie) et la moitié des barrages de taille moyenne, principalement destinés à la production hydroélectrique. Ce rythme a nettement ralenti après 1980.

\*Entre 1950 et 1980, les pays en développement, principalement asiatiques, ont exploité une main-d'œuvre abondante et bon marché pour réaliser de nombreux petits et moyens projets d'aménagement, notamment dans le domaine de l'irrigation. Les ouvrages ainsi construits, tels que les barrages en remblai ou en maçonnerie, ont contribué de manière significative à nourrir une population croissante. Cependant, ces dernières années, ces pays ont également entamé des projets d'infrastructures plus importants, recourant à des technologies mécanisées, principalement pour la production d'électricité [1].

## **1.2. Définition**

« Barrage (n.m.) [Hydr.] est un ouvrage limitant ou empêchant la circulation de l'eau dans des buts variés : stockage, régulation du débit, maintien d'un niveau en amont, production d'électricité, etc. » d'après le dictionnaire professionnel du BTP [2].

« Les barrages sont par définition des ouvrages hydrauliques disposés en travers d'un cours d'eau pour créer une retenue ou exhausser le niveau en amont, ces types d'ouvrages barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créer ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche ». (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011) [3].

### 1.3. Classification des barrages

Selon le type de matériau utilisé dans leur construction, les barrages sont classés en deux grandes catégories :

- Barrages rigides.
- Barrages en remblai (digues).

#### 1.3.1. Barrages rigides

Un barrage rigide comme son nom indique c'est une structure inflexible et solide, construit au milieu d'une rivière ou un cours d'eau afin de créer une retenue d'eau et contrôler son débit. Le barrage doit résister à la pression hydrostatique exercée par l'eau a sa surface sans se déformer. Il est construit en béton ou en maçonnerie.

Les barrages rigides rassemblent 3 grandes familles les barrages poids, voûtes et à contreforts, chacune avec plusieurs sous-familles (**Figure 1.1**).

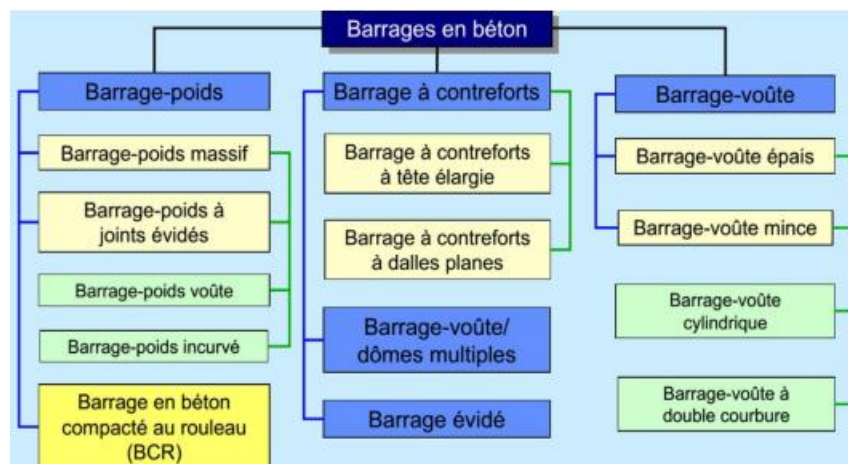


Figure 1.1 : Famille des barrages en béton

##### 1.3.1.1. Barrages poids

Ils résistent à la pression de l'eau par son propre poids, il a une forme triangulaire avec une base plus élargie et s'affinant vers le haut et un parement amont vertical ou légèrement incliné (**Figure 1.2**). L'inclinaison du parement aval varie de 75% à 80%. Grâce à cette

configuration, il offre une résistance aux renversements et aux glissements causés par les forces extérieures. Sa base est fondée sur le rocher [3].

La longueur du barrage poids n'est pas restreinte et convient parfaitement aux vallées larges. Il a la possibilité d'être rectiligne, polygonal ou légèrement incurvé afin de répondre aux exigences de la géologie et du relief. Ces ouvrages exigent beaucoup de quantité de matériaux comme le béton pour construire sa structure principale.

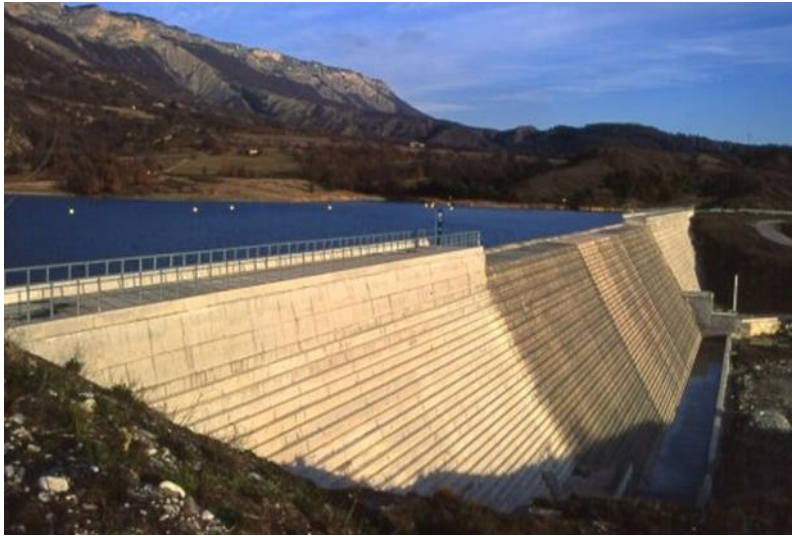


Figure 1.2 : Barrage poids [4]

Barrage poids évidé est une conception classique du barrage poids plus économique car il est vide à l'intérieur, des vides qu'on peut remplir avec du gravier ou de la terre.

#### **1.3.1.2. Barrages à contreforts**

C'est un barrage constitué d'un mur en béton armé nommé voile, qui sert comme une barrière étanche pour retenir l'eau. Il est renforcé par des contreforts, des structures verticales en forme de triangles, régulièrement espacées et perpendiculaires à l'axe du barrage. Ces contreforts sont conçus pour supporter la force de l'eau et la transférer vers la fondation du barrage (**Figure 1.3**).



Figure 1.3 : Barrage à contrefort [5]

### 1.3.1.3. Barrages voûtes

Les barrages-voûtes sont des structures en béton caractérisées par leur forme incurvée (**Figure 1.4**), qui permet une répartition uniforme de la pression de l'eau, optimisant ainsi l'utilisation des matériaux. Contrairement aux barrages à contreforts, ils n'ont pas de supports externes sur leur face aval. Leur stabilité est assurée par la forme et la solidité du matériau, qui génère un effet de voûte répartissant les pressions le long de la paroi, réduisant ainsi les forces horizontales sur la fondation.



Figure 1.4 : Barrage voûte [6].

**a) Barrages à voûtes multiples**

Un barrage à voûtes multiples est une structure en béton armé composée d'un alignement de contreforts parallèles à la vallée, sur lesquels reposent des voûtes (

**Figure 1.5).**



Figure 1.5 : Barrage à voûtes multiples [7].

Les barrages en béton peuvent être construits en utilisant des matériaux comme la maçonnerie et le béton cyclopéen<sup>3</sup>.

Certains barrages anciens, construits principalement au XIXe siècle, sont en maçonnerie en pierre ou en bloc. Ils sont généralement comparés aux barrages en béton et en remblai qui sont tous alignés côte à côte. Ils sont plus économiques à construire que les barrages en béton massif, mais ils peuvent demander un entretien régulier pour maintenir leur intégrité structurelle sur le long terme.

La méthode actuelle dominante pour construire des barrages poids diffère des méthodes traditionnelles. Aujourd'hui, plutôt que de couler le béton dans des moules et de le compacter avec des aiguilles vibrantes on utilise désormais des engins de travaux publics tels que des bulldozers et des niveleuses pour étaler le béton en employant des méthodes de terrassement,

---

<sup>3</sup>« [Mat.] Béton contenant des gros blocs de pierre, des moellons, etc. ; utilisé pour de gros volumes ne demandant pas de résistance mécanique élevée (ouvrage massif, remplissage par ex.), il nécessite un matériel de malaxage adapté » d'après le dictionnaire professionnel du BTP [2].

de transport par camion, d'ajustement au bulldozer et de compactage avec un rouleau vibrant lourd dit béton compacté au rouleau (BCR). Cependant, cette méthode nécessite une surface de travail d'au moins 500 m<sup>2</sup> pour permettre aux engins de travailler efficacement. [3]

Bien que le BCR soit rapide à construire, il ne garantit pas l'étanchéité. Pour résoudre ce problème, on utilise un masque amont, qui peut être une membrane en PVC, un mur en béton armé préfabriqué servant de coffrage pour le parement amont, ou un masque amont en béton armé.

### 1.3.2. Barrages souples

Les barrages souples englobent deux grandes familles : Barrage en terre et barrage en enrochement (**Figure 1.6**). Ce sont des barrages qui se déforment sous la pression de l'eau, composés principalement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate du site de l'ouvrage. Deux catégories de barrages en remblai sont distinctes :

- Les barrages en terre : réalisés essentiellement à partir de sols naturels meubles prélevés dans des gravières.
- Les barrages en enrochements : la majeure partie de ces barrages est constituée de matériaux concassés issus de carrière.

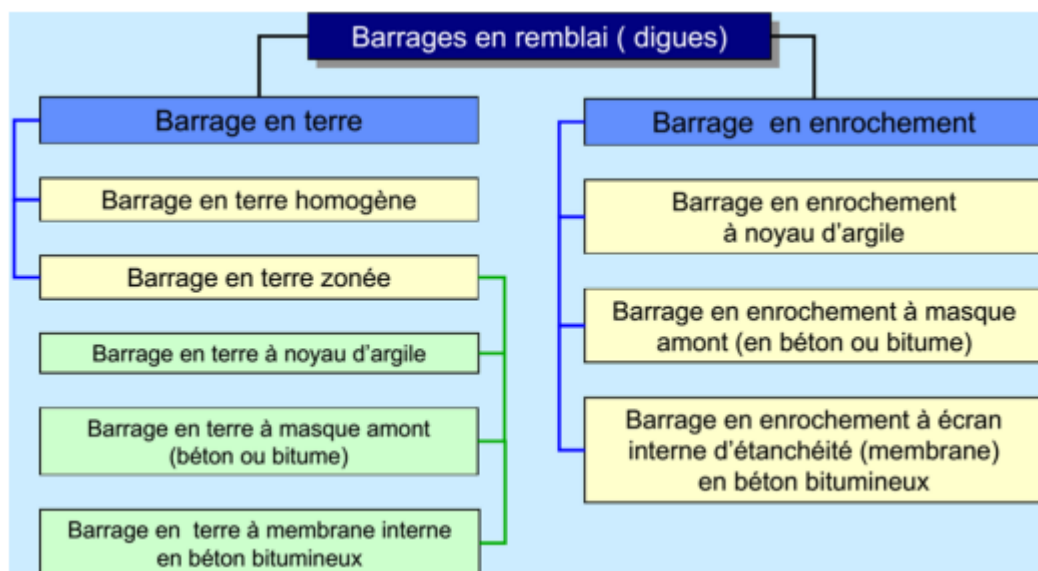


Figure 1.6 : Famille des barrages en remblai

### 1.3.2.1. Barrages en terre

Les barrages en terre sont constitués d'un remblai qui contient de la terre, du sable et du gravier, disposer de différentes couches compactées. Ils peuvent être classés en deux catégories principales : barrage en terre homogène et barrage en terre zonée. Généralement, un barrage en remblai est composé de six éléments principaux (**Figure 1.7**) :

- **Une crête** : C'est la partie supérieure du barrage. Elle comporte souvent une route qui facilite la circulation une fois le barrage terminé. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale du barrage.
- **Revanche** : Différence entre le niveau des plus hautes eaux et la partie supérieure de barrage.
- **Un noyau** : C'est la partie centrale du barrage, imperméable constitué d'argile, de béton, de matériaux géo synthétiques, ou d'une combinaison de ceux-ci pour réduire la fuite d'eau.
- **Plus Hautes Eaux (PHE)** : La hauteur maximale prévue pour le niveau de l'eau lors d'une crue exceptionnelle [8].
- **Retenue normale (RN)** : C'est la hauteur habituelle du niveau de l'eau dans des conditions d'exploitation normales [8].
- **Enrochement de protection / rip-rap** : blocs d'enrochements disposé sur le parement amont du barrage afin de le protéger contre l'érosion causée par les vagues de pluie et le ruissellement [8].
- **Remblai** : Il représente la masse principale du barrage, constituée de matériaux tels que des graviers, des roches concassées, ou d'autres matériaux similaires. Il donne au barrage sa forme et sa résistance structurelle.
- **Risberme** : Elle facilite la mise en place et la réparation des revêtements de talus, renforce la stabilité des digues et réduit la vitesse d'écoulement des eaux de ruissellement sur les surfaces des talus en aval.
- **Recharge** : Constituée de matériaux grossiers, est disposée de chaque côté du noyau pour garantir la stabilité du barrage.
- **Parement amont et aval** : Le parement amont fait face à l'eau, et le parement aval fait face à la rivière. Ils sont tous deux importants pour garder le barrage solide et fonctionnel [8].
- **Talus (amont et aval)** : Les talus sont les pentes du barrage : le talus amont se trouve du côté où l'eau est stockée, par contre le talus aval est situé du côté où l'eau est relâchée. Leur conception doit garantir la stabilité du barrage.

- **Ecran d'injection** : C'est une substance, habituellement un mélange de ciment ou de résine, injectée à la base du barrage pour limiter les fuites à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.
- **Volume mort** : Désigne la portion du volume total de la retenue qui se trouve en dessous de la cote de la prise d'eau. Cet espace n'est pas exploité pour la régulation des débits et peut souvent accumuler des sédiments.
- **Volume utile** : C'est la partie qui peut être utilisée pour stocker l'eau et réguler les débits selon les besoins.
- **Drains** : Ils sont des dispositifs installés dans la structure pour éliminer l'eau accumulée à l'intérieur du barrage, réduisant ainsi les pressions interstitielles et améliorant la stabilité.
- **Filtres** : Composés de matériaux drainants, sont installés entre les différentes composantes du barrage pour prévenir l'érosion interne. Les différentes parties du barrage comprennent généralement le noyau, le remblai, le parement amont et le parement aval.

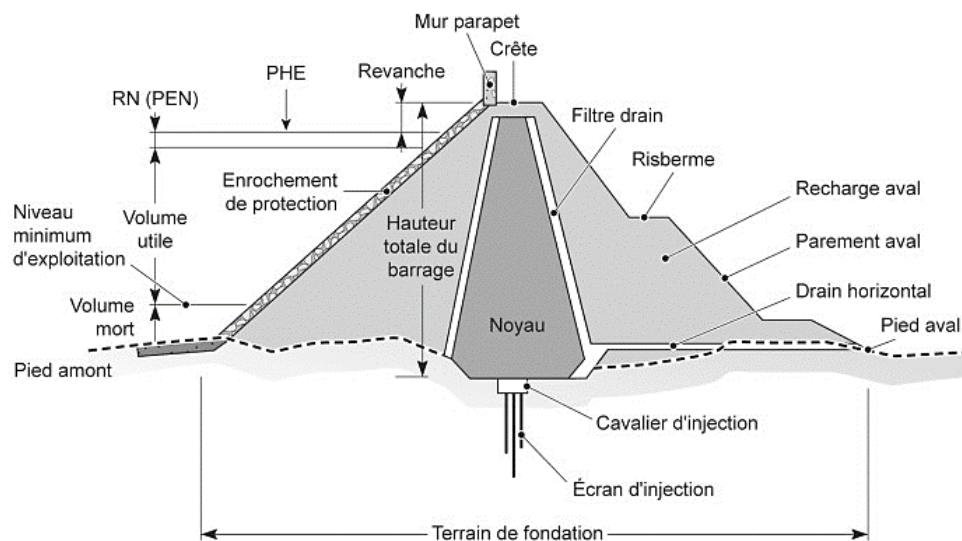


Figure 1.7 : Principaux organes d'un barrage en terre [9]

#### a) Barrage en terre homogène

Un barrage en terre homogène est un barrage dont la structure est composée d'un seul matériau homogène, Le bon compactage de ce dernier tout en veillant particulièrement au respect de la pente du remblai est essentiel pour garantir la stabilité structurelle du barrage.

Dans les barrages homogènes on retrouve :

- **Barrage à noyau étanche** constitué d'un noyau soit vertical (centrale) soit incliné (figure 1.8) vers l'amont imperméable en argile, afin d'assurer l'étanchéité du barrage. Ce dernier peut être remplacé par un diaphragme<sup>4</sup> en béton armé qui fournissent une étanchéité supplémentaire.

- **Barrage a noyau central** : Au cœur du remblai, une zone centrale, appelée noyau, assure l'étanchéité de l'ouvrage (**Figure 1.8**). Composée généralement de matériaux argileux imperméables, sa structure varie en épaisseur, étant plus épaisse à la base en raison des pressions interstitielles plus élevées. Ce noyau peut être vertical ou incliné.

Pour assurer la stabilité du barrage, des recharges sont disposées à l'amont et à l'aval du noyau central. Ces massifs, plus perméables que le noyau, sont réalisés en enrochements ou en terre plus grossière. Pour garantir la stabilité du barrage et prévenir l'érosion interne, il est essentiel d'entourer le noyau d'un ou plusieurs couches filtrantes. Ces matériaux, sélectionnés avec une granulométrie spécifique, se situent entre les particules fines d'argile et les grains plus gros des recharges. Plusieurs filtres successifs peuvent être nécessaires pour assurer une protection optimale contre les migrations de particules fines et les phénomènes d'érosion interne.

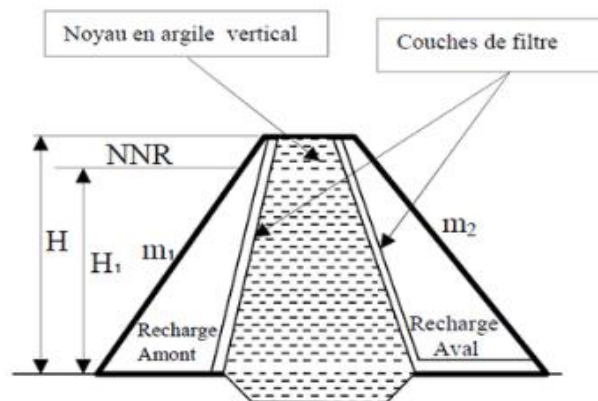


Figure 1.8 : Noyau en argile vertical [11]

<sup>4</sup> « [Struc.]Elément de structure de faible épaisseur, éventuellement raidi, disposé pour résister à des efforts provoquant un cisaillement dans son plan.», d'après [10]

**Barrage à noyau incliné :** Quand le noyau du barrage est dirigé vers l'amont (**Figure 1.9**), cela signifie que les lignes de rupture potentielles passent à travers ce noyau. Cette configuration offre deux principaux avantages : D'abord, elle permet d'avoir une pente moins raide sur la surface amont du barrage, ce qui diminue les risques de glissement et d'érosion. Ensuite, elle entraîne la construction d'une masse plus importante de matériaux en aval du barrage. Cela renforce la structure et la rend plus solide face à la pression de l'eau retenue.

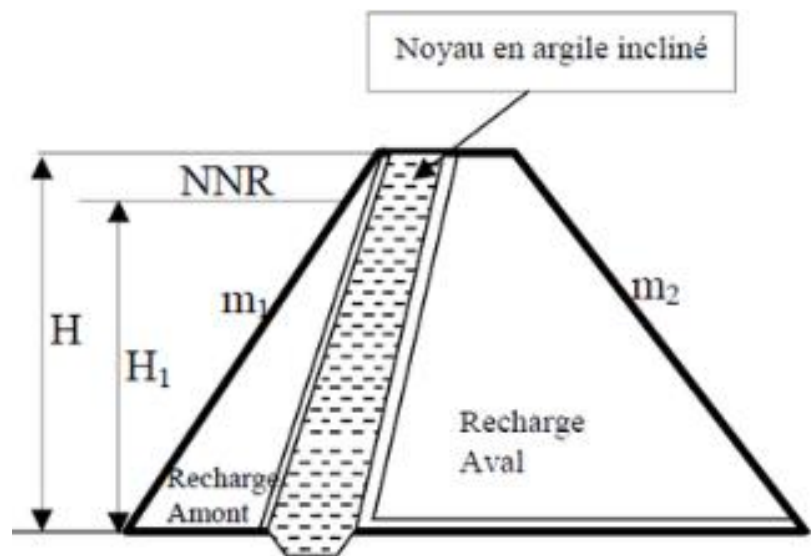


Figure 1.9 : Noyau en argile incliné [11]

- **Barrage à masque amont :** Il s'agit d'un masque en béton, en géomembrane ou en bitume placé sur le parement amont, la présence d'un masque sur le parement amont offre deux avantages majeurs : il permet de réaliser des réparations en cas de détérioration du masque (des fissures, des éclats, des détachements ou des dégradations de la surface due à l'érosion, aux chocs ou à d'autres facteurs) et facilite les vidanges rapides sans risque de glissements. Le masque agit comme une protection supplémentaire pour le barrage (**Figure 1.10**).

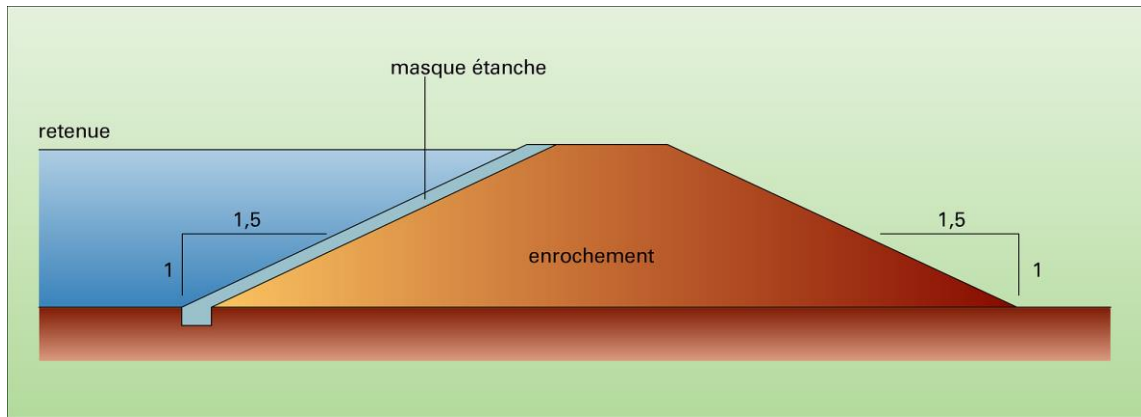


Figure 1.10 : Barrage en enrochement avec masque amont étanche [12]

**N.B :**

En 1959, à Los Angeles, a été installé le premier exemplaire de ce que l'on nomme aujourd'hui le barrage gonflable. Son concept a été initialement développé en France par M. Mesnager, avant d'être adapté et développé aux États-Unis par M. Imberston.

- **Un barrage gonflable (Figure 1.11)** est une structure simple composée d'une enveloppe étanche en caoutchouc fixée à une base. En la remplissant d'air à l'aide d'un compresseur, elle se dilate, créant ainsi une dérivation dans le cours d'eau ou surélevant la crête du barrage. En ouvrant un robinet de purge, l'air est libéré, permettant à l'enveloppe de retrouver sa forme plate et à l'eau de s'écouler librement par-dessus. Ces structures sont également désignées sous différents noms comme "barrage en caoutchouc", "vanne gonflable", "seuil gonflable" ou "fabridam" [5]. Il présente plusieurs avantages comme ils offrent une grande souplesse d'opération à un coût modéré, une facilité de contrôle grâce à l'utilisation de l'air, une installation rapide et une maintenance simplifiée. De plus, le temps de gonflage/dégonflage est réduit par rapport aux barrages gonflés à l'eau, par contre ils peuvent être sujets à des défaillances dues à l'usure et nécessitent une source d'énergie pour le gonflage, tout en étant sensibles aux conditions climatiques (Les conditions climatiques auxquelles les barrages gonflables peuvent être sensibles incluent notamment les températures très froides, où le gel de l'eau dans les tuyauteries ou l'enveloppe en caoutchouc peut poser des problèmes) [6].



Figure 1.11 : Barrage gonflant [13]

- **Barrage mobile** est conçu pour éviter la surélévation de l'eau pendant les crues, tout en permettant au débit du cours d'eau de s'écouler librement. Ils ont une hauteur limitée. Les barrages mobiles sont composés de piles parallèles à l'axe de la rivière et de vannes placées entre ces piles. Un radier général sous l'ouvrage protège le fond du lit contre les affouillements, en particulier lors des crues où le courant est rapide.

Pour faciliter la navigation sur les rivières, ces barrages sont employés dans l'aménagement des estuaires, des deltas et des lagunes. Les estuaires sont des zones où les rivières rencontrent la mer, caractérisées par un mélange d'eau douce et d'eau salée, tandis que les deltas sont des formations de terrain où les rivières se jettent dans des lacs, des mers ou des océans, créant souvent des voies navigables complexes et changeantes. Les lagunes sont des étendues d'eau côtières qui peuvent être plus ou moins reliées à la mer (**Figure 1.12**) [7].

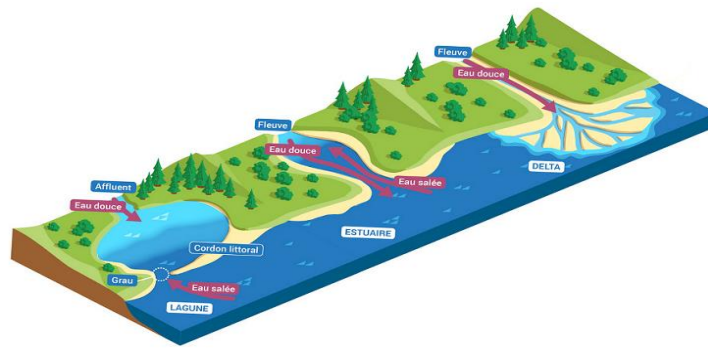


Figure 1.12 : Estuaires, lagunes et deltas [14]

### b) Barrages en terre zoné

Ce barrage est constitué de diverses zones ou couches de matériaux qui possèdent des caractéristiques particulières afin de garantir la gestion des eaux et la stabilité de la structure. La fonction de chaque zone, telle que le noyau, la zone d'étanchéité, la zone de transition et la zone de remblai, est spécifique :

- Au centre du noyau, on trouve un matériau imperméable comme de l'argile compactée afin de réduire les infiltrations d'eau.
- La zone de transition, située entre la zone de remblai extérieur et la zone d'étanchéité, permet une transition graduelle des caractéristiques hydrauliques pour diminuer les risques de cisaillement ou de glissement.
- La zone extérieure du barrage est constituée du remblai principal, habituellement composé de terre, de sable et de gravier, qui doit être compacté de manière adéquate afin de garantir la stabilité de la structure.

#### 1.3.2.2. Barrages en enrochement

La construction des barrages en enrochement implique l'utilisation de blocs de roche, de galets, de graviers et d'autres matériaux similaires pour constituer la structure principale.

Les blocs de roche sont disposés de façon stratégique afin de former une structure solide. Il arrive parfois que des géotextiles soient placés entre les différentes couches d'enrochement afin d'améliorer l'étanchéité et de diminuer les risques d'érosion interne [2].

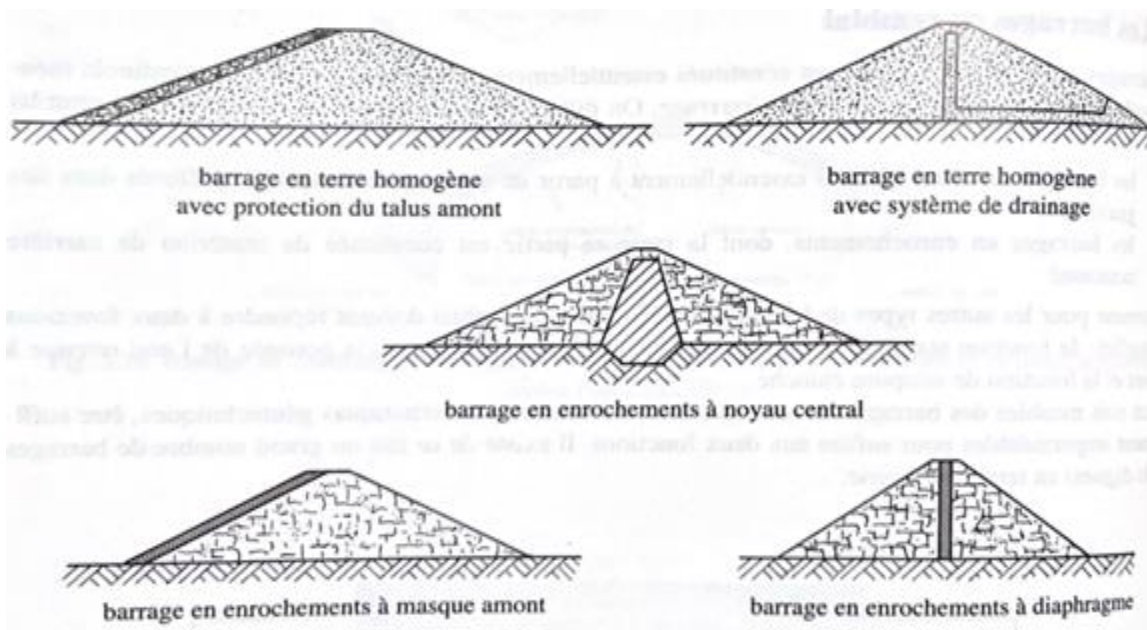


Figure 1.13 : Coupe des différents types de barrage en remblai et disposition des éléments d'étanchéité [3]

#### 1.4. Rôle des barrages

Pendant la conception de barrages, l'intervention humaine a un effet considérable sur la modification de la circulation naturelle des eaux de ruissellement. Quatre principales raisons justifient cette intervention :

- **Création d'une retenue** : En fonction de la capacité de stockage de l'eau, du débit des apports et du mode d'utilisation de l'eau, on fera la distinction entre les accumulations quotidiennes, hebdomadaires, saisonnières ou inters saisonniers [2].
- **Régulation des apports** : Dans la majorité des régions du monde, les précipitations sont concentrées sur des périodes relativement courtes, ce qui demande une régulation des apports en eau. Les quantités d'eau apportées varient souvent d'une année à une autre, alors que les besoins en eau sont repartis de manière beaucoup plus uniforme tout au long de l'année. De cette manière, il y a des périodes alternées de pénurie et d'excès, et seule la création d'une réserve peut compenser ces fluctuations. En outre, la régulation joue un rôle dans la prévention des inondations lors de crues [2].
- **Surélévation du plan d'eau d'une rivière** : Les travaux de construction d'un barrage à travers un cours d'eau entraînent une augmentation du niveau de l'eau en dessus. Cet effet est largement utilisé pour la production d'électricité hydroélectrique, mais aussi pour gérer la

circulation des eaux d'une rivière vers une source d'eau, puis vers un canal d'amenée pour l'irrigation ou l'approvisionnement en eau potable [2].

- **Création d'un plan d'eau** : L'établissement d'un lac artificiel offre la possibilité de disposer d'une vaste zone qui peut être utilisée pour diverses activités telles que les loisirs, le tourisme, la pisciculture, la navigation et la protection contre les incendies [2].

## 1.5. Avantages et inconvénient de chaque type d'un barrage

### 1.5.1. Barrages poids

#### Avantages :

- Faibles contraintes dans le béton.
- Evacuateur de crues peut facilement être intégré.
- Les barrages poids peuvent être construits sur une variété de terrains, car le poids du béton aide à surmonter des conditions géotechniques difficiles.

- Les barrages poids sont construits en utilisant du béton, un matériau robuste et durable. Cette solidité structurelle permet aux barrages poids de résister à des charges importantes et d'avoir une longue durée de vie [3].

#### Inconvénients :

- La construction de barrage poids en béton peut être coûteuse en raison des matériaux, de la main-d'œuvre spécialisée et de l'énergie nécessaire pour la fabrication et le transport du béton.

- Sensibilité aux séismes.
- Sensibilité aux tassements [3].

### 1.5.2. Barrages à contreforts

#### Avantages :

- Quantité de béton plus faible que pour le barrage poids.
- L'évacuateur de crues peut facilement être intégré.
- Les barrages à contreforts sont bien adaptés aux sites où les sols sont faibles ou instables, car les contreforts peuvent être conçus pour transférer les charges vers des zones de sol plus solides [3].

**Inconvénients :**

- Volume d'excavation important.
- Grande sensibilité aux séismes.
- Les barrages à contreforts nécessitent une surveillance régulière pour détecter tout signe de mouvement ou de déformation des contreforts, ce qui peut nécessiter des coûts d'entretien et de maintenance plus élevés [3].

**1.5.3. Barrages voûte**

**Avantages :**

- Volume en béton faible.
- Haute résistance au séisme.
- Volume d'excavation relativement limité [3].

**Inconvénients :**

- Les barrages voûtes peuvent avoir des limitations sur leur hauteur maximale. Au-delà d'une certaine hauteur, les contraintes liées à la résistance structurelle et à la pression hydraulique peuvent rendre d'autres types de barrages plus appropriés.
- Drainage des fissures des massifs d'appuis devant être rigoureusement traité.
- Des problèmes sont rencontrés pour intégrer l'évacuateur de crues dans la construction du barrage [3].

**1.5.4. Barrages en terre**

**Avantages :**

- Ils sont moins chers à construire que les barrages en béton et en raison d'utilisation de matériaux locaux et de méthodes de construction moins complexes.
- Leur construction est plus rapide.
- Ils peuvent être configurés sous différentes formes et dimensions pour s'adapter aux exigences particulières du projet [3].

**Inconvénients :**

- En raison de leur sensibilité à l'érosion à la sédimentation, les barrages en terre peuvent avoir une durée de vie plus courte par rapport à d'autres types de barrages.
- Ils nécessitent un entretien régulier pour assurer leur stabilité à long terme.

- Les barrages en terre peuvent être plus sensibles aux conditions climatiques extrêmes, telles que les fortes pluies ou les tremblements de terre, ce qui peut augmenter les risques de défaillance structurelle [3].
- D'importants volumes de matériaux doivent être déployés lors de la mise en place.
- Les fuites sont courantes à cet endroit.
- On constate des tassements significatifs lors du premier remplissage après la fin de la construction.
- Des déplacements verticaux et horizontaux dépassant les 5% ont été détectés. [3].

### **1.5.5. Barrages en enrochement**

#### **Avantage :**

- La structure du barrage est hautement flexible et peut s'adapter aux variations du terrain.
- Elle résiste bien aux tassements et aux secousses sismiques.
- La construction nécessite une excavation de taille modeste à moyenne, et la digue peut être fondée même sur un sol moins stable.
- La pression exercée par le sol est légère.
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible [3].

#### **Inconvénient :**

- Ce type de barrages a les mêmes inconvénients que les barrages en terre.

## **1.6. Choix du site d'un barrage**

La sélection du type de barrage adéquat est une tâche complexe qui nécessite la prise en compte de nombreux paramètres et informations. Le but est de présenter la solution la plus abordable tout en assurant une sécurité optimale et en réduisant au minimum les conséquences liées à l'ouvrage, au chantier et à l'exploitation.

Lors de l'identification des sites, on examine les aspects clés suivants :

### 1.6.1. Analyse topographique

Il s'agit d'une étape essentielle dans la décision du site d'un barrage. L'analyse topographique permet d'évaluer la topographie du terrain pour déterminer s'il est adapté à la construction d'un barrage. Parmi les éléments à prendre en considération lors de cette analyse sont :

- **Altitude du site** : Le changement d'altitude du terrain peut avoir un impact sur la conception du barrage et le volume d'eau pouvant être conservé. Pour évaluer la faisabilité du projet, il est primordial de mesurer l'altitude du site.
- **Risques naturels** : Il est important que l'analyse topographique prenne également en considération les dangers naturels tels que les séismes, les glissements de terrain et les inondations. L'impact de ces facteurs sur la conception et la sécurité du barrage peut être important.
- **Topographie générale** : Offre la possibilité de définir la configuration du bassin versant et l'emplacement envisageable d'un tunnel pour répondre aux besoins spécifiques de gestion de l'eau dans la région, par exemple un tunnel de dérivation pourrait être utilisé pour éloigner l'eau des zones résidentielles lors d'inondations [3].

### 1.6.2. Condition climatique

Les conditions météorologiques ont une influence majeure sur les conditions d'exécution de l'ouvrage, ce qui peut entraîner un retard dans sa réalisation. De plus, la durabilité du barrage peut être affectée par ces conditions, comme illustré ci-dessous :

- **Noyau argileux des barrages en remblai (conditions pendant la construction)** : La quantité d'eau joue un rôle crucial dans la configuration et le compactage optimal du noyau. Dans les zones où les précipitations sont prolongées et intenses (pluies tropicales), la mise en œuvre est fréquemment interrompue en raison d'une saturation excessive des matériaux.
- **Barrage à contreforts (conditions pendant l'exploitation)** : Les écarts de température entre la partie supérieure du réservoir qui est exposée à l'eau froide et la partie interne qui est exposée au rayonnement solaire provoquent des fissures dans le béton [3].

### **1.6.3. Etude hydrologique**

L'objectif est d'évaluer les propriétés hydrologiques d'une région spécifique pour déterminer si le site convient à la construction d'un barrage.

Tous les éléments disponibles concernant la pluviométrie, les débits des rives et les niveaux d'eau doivent être similaires. Il se peut que ces informations proviennent de stations météorologiques locales. Il est crucial de déterminer les crues maximales afin de dimensionner la structure du barrage et d'assurer sa stabilité devant les conditions hydrologiques extrêmes [3].

### **1.6.4. Facteur géotechnique**

Il cherche à saisir la composition et les caractéristiques du sol en ce qui concerne sa granulométrie, sa plasticité et sa cohésion. Certains sols tels que les argiles gonflantes peuvent causer des problèmes d'infiltrations et de stabilité, ainsi que le niveau de la nappe phréatique [3].

### **1.6.5. Facteur géologique**

Le facteur géologique analyse la composition, la structure et l'origine des formations rocheuses sur le site du barrage. Il prend en compte les différents types de roches, les caractéristiques géomorphologiques du terrain, ainsi que la présence éventuelle de failles géologiques et d'autres aspects similaires [3].

### **1.6.6. Facteur économique**

Il s'agit d'évaluer la viabilité financière du projet de barrage en étudiant les dépenses liées à la construction, à l'entretien et à l'exploitation, ainsi que les profits prévus, toute en considérant le facteur environnemental les aspects environnementaux pour réduire au maximum les effets néfastes sur les écosystèmes aquatiques, la diversité biologique et le climat [3].

### **1.6.7. Facteur environnemental**

Leur construction peut engendrer des répercussions significatives sur l'environnement et les communautés, telles que la perturbation des écosystèmes et les déplacements de population. Il est donc important de bien planifier, concevoir et gérer les barrages pour en tirer le meilleur profit tout en réduisant leurs impacts négatifs sur l'environnement et les habitants, Cela implique de prendre en compte les besoins écologiques, sociaux et économiques, ainsi que

les défis spécifiques associés à chaque projet de barrage, afin de garantir un développement durable et responsable [3].

## 1.7. Dimensionnement géométrique des murs de barrages en terre

Après avoir décidé du type de barrage à construire, il est nécessaire de déterminer le profil général de l'ouvrage.

### 1.7.1. Hauteur du barrage

Pour déterminer la hauteur totale du barrage, il faut ajouter la hauteur normale de la retenue au-dessus du seuil déversoir à la charge maximale au-dessus du seuil déversoir et à la revanche. Cela implique la nécessité de connaître différents paramètres pour effectuer le calcul.

- ✓ **Niveau normale de retenue (NNR)** : La hauteur est calculée en tenant compte de la quantité d'eau à stocker, du volume inutilisable et des pertes dues à l'infiltration et l'évaporation. Elle correspond au niveau où l'eau déborde du déversoir (**Figure 1.14**).
- ✓ **Niveau des plus hautes eaux (PHE)** : Il s'agit du niveau le plus élevé que peut atteindre l'eau pendant une crue, calculé en ajoutant la charge sur le déversoir ( $H$ ) au niveau normal de retenue (RN) (**Figure 1.14**).

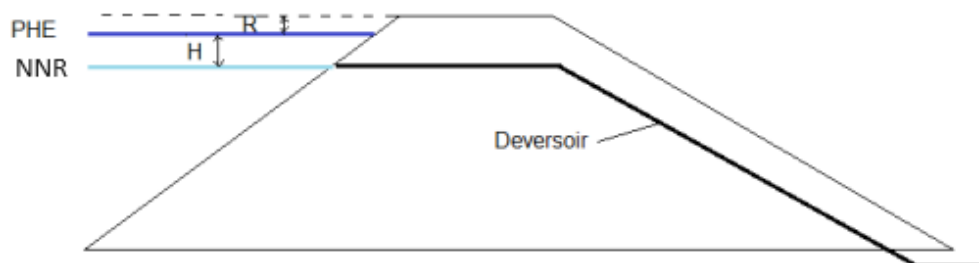


Figure 1.14 : NNR et PHE

- ✓ **La revanche** : La revanche (R) correspond à la zone située entre la cote des plus hautes eaux et le sommet de la digue. Son rôle est de protéger contre les effets des vagues. Elle est calculée en utilisant plusieurs formules :

❖ La formule de **STEVENSON GAILLARD**

$$R = 0,75 \times h_v + \frac{v^2}{2g} \quad 1-1$$

La vitesse à laquelle les vagues se propagent est déterminée par l'amplitude des vagues elle-même.

$$v = 1,5 + 2 \times h_v \quad 1-2$$

**Avec :**

**v** : Vitesse de propagation des vagues en (m/s).

**h<sub>v</sub>** : Hauteur des vagues en (m).

**g** : Accélération de la pesanteur en (m/s<sup>2</sup>).

**R** : Revanches en (m).

**Où :**

Si: **F < 18km**      on a:  **$h_v = 0,75 + 0,34 \times \sqrt{F} - 0,26 \times \sqrt[4]{F}$**       1-3

Si: **F > 18km**      on a:  **$h_v = 0,34 \times F$**       1-4

- ❖ La formule empirique de **MOLITOR** permet d'estimer la hauteur des vagues générées par le vent en fonction de la vitesse du vent horaire V et de la longueur du fetch F, qui représente la distance parcourue par le vent sur la surface de l'eau dans la direction des vents dominants.

$$R = 0,75 \times h_v + \frac{v^2}{2g} \quad 1-5$$

$$\text{Si : } F < 30\text{km} \quad \text{on a : } h_v = 0,76 + 0,032 \times \sqrt{V \times F} - 0,26 \times \sqrt[4]{F} \quad 1-6$$

$$\text{Si : } F > 30\text{km} \quad \text{on a : } h_v = 0,032 \times \sqrt{V \times F} \quad 1-7$$

Avec :

**V** : Vitesse des vagues en (km/h).

**F** : Fetch en (km).

❖ Formule de **MALLET** et **PIQUANT**

$$R = 0,75 \times h_v + \frac{v^2}{2g} \quad 1-8$$

Où :

$$H = 0,5 + 0,33 \times \sqrt{F} \quad 1-9$$

❖ Formule simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \times \sqrt{F} \quad 1-10$$

### 1.7.2. Largeur en crête du barrage

Il est recommandé que la largeur en crête soit d'au moins 3 mètres afin de garantir le passage des engins de terrassement lors de la construction du barrage, ainsi que pour faciliter son entretien par la suite. Elle est calculée à l'aide des formules :

❖ Formule de **KNAPPEN**

$$b_{cr} = 1,65 \times \sqrt{h_b} \quad 1-11$$

Avec :

$b_{cr}$  : Largeur en crête du barrage.

$h_b$  : Hauteur du barrage.

❖ Formule de **F-PREECE**

$$b_{cr} = (1,1 \times \sqrt{h_b}) + 1 \quad 1-12$$

❖ Formule (simplifiée) « **Technique des barrages en aménagement rural** »

$$b_{cr} = 3,60 \times \sqrt[3]{h_b} - 3 \quad 1-13$$

❖ Formule pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \times \sqrt{h_b} \quad 1-14$$

On opte pour la valeur la plus élevée obtenue par ces formules.

### 1.7.3. Longueur de la crête ( $L_c$ )

La longueur de la crête est déterminée en mesurant directement sur le relevé topographique le long de l'axe de la digue.

- **Bermes** : Des bermes sont prévues à l'amont et à l'aval de la digue pour renforcer sa stabilité et servir de voies d'accès. Leur nombre dépend de la hauteur de la digue, avec généralement une berme tous les 15 mètres pour les barrages de grande hauteur. Ces bermes renforcent les talus, les protègent contre l'érosion et facilitent les travaux de construction et de maintenance.

### 1.7.4. Pente du talus

La décision concernant les pentes à utiliser est généralement basée sur plusieurs facteurs, notamment la nature des matériaux disponibles pour la construction du barrage et la hauteur projetée du barrage. Ces facteurs déterminent les pentes qui seraient optimales pour assurer à la fois la stabilité structurelle du barrage et une utilisation efficace des matériaux.

Par exemple, si les matériaux disponibles sont relativement stables et bien adaptés à la construction de pentes abruptes, les concepteurs peuvent choisir des pentes plus raides pour maximiser l'espace de stockage tout en minimisant la quantité de matériaux nécessaires. En revanche, si les matériaux sont moins stables ou si la hauteur du barrage est élevée, des pentes plus douces peuvent être privilégiées pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure.

Le tableau ci-dessous (**tableau 1.1**) présente quelques valeurs de dimensionnement qui devront être vérifiées par une étude de stabilité pour garantir la sécurité et la fiabilité de la conception.

Table 1.1 : Voici quelques valeurs de dimensionnement des pentes de talus pour les digues de barrage.

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
Inférieure à 5 m	Homogène	1 / 2,5	1 / 2
	A zones	1 / 2	1 / 2
Entre 5 et 10 m	Homogène, granulométrie étendue	1 / 2	1 / 2
	Homogène à fort % d'argile	1 / 2,5	1 / 2,5
	A zones	1 / 2	1 / 2,5
Entre 10 et 20 m	Homogène, granulométrie étendue	1 / 2,5	1 / 2,5
	Homogène à fort % d'argile	1 / 3	1 / 2,5
	A zones	1 / 2	1 / 3

## 1.8. Exemple de dangers et des dégâts affectant les barrages et leurs fondations

Table 1.2 : Exemples de dangers et des dégâts affectant les barrages et leurs fondation [3]

Barrage en béton	Barrage en remblai	Fondations	Retenue
Augmentation exceptionnelle du niveau du plan d'eau.	Augmentation des pressions interstitielles (perte de résistance au cisaillement).	Surface de glissement potentielle.	Glissement de versant.
Dégâts de détérioration du corps de l'ouvrage.	Obstruction d'un organe de décharge (vidange de fond, évacuateur de crue)	Fissuration au contact béton – rocher au pied amont.	Alimentation de sources à l'aval.
Système de drainage inefficace ou défectueux.	Instabilité des talus.	Dégradation du voile d'injection.	Défauts d'étanchéité de la cuvette.

## 1.9. Mesures de protection contre les dangers

Les barrages ont un impact essentiel sur la gestion des ressources en eau, en produisant de l'énergie hydroélectrique, en régulant les cours d'eau et en fournissant une source d'eau potable et d'irrigation. Toutefois, la construction et l'exploitation de ces structures peuvent représenter des dangers pour la sécurité des populations. Afin de réduire ces risques potentiels, différentes mesures de protection sont mises en œuvre, parmi lesquelles on peut citer :

- a) **Surveillance continue** : Pour assurer une surveillance efficace de l'ouvrage, plusieurs mesures doivent être mises en place. Tout d'abord, il est nécessaire d'effectuer des tournées de routine régulières pour inspecter l'état de l'ouvrage, surveiller les désordres et enregistrer les relevés d'auscultation. Ces tournées doivent être consignées dans des rapports écrits afin de documenter toutes les observations. De plus, des tournées spécifiques doivent être réalisées après des événements tels que les crues, les séismes ou les tempêtes, afin de détecter tout changement ou dommage. En parallèle, il est essentiel de planifier des visites techniques approfondies effectuées par un expert pour analyser en détail l'état de l'ouvrage et identifier d'éventuels problèmes plus complexes. Ces visites permettent d'obtenir des informations précises sur l'état de l'ouvrage et d'anticiper les éventuels risques. De plus, il est recommandé de formaliser la surveillance dans des consignes écrites, définissant clairement les procédures à suivre pour garantir une surveillance adéquate de l'ouvrage. Enfin, il est important d'adapter les tournées de surveillance à chaque ouvrage en fonction de ses caractéristiques spécifiques, en sollicitant si nécessaire l'expertise d'un professionnel pour élaborer un plan adapté. En suivant ces directives et en mettant en place un plan de surveillance structuré et régulier, la sécurité et la fiabilité de votre barrage seront assurées.
- b) **Systèmes d'alerte** : Il est nécessaire d'être présent afin de prévenir les populations en cas de danger imminent tel qu'une rupture de barrage, par des caméras de surveillance et des systèmes de détection des fuites pour surveiller en temps réel l'état du barrage et réagir rapidement en cas de danger.
- c) **Contrôle des débits** : Il est important de contrôler les débits d'eau rejetés par les barrages afin d'éviter les inondations en aval et de garantir la sécurité des résidents. Cela nécessite l'utilisation de vannes et de dispositifs de régulation pour ajuster les débits en fonction des conditions météorologiques, des niveaux d'eau du réservoir et des besoins des régions en aval.
- d) **Entretien régulier** : Il est essentiel de mettre en œuvre un programme d'entretien régulier afin de garantir le bon fonctionnement des barrages et de prévenir les pannes comme : au premier lieu il est essentiel de contrôler la croissance de la végétation sur les barrages et les structures annexes en effectuant des opérations de fauchage régulières, en parallèle, il convient de veiller au bon état et au bon fonctionnement des organes de sécurité en éliminant tout élément susceptible de les obstruer et en assurant leur lubrification adéquate.

En outre, il est nécessaire de protéger les dispositifs d'auscultation contre les dommages extérieurs et de mettre en place des mesures de prévention contre les animaux fouisseurs. Finalement, il est important d'intervenir rapidement pour effectuer les réparations mineures et éviter ainsi toute détérioration ultérieure.

Un bon entretien garantit le niveau de sécurité optimale et la longévité du barrage.

En appliquant ces actions et en prenant les mesures nécessaires, il est envisageable de diminuer les risques liés aux barrages et de préserver les populations vivant en aval. [8]

## **1.10.Exemple de barrage en Algérie**

### **a) Barrage de BENI HAROUN**

C'est un barrage poids situé dans la wilaya de MILA (**Figure 1.15**) mise en service en 2003, ce barrage est considéré comme l'un des plus importants du pays. Il est construit en béton compacté au rouleau (BCR), avec une capacité de 960 millions de mètres cubes et d'une hauteur de 118m. Il est principalement utilisé pour l'irrigation et le transfert de l'eau potable.



Figure 1.15 : Barrage BENI HAROUN [15]

**b) Barrage de TAKSEBT**

Le barrage de Taksebt, situé à l'Oued Aissi dans la wilaya de TIZI OUZOU (**Figure 1.16**). Il s'agit d'un barrage en terre mesurant 65m de hauteur, avec une capacité de stockage d'eau considérable pouvant atteindre 175 millions de mètres cubes, conçu pour fournir de l'eau potable et industrielle.



Figure 1.16 : Barrage de TAKSEBT [16]

**c) Barrage de DJORF TORBA**

Situé à Oued Guir dans l'ouest de la wilaya de BECHAR (**Figure 1.17**), ce barrage de type poids a une hauteur de 37m. Il est le quatrième plus grand barrage en Algérie avec une capacité de 365 millions de mètres cubes. Au départ, sa principale fonction était d'irriguer l'agriculture avant d'être utilisée pour fournir de l'eau potable à la ville de BECHAR. La construction s'est déroulée de 1965 à 1968, et il a été opérationnel à partir de 1973.



Figure 1.17 : Barrage DJORF TORBA [17]

**d) Barrage de FOUM EL GHERZA**

Ce barrage en voûte est situé à BISKRA (**Figure 1.18**), avec une hauteur de 65m et une capacité allant jusqu'à 47 millions de mètres cubes. Cela lui permet de stocker une quantité d'eau importante, de répondre aux besoins d'irrigation, d'approvisionnement en eau potable pour la population et de contrôler les crues. En soutenant l'agriculture locale, le barrage a un effet économique considérable.

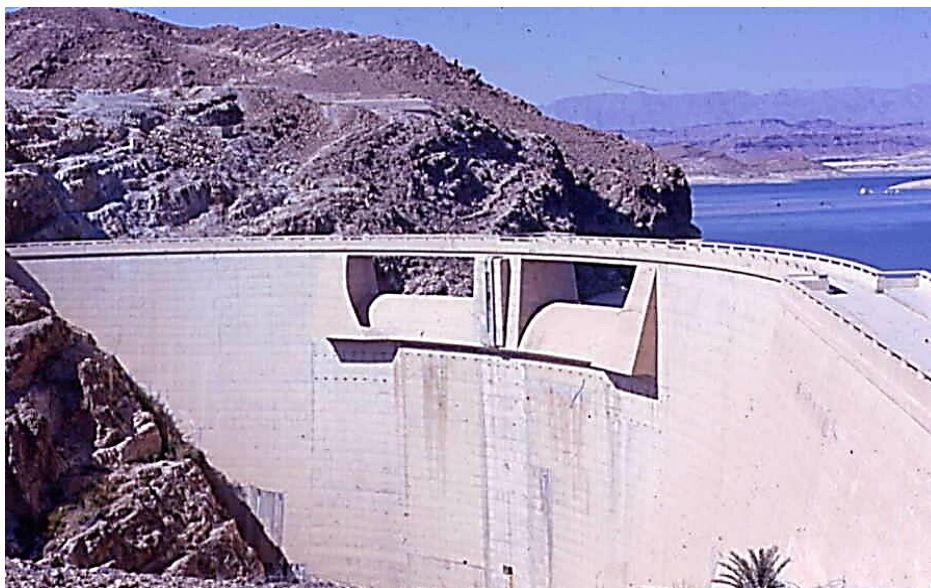


Figure 1.18 : Barrage FOUM EL GHERZA [18]

### **1.11. Conclusion**

Dans ce premier chapitre, nous avons présenté les divers types de barrages avec les composants principaux du barrage en terre, leurs fonctions, avantages et inconvénients. Il aborde aussi les critères pour choisir un site de barrage, leur dimensionnement, ainsi que les risques et dommages potentiels, avec des mesures de protection. Enfin, il mentionne quelques barrages importants en Algérie.

Maintenant que nous avons passé en revue les bases des barrages, plongeons dans les éléments clés de leur stabilité.

---

## *Chapitre 2. Etude de la stabilité des barrages*

---

## 2.1. Introduction

L'évaluation de la stabilité d'un barrage est une étape importante dans le processus de conception, de construction et de gestion de l'ouvrage. Elle consiste à déterminer la capacité du barrage à résister aux sollicitations hydrauliques, géotechniques et environnementales afin de garantir sa sécurité et sa durabilité à long terme. Cette évaluation délicate nécessite la prise en compte de nombreux paramètres tels que la géologie du site, la conception de l'ouvrage, les charges hydrostatiques, les conditions météorologiques et le risque sismique potentiel. Son but est d'évaluer avec précision les risques de rupture du barrage et les marges de sécurité associées. Cela permettra de prendre des décisions éclairées sur la conception, la réparation et la gestion du barrage.

La stabilité des barrages dépend fortement de la stabilité des talus. Un talus instable peut entraîner un glissement qui menacera la stabilité globale du barrage. Par conséquent, l'analyse de la stabilité des talus est capitale pour assurer la résistance et la longévité des barrages face aux sollicitations externes.

Les glissements des talus constituent une menace majeure pour la stabilité des barrages. Ils exercent une pression supplémentaire sur les structures, fragilisent les fondations et peuvent obstruer les systèmes de drainage. Ils rendent le sol instable en le cassant ou en formant des fissures. Cela crée des chemins pour que l'eau puisse facilement pénétrer dans le sol, ce qui peut aggraver les problèmes de stabilité et entraîner davantage de glissements de terrain.

Au cours de ce chapitre, nous étudierons les méthodes et les principes permettant d'évaluer la stabilité des talus.

## 2.2. Causes de glissement de terrain

L'instabilité des pentes peut être causée par :

- L'ajout de poids supplémentaire sur la pente (comme des fondations de structures).
- Des changements dans la forme de la pente (comme la construction de routes ou de murs de soutènement).
- Des altérations dans les conditions d'eau (comme les pluies ou les changements de drainage).
- Des modifications à long terme des caractéristiques du sol.

### 2.3. Type de rupture des barrages

Il existe deux types de rupture<sup>5</sup> :

- **Rupture progressive** : Cela se produit généralement avec les barrages en remblai. C'est quand le barrage est lentement érodé par l'eau qui le submerge ou qui s'infiltré à travers. Ça arrive petit à petit. Cette rupture peut être causée par :
  - a) *L'érosion externe* due à une immersion de l'ouvrage ou à l'eau qui ruisselle sur sa surface aval.
  - b) *L'érosion interne* due à l'entraînement de matériaux à travers l'ouvrage ou ses fondations, appelée phénomène de "renard"<sup>6</sup>.
  
- **Rupture brutale** : Cela se produit généralement avec les barrages en béton. C'est quand un ou plusieurs morceaux du barrage se renversent ou glissent soudainement, provoquant une rupture rapide et soudaine de la structure. Elle peut se produire en raison de :
  - Défauts dans les terrains de soutien.
  - Détérioration de la structure.
  - Changements dans la géométrie de l'ouvrage.

#### 2.3.1. Erosion externe

Appelée rupture hydraulique est liée au vent et au vague.

##### 2.3.1.1. Submersion

Quand l'eau monte au-dessus du sommet du barrage, il y a submersion, ce qui provoque une inondation. Cela érode le sommet du barrage, enlevant beaucoup de matériaux. Ces matériaux forment le poids qui maintient le barrage en place contre les forces de l'eau qui tentent de l'aplanir.

---

<sup>5</sup> « [Struc.] Séparation ou désagrégation d'un matériau ou d'un élément de structure sous une sollicitation croissante », d'après le dictionnaire professionnel du BTP [19]

<sup>6</sup> « [Géo.] Phénomène d'instabilité provoquant l'entraînement des grains d'un sol sous l'effet d'un gradient hydraulique (dit critique), pouvant conduire à un affouillement brutal et spectaculaire », d'après le dictionnaire professionnel de BTP [20]

### 2.3.1.2. Erosion de la face amont

Les digues en terre peuvent être endommagées par les vagues. Quand les vagues frappent la digue, elles emportent de la terre avec elles, ce qui affaiblit la digue. Si cela continue, la digue peut se casser complètement. Donc, il est important de protéger les digues contre l'érosion causée par les vagues pour qu'elles restent solides et protègent les zones derrière elles. Certaines choses affectent la façon dont les vagues érodent une digue en terre :

- La taille et la fréquence des vagues.
- La solidité du matériau de la digue.
- La pente et l'angle de la digue.

Par exemple, une pente raide rend la digue plus sujette à l'érosion car les vagues ont tendance à la frapper plus fort. Diverses stratégies sont mises en place pour prévenir l'érosion par les vagues sur une digue en terre. Parmi celles-ci, l'utilisation de riprap<sup>7</sup> renforcé, constitué de roches ou de béton, le long de la face amont de la digue, s'avère efficace. De plus, renforcer la structure avec un mélange sol-ciment ou du béton est une mesure couramment utilisée. Il est également essentiel de sélectionner un site protégé du vent pour réduire l'impact des vagues. Toutes ces mesures visent à renforcer la digue et à atténuer les effets de l'érosion par les vagues, garantissant ainsi sa stabilité et sa durabilité.

### 2.3.1.3. Rupture par l'action du gel-dégel

Le gel du sol peut entraîner un gonflement et une diminution de sa capacité de charge lorsqu'il dégèle. Des cycles répétés de gel et de dégel peuvent altérer le volume et la structure d'une structure, affectant ainsi des caractéristiques comme sa résistance, sa compressibilité et sa conductivité hydraulique. Les variations les plus importantes sont celles qui se produisent quotidiennement, de jour comme de nuit. Lorsque l'eau gelée dans le sol se dilate, elle peut causer des fissures et affaiblir la structure, ce qui favorise l'infiltration d'eau à travers la digue et éventuellement la rupture du barrage.

---

<sup>7</sup> « [Hydr. - Terr.] Couche superficielle d'enrochements destinée à protéger un remblai plus fin contre l'action dynamique de l'eau. V. ill. Barrages.», d'après le dictionnaire professionnel du BTP [21]

#### **2.3.1.4. Erosion de pied aval**

L'érosion du pied aval d'un barrage survient souvent suite au débordement de son évacuateur de crue ou à l'infiltration d'eau à travers la digue. Elle peut aussi être le résultat d'une conception ou d'une construction inadéquate du barrage, notamment en ce qui concerne la prévention de l'érosion et la gestion des eaux de ruissellement.

### **2.3.2. Erosion interne**

Les quatre mécanismes d'érosion interne sont :

#### **2.3.2.1. Erosion régressive**

Ce processus entraîne l'arrachement des particules à l'aval d'une structure sous la pression de l'eau, raccourcissant ainsi la distance jusqu'à la surface. Cela crée localement un gradient hydraulique plus important, susceptible de former un trou (renard) dans la structure, en particulier si le matériau est homogène. Bien que l'hétérogénéité du sol puisse temporairement atténuer ce phénomène, une augmentation de la charge hydraulique peut le réactiver.

#### **2.3.2.2. Erosion de conduit**

Ce phénomène déplace les particules situées en aval d'une structure à cause de la pression de l'eau, rapprochant ainsi l'eau de la surface. Cela peut créer un trou dans la structure si le matériau est uniforme. Bien que différents types de sol puissent temporairement réduire ce problème, une augmentation de la pression de l'eau peut le rendre à nouveau actif.

#### **2.3.2.3. Suffusion**

Le débordement se produit au niveau des digues des ouvrages, des fondations, ou à l'interface de deux milieux où l'auto-filtration ne peut être garantie. Cela permet aux petites particules de passer à travers les espaces entre les plus grosses particules qui forment le sol. Ceci peut conduire à une configuration différente de celle prévue lors de la construction et les marges de sécurité peuvent être très faibles. Selon l'endroit où se produisent ces flux, s'ils se produisent au sein du sol, nous les appelons diffusion volumique ; s'ils se produisent à l'interface entre différents sols ou à la surface du sol, nous les appelons contact et diffusion superficielle.

#### **2.3.2.4. Erosion de contact**

La corrosion de contact se produit lorsque de fines particules entrent en contact avec une couche de matériau plus grossier, sous l'influence de l'écoulement qui traverse cette dernière. Cela laissera les grosses particules en place. Les conséquences dépendent de la position des particules fines par rapport au matériau grossier : si elles sont en dessous, elles peuvent provoquer un tassement en formant des cavités ; si elles sont en haut, et que le sol est suffisamment collant, les cavités peuvent rester stables.

#### **2.3.3. Rupture structurelle**

Un problème qui peut causer des dommages aux barrages en terre est lorsque leur structure présente des problèmes. Environ un quart des barrages ont subi des dégâts pour cette raison. Cela peut inclure le fait que le sol sous le barrage glisse ou que le barrage lui-même glisse.

#### **2.3.4. Glissement de fondation**

Si les fondations des barrages en terre contiennent des matériaux fins comme le limon ou l'argile, il est possible que l'ensemble du barrage glisse sur ces bases. Provoquant ainsi des fissures sur le dessus du remblai et la formation de vagues de boue près du talon en amont.

Le glissement de la fondation d'un barrage se produit lorsque le sol sous-jacent est composé d'argile molle ou de limon fin, ce qui peut entraîner des fissures sur le dessus du remblai et la formation de vagues de boue près du talon amont. Cependant, il est important de noter que ce phénomène ne signifie pas nécessairement un glissement de tout le corps du barrage.

### 2.3.4.1. Glissement de remblai

Le glissement de remblai se produit lorsque la pente du remblai est trop raide. Lorsque le niveau d'eau du réservoir est abaissé rapidement, il y a un risque de glissement de la pente amont. (Figure 2.1). De même, lorsque le réservoir est plein, il y a un risque de défaillance de la pente aval.

Le risque de glissement du talus amont est plus élevé lors d'une baisse soudaine du niveau du

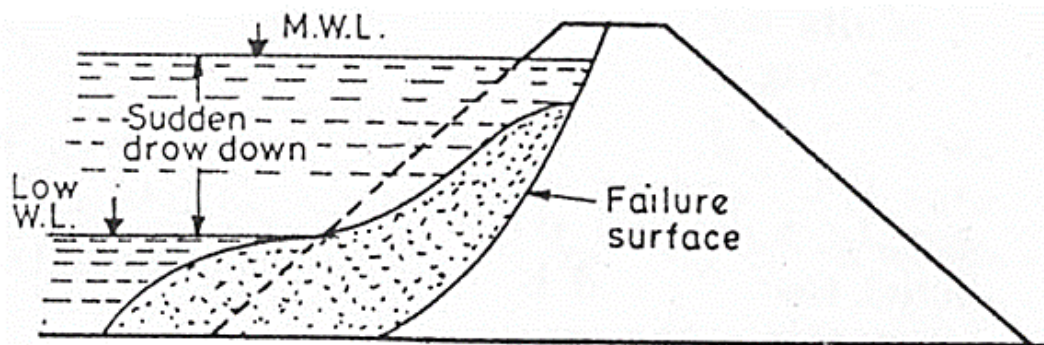


Figure 2.1 : Glissement de remblai

Ces ruptures surviennent généralement en raison d'une augmentation des pressions interstitielles non prises en compte, ce qui peut diminuer la résistance au cisaillement des sols, comme cela est expliqué dans le cas du glissement de fondation.

### 2.3.4.2. Charge sismique

Lorsqu'un barrage subit un séisme, les forces sismiques agissent sur sa structure et ses fondations, créant un champ d'accélération à l'intérieur de l'ouvrage. Divers facteurs influencent ce champ d'accélération, notamment la conception du barrage : sa hauteur, sa forme, sa géométrie, les matériaux utilisés dans sa construction, leur résistance et leur capacité à absorber l'énergie sismique.

En règle générale, les conséquences des séismes se manifestent par l'émergence des phénomènes suivants :

#### a) Tassement

Les variations de tassement des remblais peuvent être expliquées par les variations des conditions du sol, des conditions de charge et des caractéristiques des matériaux. Cette conclusion est particulièrement applicable aux barrages en enrochement dont le noyau est étanche.

**b) Liquéfaction**

La liquéfaction dans les barrages en terre se produit lorsque le sol, gorgé d'eau, devient liquide lors de tremblements de terre ou d'autres charges dynamiques. Cela se produit lorsque la pression de l'eau augmente dans le sol, le rendant instable en perdant sa cohésion.

**c) Mouvement gravitaire**

Lors de la conception d'un barrage, il est vital de considérer les risques sismiques à proximité. On doit intégrer des mesures de défense appropriées, en tenant compte de l'emplacement, des matériaux et des caractéristiques de conception, pour réduire les dommages potentiels causés par les tremblements de terre.

L'impact d'un séisme sur un barrage dépend initialement des paramètres suivants :

- Sa magnitude.
- La distance du barrage par rapport à l'épicentre.
- L'accélération au sol induite (qui dépend aussi de l'effet de site).
- La durée d'exposition du barrage à cette accélération.

Actuellement, il n'existe aucune exigence spécifique pour la surveillance des barrages après un séisme.

Cependant, il est essentiel de mettre en place une surveillance particulière en cas de séisme pouvant causer des perturbations sur un barrage. L'objectif des actions de surveillance est d'analyser les répercussions de cela sur le projet. D'après les consignes de surveillance, l'exploitant effectue un examen visuel et une tournée d'auscultation conformément aux recommandations habituelles.

## 2.4. Forces agissant sur un barrage

Pour assurer la stabilité des structures et évaluer les contraintes dans les matériaux, il est important de comprendre les forces qui agissent sur ces ouvrages. Ces forces sont communes à tous les types de barrages fixes, comme indiqué dans la figure ci-dessous.

### 2.4.1. Force de la pression de l'eau

C'est le résultat de la combinaison de la force horizontale due à la pression hydrostatique de l'eau  $F_h$  et de la force verticale de pression  $F_v$  (**Figure 2.2**).

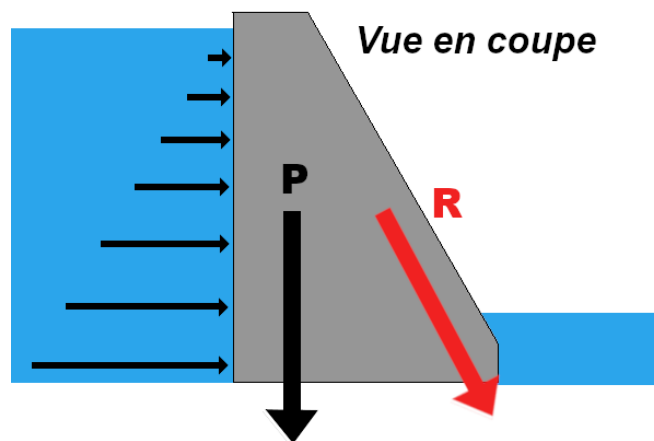


Figure 2.2 : Coupe des efforts répartis appliquée par l'eau [22]

La force hydrostatique suit une distribution triangulaire, définie par la formule suivante :

$$F_h = \frac{1}{2} \rho g h \quad 2-1$$

Avec :

- La force  $F_h$  traverse le point  $1/3$  de  $h$
- La valeur de la composante verticale de la force de pression  $F_v$  est exprimée par :

$$F_v = \rho g \quad 2-2$$

## 2.5. Différents types de mouvements de terre

Les talus sont exposés à une variété de charges, ce qui engendre différents types de ruptures associées aux mouvements de terrain.

- ✓ **Les écoulements** : Il s'agit de glissements de masse rocheuse, des événements soudains et violents qui déplacent des blocs de roches de différentes tailles, affectent principalement des formations rocheuses rigides et fracturées telles que le calcaire, le grès et les roches cristallines.
  
- ✓ **Les glissements** : Les glissements se démarquent par l'apparition de surfaces de cisaillement clairement définies à l'intérieur du sol. Ces surfaces de rupture peuvent être classées en trois catégories selon leur forme spécifique.
  - **Glissement plan** : Se caractérise par une ligne de rupture généralement plane, formée par une couche mince de sol à faible cohésion appelée "couche savon". L'effet de l'eau accélère ce type de glissement (**Figure 2.3**).

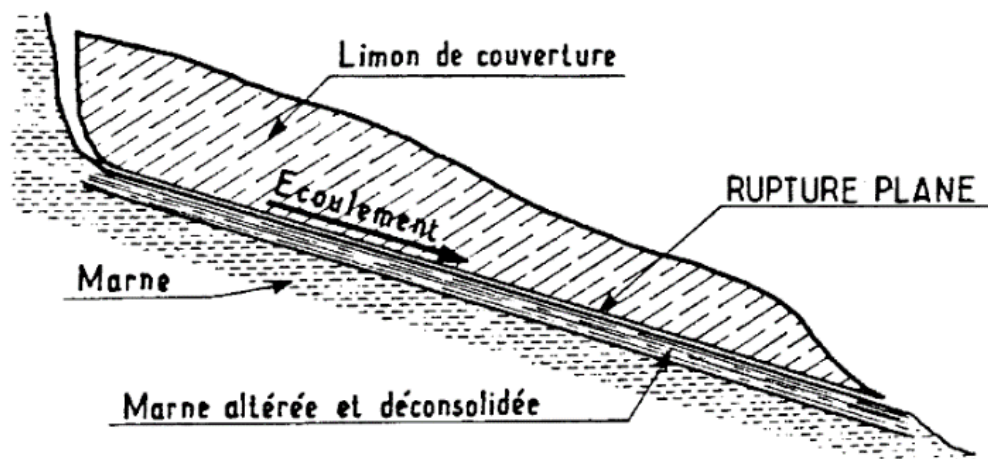


Figure 2.3 : Glissement plan [23]

- **Glissement rotationnel simple** : Les surfaces de rupture ont une forme cylindrique avec une section circulaire (**Figure 2.4**).

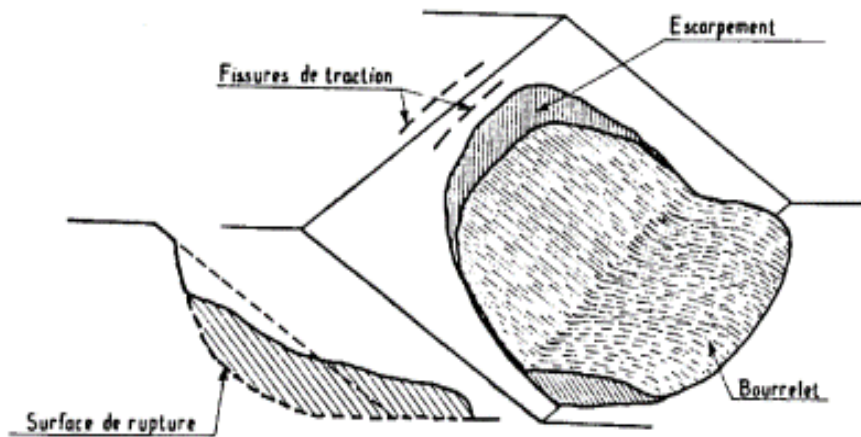


Figure 2.4 : Glissement rotationnel simple [23]

- **Glissement rotationnel complexe** : Ce sont des glissements successifs qui s'entremêlent (**Figure 2.5**).

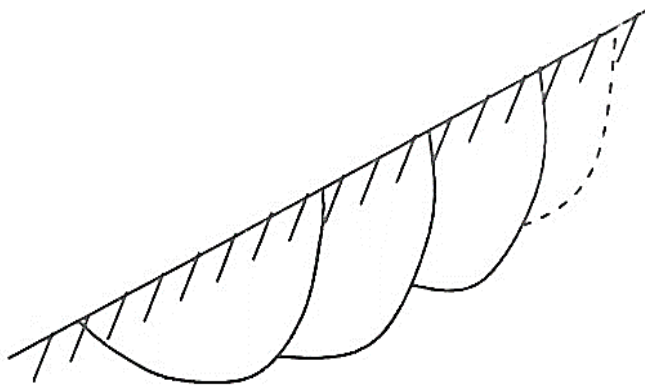


Figure 2.5 : Glissement rotationnel complexe [24]

- ✓ **Le fluage et la solifluxion** : Le fluage<sup>8</sup> est un mouvement progressif et lent sur les pentes, surtout affectant les argiles, entraînant des tassements locaux. La solifluxion<sup>9</sup>, en revanche, concerne les sols en surface sur des pentes très douces, résultant des cycles de gel et de dégel, du passage d'animaux et de l'action des racines.
- ✓ **Les coulées boueuses** : Ils se distinguent par leur mouvement visco-plastique ou fluide, les rendant les glissements les plus liquides. Elles sont souvent déclenchées par des précipitations intenses dans les régions montagneuses, atteignant des vitesses allant jusqu'à 90 km/h (**Figure 2.6**).



Figure 2.6 : Coulées boueuses [27]

---

<sup>8</sup> « [Mat. - Struc.] Augmentation irréversible de la déformation initiale instantanée d'un matériau sous une sollicitation constante de longue durée. », d'après le dictionnaire professionnel [25]

<sup>9</sup> « Mouvement lent affectant des matériaux riches en éléments colloïdaux possédant donc une forte capacité d'absorption d'eau (roches argileuses ou marneuses et formations superficielles du type lœss, limon ou altérite argileuse) après qu'ils ont franchi la limite de liquidité. » d'après le dictionnaire [26]» d'après le dictionnaire [26]

## 2.6. Calcul du coefficient de sécurité $F_s$

### Les hypothèses :

- On étudie des problèmes en deux dimensions, en ne tenant pas compte de la troisième dimension.
- On suppose que la rupture se produit simultanément.
- Le sol sous la surface est considéré comme indéformable.
- Le sol est homogène dans toutes les directions.

On étudie 2 types de glissement :

- Glissement plan.
- Glissement circulaire.

### 2.6.1. Cas d'un glissement plan

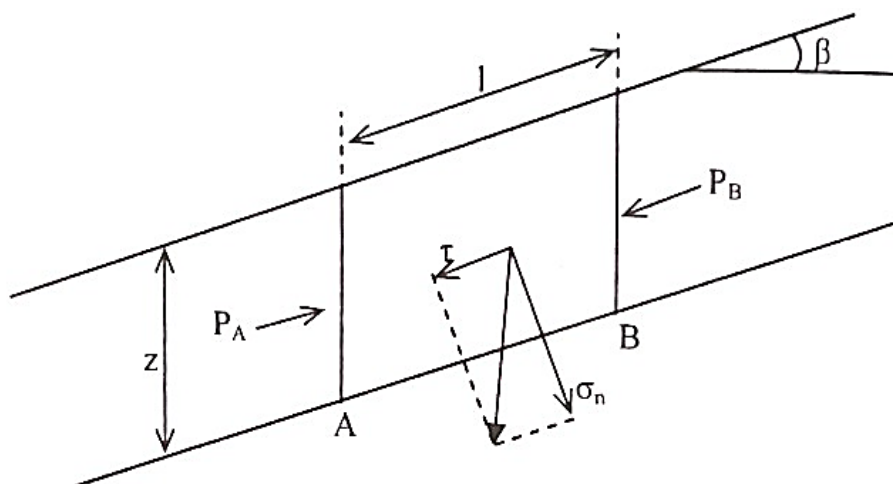


Figure 2.7 : Cas d'un glissement plan avec une longueur infinie [24]

Ce type de rupture se produit lorsque le sol présente une stratification composée de couches ayant des propriétés physico-chimiques et mécaniques distinctes. Cette hétérogénéité favorise l'apparition de contraintes internes inégales, ce qui facilite le glissement le long de surfaces de rupture potentielles. De plus, lorsque la longueur de ces surfaces de glissement dépasse considérablement l'épaisseur du terrain, cela accroît le risque de rupture. Ces conditions sont courantes dans des environnements géologiquement complexes où différentes strates de sédiments ou de roches coexistent (**Figure 2.7**).

$$\text{On a : } W = \gamma \times Z \times AB \times \cos \beta \quad 2-3$$

$$\tau = \gamma \times Z \times \cos \beta \times \sin \beta \quad \sin \beta \quad \text{ou : } T_w = \gamma \times Z \times AB \times \cos \beta \times \sin \beta \quad 2-4$$

$$\sigma_n = \gamma \times Z \times \cos^2 \beta \quad \text{Avec : } N_w = \gamma \times Z \times AB \times \cos^2 \beta \quad 2-5$$

$$\text{La résistance au cisaillement du sol : } R = C' \times AB + \sigma_n \times \tan \varphi \times AB \quad 2-6$$

F<sub>S</sub> s'écrit :

$$F_S = \frac{C' + \gamma \times Z \times \cos^2 \beta \times \tan \varphi}{\gamma \times Z \times \cos \beta \times \sin \beta} \quad 2-7$$

$$F_S = \frac{C'}{\gamma \times Z \times \cos \beta \times \sin \beta} + \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \quad 2-8$$

D'où :

$$\text{Terme de cohésion : } \frac{C'}{\gamma \times Z \times \cos \beta \times \sin \beta}$$

$$\text{Terme de frottement : } \frac{\tan \varphi}{\tan \beta}$$

$$\text{Posons : } N = \frac{C'}{\gamma \times Z} \quad 2-9$$

F<sub>S</sub> sera directement proportionnel à N

### Généralisation de la méthode

$$W = [\gamma_1 \times (z - h_w) + \gamma_{sat} \times h_w] \times b = b \times \sum_0^z \gamma \times h \quad 2-10$$

Décomposons W en T et N :

$$N = b \times \cos \beta \times \sum_0^z \gamma \times h \quad 2-11$$

$$T = b \times \sin \beta \times \sum_0^z \gamma \times h \quad \sin \beta \times \sum_0^z \gamma \times h \quad 2-12$$

$$u = \gamma_w \times h_w \times \cos^2 \beta \quad \text{sur AB} \quad 2-13$$

La résultante U = u × AB, orientée sur la normale à AB est :

$$U = \gamma_w \times h_w \times b \times \cos \beta \quad 2-14$$

D'après l'équation de COULOMB la résistance mobilisatrice en cisaillement le long de A est :

$$R = C' \times AB + (N - U) \times \tan \varphi' \quad 2-15$$

$$R = C' \times \frac{b}{\cos \beta} + (\sum_0^Z \gamma \times h - \gamma_w \times h_w) \times b \times \cos \beta \times \tan \varphi' \quad 2-16$$

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{C' + (\sum_0^Z \gamma \times h - \gamma_w \times h_w) \times \cos^2 \beta \times \tan \varphi'}{\cos \beta \times \sin \beta \times \sum_0^Z \gamma \times h}$$

Cas particulier :

- Pas de nappe.
- $\gamma$  constant.

La formule devient :

$$F_s = \frac{C + \gamma \times Z \times \cos^2 \beta \times \tan \varphi}{\gamma \times Z \times \sin \beta \times \cos \beta} \quad 2-17$$

## 2.6.2. Cas d'un glissement circulaire

Le processus d'analyse se focalise sur une trajectoire circulaire, où les forces dominantes à considérer sont la gravité, le flux hydraulique et la résistance au cisaillement du matériau.

Le processus d'analyse se focalise sur une trajectoire circulaire, où les forces dominantes à considérer sont la gravité, le flux hydraulique et la résistance au cisaillement du matériau.

### 2.6.2.1. Méthodes des tranches

Pour déterminer la stabilité contre le glissement sur un cercle de centre O et de rayon R, nous découpons le sol en tranches, délimitées par des plans verticaux. Prenons par exemple une de ces tranches, nommée « ABCD », pour analyser son équilibre (**Figure 2.8**).

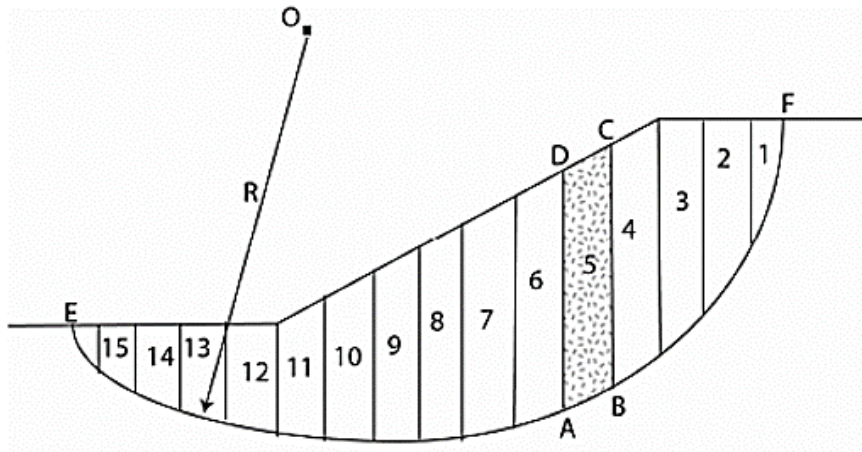


Figure 2.8 : Méthodes des tranches

Les forces appliquées à la tranche « n » sont :

- La force de pesanteur  $W$
- La réaction inter-tranche  $H_{n-1}, H_{n+1}, V_{n-1}, V_{n+1}$
- La réaction du milieu extérieur  $T, u, N'$

Avec le coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}}$$

2-18

En analysant les forces sur la tranche 'n', on se retrouve avec plus d'inconnues que d'équations. Deux méthodes sont alors utilisées, divergeant par leurs hypothèses sur les réactions entre les tranches.

#### a. Méthode de FELLENIUS (1936)

- La ligne de glissement est circulaire
- Les interactions entre les tranches sont négligées.
- Seule la force du poids agit sur l'arc AB.

Par rapport au centre O, on définit le moment moteur comme celui induit par le poids des terrains  $W$ , tendant à provoquer le glissement. Le moment résistant maximal est déterminé par la valeur maximale de la composante tangentielle de  $R$ .

Selon la loi de Coulomb :

$$R_n = C_n \times AB + N_n \times \tan \varphi_n \quad 2-19$$

Où :

$$N_n = W_n \cos \alpha_n \quad 2-20$$

$$AB = l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n} \quad 2-21$$

Donc la somme des moments résistants R devient :

$$R = \sum_{n=1}^m (C_i \times \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_i) \quad 2-22$$

Avec :

m : Nombre total de tranches.

$C_i$  et  $\varphi_i$  : Caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

Le moment moteur est dû à  $T_n$       où :  $T_n = W_n \sin \alpha_n \quad 2-23$

En remplaçant (2-9) et (2-10) dans (2-5) On obtient le facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (C_i \times \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n} \quad 2-24$$

Les variables impliquées dans le calcul de  $F_s$  sont :

b : largeur de la tranche.

$\alpha$  : L'angle entre le rayon passant par le milieu de la base de la tranche et la verticale.

### b. Méthode de BISHOP simplifiée (1954)

Dans sa méthode simplifiée, Bishop considère que les composantes verticales sont négligentes.

Donc  $F_s$  s'écrit :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (C_i \times b_i + W_n \tan \varphi_i)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n} \quad 2-25$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left[ 1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F_s} \right] \quad 2-26$$

### 2.6.3. Notion de facteur de sécurité

Le facteur de sécurité est défini comme la somme des forces résistantes sur la somme des forces motrices.

$$F_s = \frac{\sum \text{forces résistantes}}{\sum \text{forces motrices}} \quad 2-27$$

- Si  $F_s > 1$  : Le talus est stable.
- Si  $F_s \leq 1$  : Risque d'instabilité.

Il existe de nombreuses façons de calculer la stabilité d'une pente. Toutes ces méthodes reposent sur les mêmes principes, parmi lesquels : Leur objectif est d'identifier les zones de la montagne où les forces dépassent la résistance provoquant un risque de glissement.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, les ingénieurs doivent choisir parmi différentes définitions de facteurs de sécurité. Le coefficient peut représenter le rapport d'une force, d'un moment ou d'une quantité par rapport à une quantité limite (**Table 2.1**).

Table 2.1 : Voici quelques façons de définir un coefficient de sécurité.

Définition	Formule
Rapport de contrainte	$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$
Rapport de forces	$F = \frac{E_{résist}}{E_{moteur}}$
Rapport de moments	$F = \frac{M_{résist}}{M_{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par exemple : $\frac{H}{H_{max}}$

Dans la réalité, le coefficient  $F_s$  varie de 1,15 à 1,30 en prenant en considération les éléments suivants :

- Les inexactitudes des méthodes de calcul de la stabilité du bord entraînent des erreurs.
- L'incertitude expérimentale dans la détermination des caractéristiques physico-mécaniques des roches. Par exemple, la valeur moyenne du poids volumique des roches constituant le massif, possède un aspect important.
- Les incertitudes concernant la mesure de l'impact de la fissure.
- Les charges dynamiques engendrées par les tirs, les déplacements des moyens de transport et les séismes ont également un impact.

Les valeurs de  $F_s$  sont présentées dans le tableau ci-dessous en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions spécifiques qui l'entourent (**Table 2.2**).

Table 2.2 : Valeurs de  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage.

Facteur de sécurité $F_s$	Etat de l'ouvrage
$F_s < 1$	Danger
$1 < F_s < 1,25$	Sécurité incertaine
$1,24 < F_s < 1,4$	Une sécurité satisfaisante pour les constructions de petite taille. La sécurité des barrages est remise en question,
$F_s > 1,4$	Sécurité satisfaite pour les barrages

## 2.7. Méthode d'analyse de stabilité

Les méthodes pour évaluer la stabilité d'un terrain face aux glissements se classent en trois grandes catégories :

- Méthodes d'équilibre limite.
- Méthodes par éléments finis.
- Méthodes basées sur les contraintes.

### 2.7.1. Méthode d'équilibre limite

Lorsqu'on analyse la stabilité d'un massif, deux situations se présentent :

- Soit il n'y a pas de surface de glissement clairement définie, comme dans les sols homogènes sans discontinuités géologiques marquées. Dans ce cas, on détermine la surface de rupture potentielle en utilisant un coefficient de sécurité minimal. Pour trouver la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité correspondant, on applique généralement des méthodes d'équilibre limite itérées.
- Quand une masse rigide glisse le long d'une surface définie, comme dans les massifs rocheux fracturés ou les sols avec des surfaces de glissement, le mouvement est contrôlé par ces caractéristiques géométriques.

Dans ces deux situations, on suppose que le matériau géologique suit la loi de Mohr-Coulomb, qui détermine sa résistance au cisaillement en cas de rupture :

$$\tau = C' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad 2-28$$

### 2.7.2. Méthode par éléments finis

La méthode des éléments finis divise le talus en éléments élasto-plastiques avec des propriétés variables. Contrairement aux approches basées sur le facteur de sécurité, elle évalue les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Cette méthode utilise des logiciels spécialisés comme Plaxis, Oasys, Cesar et Crisp.

### 2.7.3. Méthodes basées sur les contraintes.

Cette approche suppose que chaque point du bloc glissant atteint son état limite tandis que le sol autour reste en équilibre. Elle se concentre sur des surfaces planes pour déterminer la surcharge ou la géométrie du talus qui engendrerait un équilibre limite. Contrairement aux

méthodes basées sur le facteur de sécurité, celle-ci ne le considère pas et nécessite l'utilisation d'un ordinateur pour résoudre les équations d'équilibre. Bien qu'elle soit encore en développement, elle montre un potentiel prometteur.

## **2.8. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons commencé par passer en revue les forces qui affectent les barrages, telles que la pression de l'eau stockée, les tremblements de terre et d'autres facteurs externes qui peuvent compromettre leur stabilité.

Ensuite, nous avons présenté diverses approches pour analyser la stabilité des pentes, telles que les méthodes des tranches : la méthode de FELLINIUS et de BISHOP. Elle incorpore des améliorations pour mieux représenter la géométrie réelle des surfaces de glissement. Ces méthodes sont des outils puissants pour évaluer la sécurité des barrages, tout en tenant compte des propriétés géotechniques du sol et des conditions de charge spécifiques.

Enfin, nous avons examiné la notion fondamentale du coefficient de sécurité, qui évalue la marge de sécurité d'une structure par rapport aux sollicitations appliquées. Il est essentiel de disposer d'un niveau de sécurité approprié pour garantir la stabilité et la fiabilité à long terme d'un barrage en terre.

Le prochain chapitre, on examinera comment les infiltrations affectent les barrages en terre.

---

***Chapitre 3. Etude des infiltrations dans les  
barrages***

---

### 3.1. Introduction

Les barrages sont des structures importantes pour la gestion des ressources en eau, offrant un large éventail d'avantages économiques, environnementaux et sociaux. Cependant, ces ouvrages hydrauliques ne sont pas à l'abri d'enjeux complexes, dans lesquels l'infiltration d'eau joue un rôle important. Les infiltrations causées par la perméabilité du sol ou de la roche sous-jacente peuvent compromettre la stabilité et la fiabilité du barrage, posant ainsi des risques potentiels pour les communautés et les installations en aval ainsi que pour l'environnement.

Dans ce chapitre, on aborde les principaux concepts concernant le sol, l'eau et l'analyse des infiltrations dans les barrages. Par conséquent, on va présenter les caractéristiques du sol, l'état de l'eau dans le sol en passant par la loi de Darcy, et leur importance pour appréhender et gérer les risques d'infiltration dans les barrages.

### 3.2. Origine des sols

Les sols proviennent principalement de deux sources :

- **Désagrégation des roches** : par altération mécanique ou physicochimique sous l'influence des agents naturels.
  - Fissuration due à la décompression, aux variations thermiques, au gel ou aux contraintes tectoniques.
  - Érosion mécanique par chocs et frottements lors du transport naturel : gravitaire, glaciaire, fluvial, marin, éolien.
  - Altération chimique provoquée par l'action de l'eau.
- **Décomposition de matière organique** : Végétaux (tourbes) ou animaux (craies). Les sols se classent en plusieurs types :
  - Sols résiduels, résultant de l'altération des roches sur place.
  - Sols transportés : créés par le dépôt de matériaux altérés transportés par des agents physiques, et qui posent souvent les plus grands défis aux ingénieurs.

Le sol est un matériau composé de trois phases : des agrégats de particules minérales dont les vides peuvent être remplis de liquide et/ou de gaz.

- **La phase solide ou squelette solide** : constituée de particules minérales ou organiques.
- **La phase liquide** : constituée d'eau remplissant les vides de l'agrégat. Si tous les vides sont remplis d'eau, on dit que le sol est saturé ; sinon, on le qualifie de non saturé ou partiellement saturé.
- **La phase gazeuse** : dans un sol non saturé, certains vides contiennent du gaz, principalement de l'air. La présence de ces trois phases aux propriétés physiques et mécaniques très différentes explique la complexité du comportement mécanique des sols.

### 3.3. Trois Phases du Sol : Solide, liquide et gazeuse

#### 3.3.1. Phase solide

La phase solide est constituée de grains sont obtenus par l'altération physique ou mécanique et l'altération chimique des roches. Cette phase constitue la « squelette » du sol de la roche mère.

La texture du sol donne des informations sur la variété de taille des particules du sol. Différentes catégories textuelles sont employées pour définir un sol qui repose généralement sur la division des particules en trois types de tailles connues : sable, limon et argiles.

Pour évaluer la texture d'un sol, on utilise le diagramme en triangle illustré ci-dessous (Figure 3.1) :

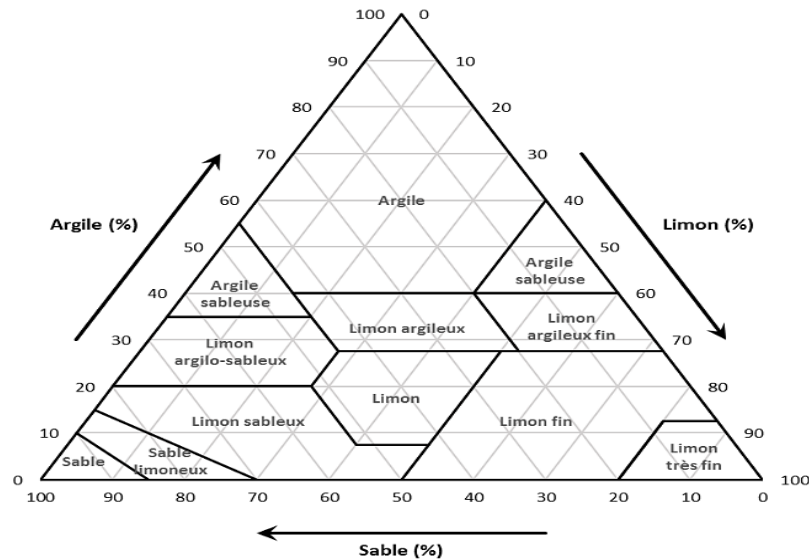


Figure 3.1 : Triangle des structures du sol [28]

Ce schéma est utilisé comme suit :

- Sur chaque côté, on indique en pourcentage la quantité de particules correspondant à cette catégorie granulométrique dans le sol.
- À partir de chaque point, on trace une ligne parallèle à l'un des côtés du triangle (représentée en traits).
- L'intersection de ces trois lignes indique la texture du sol.

### 3.3.1.1. Classification des sols

Les systèmes de classification des sols ont pour objectif de regrouper les sols en familles aux caractéristiques géotechniques similaires ou très proches. Ainsi, ils permettent de classer les nombreux échantillons recueillis lors d'une campagne de sondages et de créer des coupes géotechniques du terrain.

De nombreux systèmes de classification des sols existent :

- **Classification U.S.C.S** (Unified Soil Classification System) établie par Casagrande.
- **Classification L.C.P.C** (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) identique à la classification U.S.C.S.
- **Classification A.A.S.H.O** (American Association State Highways Officials).
- **Classification G.T.R** (Guide des terrassements routier).

Les classifications les plus couramment utilisées sont celles des Ponts et Chaussées (P & CH, France) et du "Unified Soil Classification System" (USCS, États-Unis). La figure présente une correspondance entre ces deux principales classifications géotechniques, tout en conservant les symboles de la classification P & CH (Table 3.1).

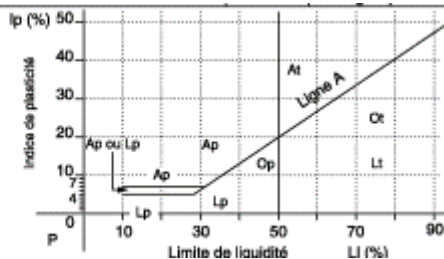
Table 3.1 : Classification géotechnique P&CH et USCS [29]

Classification géotechnique P&CH et USCS			Symboles	Désignation	
Plus de la moitié des éléments ont un diamètre supérieur à 0,08 mm  Terres graveleuses	Plus de la moitié des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm  Terres graveleuses	Sans fines	Tous les diamètres de grains sont représentés, aucun ne prédomine	Gb	Grave propre bien graduée
			Une dimension de grains ou une fraction de grains prédomine	Gm	Grave propre mal graduée
		Avec fines	Les éléments fins n'ont pas de cohésion	GL	Grave silteuse
			Les éléments fins sont cohérents	GA	Grave argileuse
	Plus de la moitié des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm  Terres sableuses	Sans fines	Tous les diamètres de grains sont représentés, aucun ne prédomine	Sb	Sable propre bien gradué
			Une dimension de grains ou une fraction de grains prédomine	Sm	Sable propre mal gradué
		Avec fines	Les éléments fins n'ont pas de cohésion	SL	Sable silteux
			Les éléments fins sont cohérents	SA	Sable argileux
Plus de la moitié des éléments ont un diamètre inférieur à 0,08 mm  Terres fines Argile et limon	Limite de liquidité LI < 50 %  Terres argileuses et limoneuses	Sus		Ap	Argiles peu plastiques
		Sous Ligne A	Non organique	Lp	Silts peu plastiques
			Matières organiques	Op	Silts et argiles organiques peu plastiques
	Limite de liquidité LI > 50 %	Sus		At	Argiles très plastiques
		Sous Ligne A	Non organique	Lt	Silts très plastiques
			Matières organiques	Ot	Argiles et silts organiques très plastiques

Les matières organiques prédominent. Reconnaissables à l'odeur, la couleur sombre.

Note :

- Cette classification est une version simplifiée et adaptée.
- On ne tient pas compte des éléments de diamètre supérieur à 60 mm.
- Le poids des fractions granulaires peut être estimé.
- Les fractions granulaires correspondent au diagramme granulométrique « G ».



a. Sols grenus

La classification des sols grenus s'effectue à partir de la granulométrie et des limites d'Atterberg (Table 3.1).

### **b. Sols fins**

La classification des sols fins se base sur les critères de plasticité des limites d'Atterberg. En plaçant sur un diagramme la limite de liquidité en abscisse et l'indice de plasticité en ordonnée, on identifie quatre grandes catégories (**Table 3.1**) :

- limons très plastiques,
- limons peu plastiques,
- argiles très plastiques,
- argiles peu plastiques.

#### **3.3.1.2. Catégories des sols**

On distingue deux types de sols aux comportements distincts et caractéristiques, tant sur le plan mécanique qu'hydrogéologique :

- Les sols pulvérulents : grains de diamètre  $> 20 \mu\text{m}$ ,
- Les argiles : grains de diamètre  $< 2 \mu\text{m}$ .

Les limons, quant à eux, présentent un comportement intermédiaire.

#### **a. Sols pulvérulents**

Le sol est formé par un empilement de grains solides où les forces de frottement dominant, permettant aux grains de se séparer sous leur propre poids ; il peut couler entre les doigts. Les interstices du sol peuvent contenir diverses quantités d'eau.

#### **b. Sols cohérents**

Les grains sont adhérents les uns aux autres, formant des mottes lorsque le sol est manipulé. L'étude approfondie de leur structure nécessite l'utilisation du microscope électronique et des analyses par rayons X, ce qui soulève des défis complexes.

### **3.3.2. Phase liquide**

Elle est composée d'eau et elle occupe les vides du squelette du sol. Si tous les vides sont remplis par l'eau, le sol est dit saturé ; sinon, il est partiellement saturé (ou non saturé).

### **3.3.3. Phase gazeuse**

Le reste des vides dans les sols non saturés est rempli par du gaz, souvent un mélange d'air, de vapeur, de gaz carbonique ou même un gaz sous forme de bulles.

### 3.4. Etat de l'eau dans le sol

L'eau peut se présenter à l'intérieur d'un sol sous différents états, en fonction de l'intensité des forces qui lient ses molécules aux particules solides (Figure 3.2). On peut identifier :

- **Eau de constitution** : Elle fait partie de la composition chimique des minéraux formant les grains du sol.
- **Eau liée ou adsorbée** : Elle constitue un film à la surface des grains. Elle est influencée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques. Elle n'est pas mobile et elle présente une viscosité élevée. Elle s'évacue à des températures très élevées (supérieures à 300°C).
- **Eau libre** : Elle se déplace sans restriction dans les pores du sol. Elle est soumise uniquement aux forces de pesanteur.
- **Eau capillaire** : Dans les sols non saturés, lorsque l'air ou d'autres gaz sont présents, cette eau est conservée dans les canaux (pores) les plus fins du sol grâce aux forces capillaires (développées au contact eau-air).

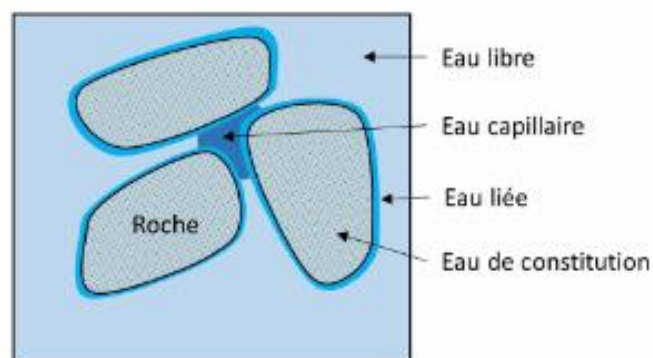


Figure 3.2 : Etat de l'eau dans le sol [30]

**Remarque :** Dans une masse de sol, on trouve l'eau liée ou adsorbée et l'eau interstitielle qui remplit les espaces entre les grains. Quand le sol est saturé et immergé dans une nappe phréatique, l'eau interstitielle est de l'eau libre, soumise aux lois des écoulements hydrauliques. Au-dessus de la nappe, l'eau interstitielle peut être de l'eau capillaire. La pression interstitielle est la pression de l'eau interstitielle en un point précis du sol.

### 3.5. Mouvement de l'eau dans le sol

Pour examiner le mouvement de l'eau dans le sol, il est nécessaire de formuler les hypothèses suivantes :

- ✓ Le sol est saturé.
- ✓ La phase liquide est continue.
- ✓ L'eau et les grains sont incompressibles.

#### 3.5.1. Lois générales

##### 3.5.1.1. Charge hydraulique

En mécanique des fluides, la charge hydraulique est la somme, par unité de volume, de l'énergie cinétique, de la pression et de l'énergie potentielle.

La charge hydraulique totale en un point est déterminée par la relation de BERNOULLI 1738 elle s'écrit :

$$h = \frac{v^2}{2g} + \frac{\mu}{\rho_w g} + Z = \frac{v^2}{2g} + \frac{\mu}{\gamma_w} + Z \quad 3-1$$

Avec :

$u$  : pression de l'eau.

$\gamma_w$  : masse volumique de l'eau.

$\rho_w$  : poids volumique de l'eau

$v$  : vitesse d'écoulement.

$Z$  : charge de position (la cote du point considéré par rapport à un plan de référence).

Le terme  $\frac{v^2}{2g}$  est négligé dans les écoulements dans les sols, car la vitesse  $V$  est en général très faible.

##### 3.5.1.2. Gradient hydraulique

Le gradient hydraulique est la différence de hauteur de la surface piézométrique entre deux points, divisée par la distance entre eux.

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad 3-2$$

Cette relation, établie dans un environnement unidirectionnel, peut être facilement généralisée dans un environnement à deux ou trois dimensions.

Dans le cas où  $i = 0$  la charge hydraulique est constante à n'importe quel point du milieu, on parle d'eau interstitielle en équilibre hydrostatique.

« $i$ » est une valeur sans dimension.

### 3.5.1.3. Pertes de charge

La perte de charge désigne la diminution de la pression causée par les différents frottements contre les parois d'un tube ou d'une gaine. Cela entraîne une diminution de l'énergie mécanique du fluide. Deux catégories de pertes de charge existent :

- **Les pertes linéaires :** La perte de charge linéaire résulte des frottements contre les parois du réseau, ainsi que de la viscosité du fluide, qui peut adhérer aux parois des tuyaux. Elle est donnée par la relation Darcy - Weinsbash suivante :

$$\Delta H_L = \Lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g} \quad 3-3$$

Avec :

$\Delta H_L$  : perte de charge linéaire (m).

$\Lambda$  : coefficient de pertes de charge linéaire.

$L$  : longueur de la conduite (m).

$D$  : diamètre hydraulique (m).

$v$  : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

Ces pertes dépendent de deux facteurs : la rugosité interne des conduites et le type d'écoulement, déterminé par le nombre de Reynolds ( $Re$ ) :

- **Régime laminaire :**  $Re < 2000$ , on utilise la corrélation de Hagen-Poiseuille [31]

$$\Lambda = \frac{64}{Re} \quad 3-4$$

- **Régime turbulent lisse :**

✓ Formule de BLASIUS 1911-1913, pour  $2000 < Re < 100\,000$  [32]

$$\Lambda = 0,136 Re^{-0,25} \quad 3-5$$

✓ Formule de COLEBROOK-WHITE pour  $2000 < Re$  [33]

$$\frac{1}{\sqrt{\Lambda}} = -2 \log \left[ \frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\Lambda}} \right] \quad 3-6$$

- **Régime transitoire** : Pour  $2000 < Re < 3000$ , régime qui n'a pas encore atteint un état stable.
- **Les pertes régulières** : Les pertes de charge singulières, ou accidentelles, sont des pertes de pression causées par le fluide passant à travers des obstacles comme des vannes, des raccords, des élargissements ou des sorties de réservoir. Elles sont mesurées en pascals ou en mètres de colonne de fluide (m). Elles sont données par la relation (3-7) suivante :

$$\Delta H = \Lambda \frac{v^2}{2g} \quad 3-7$$

**Avec :**

$\Lambda$  : Coefficient des pertes de charge singulière.

$v$  : Vitesse moyenne d'écoulement en m/s.

$g$  : Gravité 9,81 m/s<sup>2</sup>.

#### 3.5.1.4. Vitesse d'écoulement

Elle mesure la distance parcourue par une masse d'eau par unité de temps, aussi appelée vitesse hydraulique ou vitesse d'écoulement. Exprimée en mètres par heure ou en mètres par seconde, elle indique la rapidité du déplacement du fluide.

Elle représente le rapport du débit ( $Q$ ) sur la section de l'écoulement.

$$v = \frac{Q}{S} \quad 3-8$$

#### 3.5.1.5. Conductivité hydraulique

La perméabilité d'un milieu poreux désigne sa capacité à permettre le passage plus ou moins facile des fluides à travers lui. Cette propriété est caractérisée par le coefficient  $K$  ().

Elle peut être mesurée en laboratoire ou sur place (in situ).

Table 3.2 : Classification des sols selon leurs perméabilités [34]

Perméabilité k (m/s)		10	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-11</sup>
		+										-		
Granulo- métrie	homogène	gravier pur			sable pur			sable très fin			silt		argile	
	variée	gravier gros et moyen		gravier et sable			sable et argile-limons							

**a. Mesures en laboratoire**

➤ **Perméamètre à charge variable :**

- Utilisé pour les sols fins : argile, limon.
- Ordre de grandeur :  $K \approx 10^{-9}$  à  $10^{-5}$  m/s [35].

➤ **Perméamètre à charge constante :**

- Utilisé pour les sols grossiers : sable, gravier.
- Ordre de grandeur :  $K > 10^{-5}$  [35].

**b. Mesures in-situ**

➤ **Essai Lefranc (1936 1937) :** L'essai Lefranc comprend trois phases : d'abord, un forage cylindrique est effectué jusqu'à la profondeur souhaitée pour mesurer la perméabilité. Ensuite, un tube étanche est inséré jusqu'au toit de la cavité où l'écoulement se produit. Enfin, on mesure la variation du niveau d'eau dans le forage ainsi que le volume d'eau échangé (apporté ou prélevé). L'analyse des résultats permet de déterminer la perméabilité du sol.

➤ **Essai Lugeon. :** Pour effectuer un essai Lugeon sur des roches fissurées peu perméables, on injecte de l'eau à des pressions et des débits qui augmentent puis diminuent de manière constante. Cela se fait dans un trou de forage non tubé, isolé par un bouchon simple ou double.

**Remarque :**

Les essais Lefranc et Lugeon sont ponctuels ; même en les multipliant sur un site donné, il reste difficile d'estimer globalement la perméabilité moyenne d'un matériau aquifère contenant une nappe, ou même celle d'un secteur peu étendu.

- **Essai de pompage (Dupuit 1863) :** Pour estimer la perméabilité moyenne, on réalise un essai de pompage à débits et niveaux constants croissants, par paliers stabilisés si possible, dans un forage ou un puits d'essai entouré de piézomètres régulièrement répartis sur la zone étudiée. Cela crée un rabattement de la nappe. On applique la formule de Dupuit aux différences de niveaux mesurées entre tous les couples puits/piézomètre et piézomètre/piézomètre disponibles, pour calculer la perméabilité moyenne du matériau ( $K$ ) à partir du débit pompé.

**3.5.1.6. Ligne d'écoulement**

Une ligne de courant, ou ligne d'écoulement, est une ligne de champ du vecteur vitesse. Une courbe  $C$  telle qu'à un instant  $t$  fixé, pour tout point  $M \in C$ , le vecteur  $\vec{v}(M, t)$  est tangente à  $C$  en  $M$  (**Figure 3.3**). Lorsque le champ de vitesse ne dépend pas du temps, les lignes d'écoulement n'évoluent pas au cours du temps : on dit que le régime d'écoulement est stationnaire ou permanent [36].

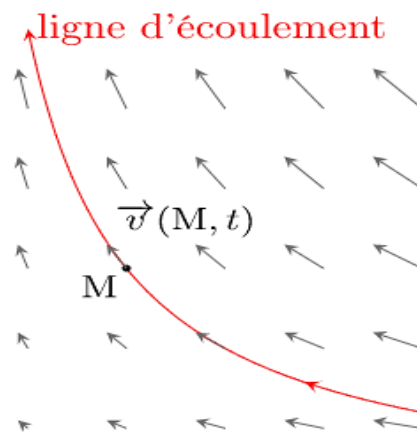


Figure 3.3 : Ligne d'écoulement [36]

### 3.5.1.7. Ligne équipotentielle

Il s'agit de la ligne qui relie les points ayant la même charge hydraulique (**Figure 3.4**).

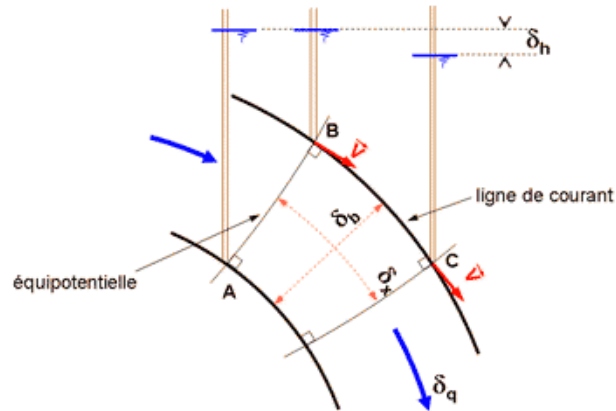


Figure 3.4 : Ligne équipotentielle [37]

## 3.6. Lois de Darcy

On considère que le milieu poreux est totalement imbibé, c'est-à-dire que les pores sont entièrement remplis de fluide. En 1856, l'ingénieur Darcy a étudié les écoulements dans les milieux poreux dans son « Mémoire sur les fontaines publiques de la ville de Dijon ».

Il a découvert une relation linéaire entre la vitesse et le gradient de pression dans un matériau poreux, applicable aux milieux homogènes et isotropes à faible vitesse d'écoulement. En cherchant à améliorer les filtres à sable pour purifier l'eau de Dijon, il a établi expérimentalement la relation entre le débit d'écoulement et la perte de charge.

Considérons un cylindre poreux de longueur ( $L$ ) et de section ( $S$ ). Sa perméabilité à un solvant, influencée par la taille des pores et la nature du solvant, est représentée par le coefficient de perméabilité ( $K$ ), exprimé en termes de vitesse ( $v$ ). En appliquant une différence de pression hydrostatique ( $\delta P$ ) entre ses extrémités, on obtient un débit volumique ( $Q$ ). Le solvant est caractérisé par sa masse volumique ( $\rho$ ) et sa viscosité ( $\eta$ ) (en Pa·s) (**Figure 3.5**) [38].

L'accélération due à la gravité est notée ( $g$ ), ce qu'il permet d'écrire :

$$Q = K \times S \times i \quad 3-9$$

Or :  $Q = S \times v \quad 3-10$

D'où :  $v = K \times i \quad 3-11$

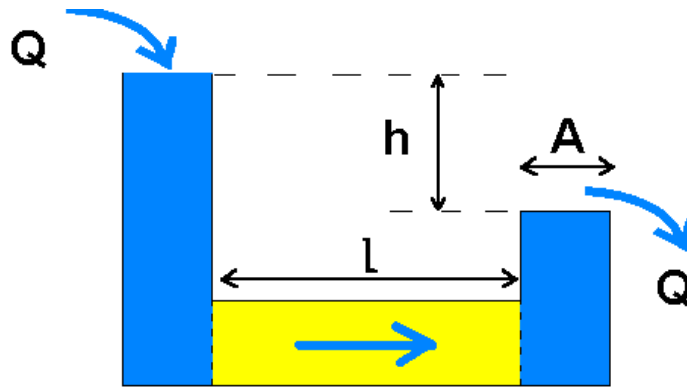


Figure 3.5 : Schéma de la loi de Darcy [39]

### 3.7. Etude des infiltrations dans les barrages

Chaque digue de barrage en terre est considérée comme un milieu poreux. Durant le remplissage et l'exploitation du barrage, l'eau pénètre dans le remblai, ce qui génère un écoulement des eaux d'infiltration se déplaçant de l'amont vers l'aval de la digue du barrage. Au fil du temps, ces infiltrations peuvent entraîner des phénomènes qui peuvent réduire la stabilité du barrage, tels que l'érosion régressive et les débits de fuite excessifs.

Il est important d'examiner les infiltrations dans les barrages en terre sous différents angles afin d'atteindre des résultats concrets :

- La détermination de la ligne de saturation.
- La détermination de la vitesse d'infiltration.
- La détermination des pressions interstitielles et le risque de renards.
- L'évaluation du débit par infiltration.
- Le choix d'un dispositif de protection.

### 3.7.1. Ligne de saturation

La ligne de saturation, également appelée ligne phréatique, est généralement confondue avec la ligne où la pression hydrostatique est nulle.

Elle caractérise le niveau de la surface libre dans le corps de l'ouvrage, ou plus précisément, elle distingue la zone humide de la zone sèche.

Il est possible de déterminer cette ligne en utilisant différentes méthodes. On peut citer les méthodes graphiques (méthode de Kozeny), la méthode électrique et également les méthodes numériques qui ont connu ces dernières années un développement considérable.

#### a. Méthode numérique

Elle permet de déterminer la position de la ligne de saturation, de calculer les valeurs du potentiel hydraulique à différents points et d'évaluer le débit de fuite.

$$\text{Objectif résolution de l'équation : } \frac{\delta h^2}{\delta x^2} + \frac{\delta h^2}{\delta y^2} \quad 3-12$$

#### b. Méthode électrique

Elle repose sur la similitude entre l'écoulement de l'eau à travers un sol et le passage de l'électricité à travers des plaques métalliques.

#### c. Méthode graphique

C'est une méthode simple et donne des résultats approximatifs. Elle repose sur l'organisation du réseau d'équipotentiels et de lignes de courant en formant des quadrilatères curvilignes.

#### 3.7.1.2. Trace de la ligne de saturation

Selon Kozeny, dans un barrage en terre homogène sans drain, la ligne de saturation peut être représentée approximativement par une parabole (**Figure 3.6**) dont l'axe est horizontal, avec le foyer situé au pied du parement aval. L'équation de cette parabole est formulée comme suit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad 3-13$$

$$\text{Avec : } y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d \quad 3-14$$

$$d = L - 0,7 \times P$$

3-15

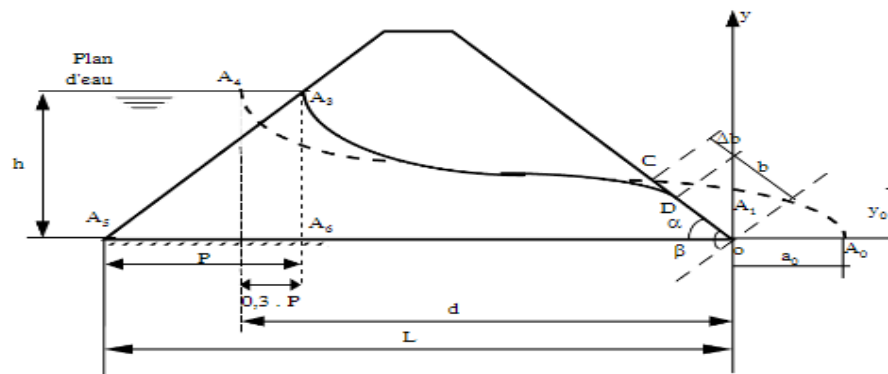


Figure 3.6 : Ligne de saturation dans un barrage en terre [40]

L est la largeur de la base de la digue, et P est la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

Pour tracer la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on relie celle-ci au point A3 du plan d'eau amont par une courbe perpendiculaire au parement amont en A3 et tangente à la parabole. En aval, la ligne de saturation se termine au point D, situé théoriquement à deux tiers de la distance OC.

$$\frac{DC}{OD} = \frac{3}{8} \times \cos \frac{\alpha}{2} \quad 3-16$$

La valeur de b est trouvée en utilisant le diagramme et le tableau de Casagrande (Figure 3.7), qui montre comment b varie en fonction de l'angle  $\alpha$ , défini comme l'angle entre le parement aval et l'horizontale.

$$\text{Si : } \alpha = 30^\circ \quad b = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad 3-17$$

$$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \quad b = \frac{1}{2d} \frac{h^2}{\sin^2 \alpha} \quad 3-18$$

$$60^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ \quad b = c_\alpha \times \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} = y_0 \times \frac{1 - a}{1 - \cos \alpha} \quad 3-19$$

$$\text{Avec :} \quad \alpha = \frac{\Delta b}{b + \Delta b} \quad 3-20$$

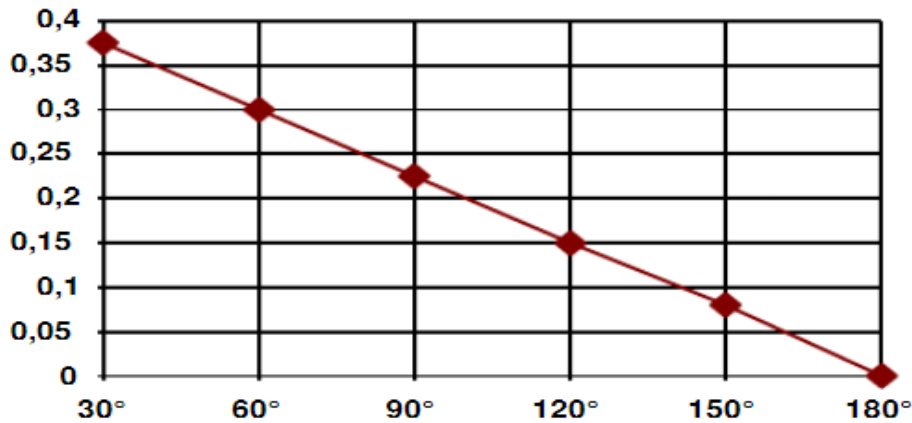


Figure 3.7 : Diagramme de Casagrande [40]

Table 3.3 : Tableau de Casagrande

$\alpha^\circ$	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
$C(\alpha^\circ)$	0,680	0,700	0,720	0,747	0,770	0,795	0,822	0,850	0,877	0,907	0,935	0,965	1

Pour les autres types de barrages en terre, la construction est analogue en prenant comme point de départ des axes la position du drainage et le type de construction.

Table 3.4 : Position des axes en fonction du type de drainage [40]

Type de drainage	Position des axes
Barrage avec drain horizontal	Extrémité amont du drain
Barrage avec drain vertical	Extrémité amont du drain
Barrage avec drain incliné	Extrémité amont du drain
Barrage a noyau central	Considérer le noyau comme barrage homogène non drainé.

### 3.7.2. Réseau d'écoulement

L'ensemble des points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et de la fondation est connu sous le nom de ligne équipotentielle, qui forme un réseau orthogonal avec les lignes de courant (Figure 3.8). Les lignes de courant symbolisent les trajets d'écoulement. Un tube de courant est un ensemble de lignes de courant s'appuyant sur un contour fermé.

Le flux est un réseau constitué de lignes de courant et de courbes équipotentiels. Grâce à ce réseau, il est possible de mesurer la charge hydraulique, la vitesse, de calculer les pressions interstitielles et les débits de fuite dans une section spécifique du massif.

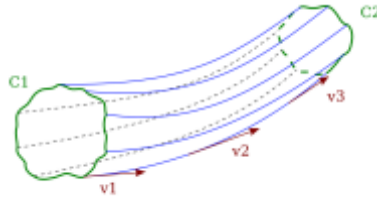


Figure 3.8 : Tube de courant [41]

- **Tracé des équipotentiels et des lignes de courant**

Ce tracé peut être réalisé graphiquement en utilisant les propriétés géométriques du réseau quadratique et les conditions aux limites suivantes :

- Le parement amont est une ligne équipotentielle.
- La ligne de saturation et le contact avec la fondation imperméable sont des lignes de courant.

On marque plusieurs cotes décroissantes le long de la ligne phréatique. À partir de ces points, on dessine les lignes équipotentiels perpendiculaires à la ligne de saturation et à la fondation imperméable.

Le tracé selon cette méthode graphique est très délicat ; la qualité du résultat dépend fortement de l'habileté et de la patience du dessinateur.

### 3.8. Mécanismes de l'érosion interne

#### 3.8.1. Phénomène de renard hydraulique

Le renard est un phénomène d'érosion interne qui survient lorsque les vitesses d'écoulement de l'eau augmentent sous une fondation ou un remblai. Le débit de l'eau atteint localement des vitesses qui peuvent entraîner progressivement les éléments les plus fins du sol, ce qui entraîne une augmentation du débit (**Figure 3.9**).

Au fil du temps, des éléments plus importants sont entraînés. Les particules sont arrachées vers l'amont, ce qui crée un conduit depuis l'aval. Le phénomène peut s'interrompre lorsque le conduit s'effondre en raison d'un manque de cohésion. Si ce n'est pas le cas, l'érosion avance vers l'amont, l'eau s'engouffre et déforme le sol. Il s'agit du phénomène de renard qui est difficilement repérable et qui évolue rapidement.

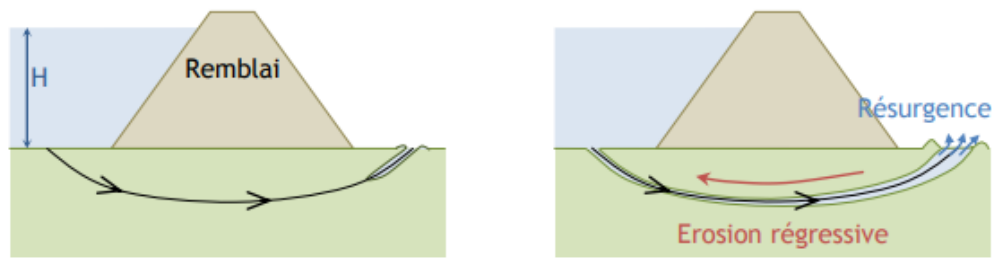


Figure 3.9 : Phénomène de renard en fondation [42]

Le développement d'un renard hydraulique dépend du gradient hydraulique, de la différence de niveau  $\Delta h$ , et de la capacité de la structure à libérer des particules. Si l'écoulement de l'eau est long, elle n'a pas assez de force pour emporter les grains. De plus, dans les sols cohésifs comme l'argile, le transport de grains est limité.

En revanche, dans un sol sableux avec une grande différence de niveau d'eau entre l'amont et l'aval et une faible largeur de remblai, le risque de développement d'un renard hydraulique est élevé.

L'écoulement privilégie les points de fragilité d'un ouvrage, tels que les zones adjacentes aux structures en béton, les rideaux de palplanches, les joints, ainsi que les passages de conduites ou câbles internes. Il suit également les faiblesses de réalisation, comme les défauts de compactage.

Le sol devient localement plus perméable, ce qui accélère les vitesses d'écoulement et amplifie le phénomène avec l'élargissement de la conduite formée. Cela peut entraîner la

rupture du barrage par une brèche ou l'effondrement de l'ouvrage, provoquant une submersion par une vague.

### 3.8.2. Boulance

Dans un écoulement, la composante verticale ascendante de la force d'écoulement génère un gradient hydraulique  $i$  vertical ascendant. Cette force, en s'opposant à la pesanteur, peut entraîner les grains de sol lorsque le gradient est suffisamment élevé, ce qui conduit au phénomène de boulance (**Figure 3.10**).

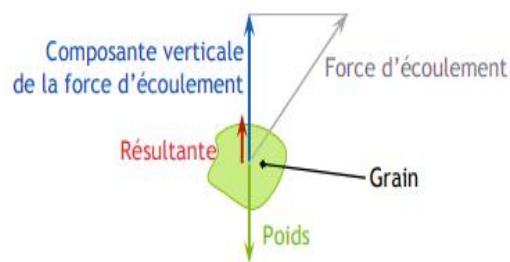


Figure 3.10 : Les forces impliquées dans le phénomène de boulance [42]

On définit un gradient hydraulique critique  $i_c$  où la résultante des forces est équilibrée et les grains du sol sont sur le point d'être entraînés.

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad 3-21$$

Il est essentiel de vérifier que les gradients hydrauliques ascendants restent sous le seuil critique lors de la construction de barrages ou de digues en terre, ainsi que lors des excavations ou constructions sur des sols susceptibles de présenter ce phénomène.

## 3.9. Disposition de protection contre les infiltrations

Il est essentiel de gérer de manière efficace les infiltrations d'eau afin de garantir la stabilité et la durabilité des ouvrages hydrauliques. Pour préserver ces derniers, il est nécessaire de mettre en place des solutions fiables :

- Prévention de l'érosion interne dans le mur du barrage et la fondation par l'installation de filtres.
- Installation de drains ou de puits de drainage pour réduire les pressions d'eau.

### 3.9.1. Filtres

Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables dont la taille des éléments augmente en direction de l'écoulement. Il est essentiel que ces filtres permettent une transition d'une couche à granulométrie spécifique vers une couche à granulométrie plus élevée. Dans le cas où un filtre serait composé de plusieurs couches, chacune doit être un filtre par rapport à la précédente.

Les filtres sont un élément important pour assurer le fonctionnement normal et la sécurité des barrages en terre. Leur fonction principale est d'assurer l'intégrité structurelle en filtrant les particules fines et en empêchant l'érosion des matériaux constitutifs. De plus, dans certains cas, les filtres peuvent également servir de drains, en particulier dans les petits barrages, améliorant ainsi leur capacité à gérer efficacement les eaux d'infiltration.

Le filtre ne doit pas avoir une épaisseur inférieure à 25 cm afin de prendre en considération les tassements qui se produisent dans tout le remblai.

#### 3.9.1.1. Emplacement des filtres

En réalité, un filtre est systématiquement placé entre le noyau et le drain aval, et parfois aussi entre les drains et les zones de recharge adjacentes. De plus, il est essentiel de prévoir des filtres là où le remblai rencontre la fondation, surtout lorsque la granulométrie de celle-ci est critique en termes de filtrage.

Enfin, des filtres peuvent être disposés le long de la face amont du noyau pour empêcher la migration des fines vers l'amont lors des variations du niveau d'eau.

### 3.9.2. Drains

Le drain est une structure très perméable qui est intégrée dans le barrage en terre. Il se compose habituellement de graviers (perméables avec une granulométrie précise), d'alluvions et d'enrochements (de carrière) qui présentent des caractéristiques de non-déformation au contact de l'eau et de résistance aux compressions importantes.

On considère généralement que la présence de drains dans les barrages en terre est essentielle pour assurer leurs stabilités.

Pour contrôler les infiltrations dans le corps des barrages en terre, des dispositifs spécifiques sont installés dans des zones déterminées. Ces dispositifs utilisent des systèmes de filtres-drains pour gérer et diriger les écoulements de manière contrôlée.

### 3.9.2.1. Emplacement des drains

#### a. Drain vertical ou cheminé

Le drain est généralement installé presque verticalement à l'aval du noyau ou vers le centre d'un remblai homogène. Sa largeur standard est d'environ 3 mètres pour des raisons de construction. Le processus d'installation implique le versement du matériau dans une tranchée de 1,5 à 2 mètres de profondeur, suivi de sa consolidation dans le massif compacté au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

Un tapis synthétique est placé au fond de la tranchée, le long de la paroi amont du drain et au-dessus de celui-ci pour assurer la fonction de filtre. L'eau interceptée peut être évacuée soit par un réseau de tuyaux drains, soit par un drain en nappe (**Figure 3.11**).

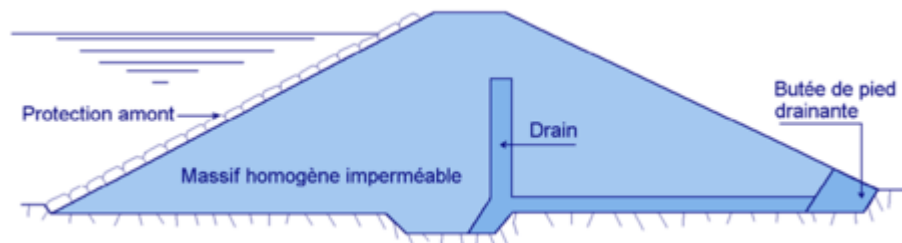


Figure 3.11 : Drain vertical ou cheminé [43]

#### b. Tapis drainant ou drain horizontal

Les fuites sont conduites jusqu'au pied aval par le tapis drainant aval, qui couvre la moitié aval de la fondation à partir de la base du noyau (**Figure 3.12**). Son épaisseur minimale est de 50 cm. Quand la fondation n'est pas entièrement imperméable, il est nécessaire que le drain intercepte également les infiltrations à travers la fondation, tout en étant protégé contre l'entraînement des éléments fins de la fondation grâce à un filtre inversé (**Figure 3.13**).

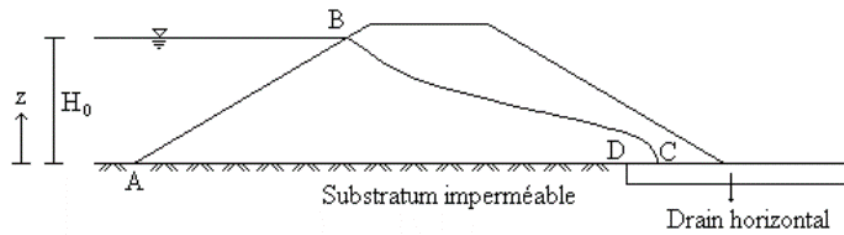


Figure 3.12 : Tapis drainant ou drain horizontal [44]

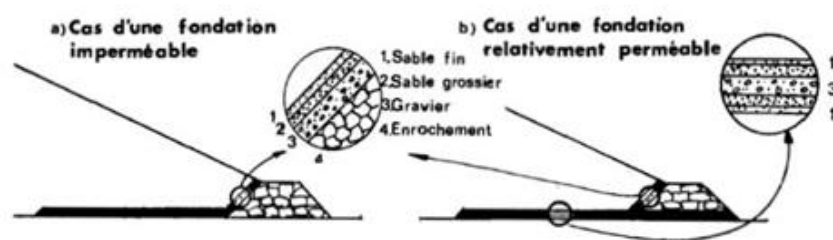


Figure 3.13 : Filtre inversé

### c. Puit filtrant

Les puits filtrants sont des puits de décompression creusés en aval du remblai et en dessous du drain tapis. Ils sont indispensables pour évacuer les eaux de fondation et éliminer les pressions dans la zone du talus aval. Les puits qui se terminent dans le drain tapis sont recouverts de matériaux filtrants similaires à ceux d'un drain vertical.

#### 3.9.3. Dispositif de protection

L'évaluation des fuites détectées dans les barrages est essentielle pour déterminer leur importance et leur impact. Toutefois, il convient de souligner que la quantification ne peut être réalisée que si le débit de fuite est adéquat.

Si une zone est simplement humide et sans fuite, il est essentiel de surveiller régulièrement cette zone. Grâce à la mesure des fuites, il est possible d'évaluer leur dangerosité ou leur influence sur la stabilité de l'ouvrage, ce qui constitue un critère décisionnel essentiel pour décider s'il faut réaliser des réparations ou non.

Une diminution du débit de fuite révèle un éventuel blocage des chemins d'écoulement. Lorsque le colmatage se produit en aval de l'ouvrage, il peut avoir des conséquences néfastes

sur la stabilité de la structure. En cas de colmatage des chemins de fuites, il est possible que les pressions augmentent, ce qui peut entraîner des problèmes d'instabilité. Par contre, un colmatage à l'amont est avantageux, car il renforce l'étanchéité de l'ouvrage.

### **3.10. Conclusion**

Réduire les écoulements d'eau dans les milieux poreux est un défi très complexe pour le géotechnicien et l'hydraulicien. Cependant, en utilisant des méthodes appropriées, ces écoulements peuvent être représentés par des lois de la physique telles que la loi de Darcy, qui constitue la base de l'hydrodynamique souterraine.

L'écoulement de l'eau dans le barrage en terre arrache et entraîne avec lui les particules fines du sol constituant le remblai. Sous l'influence de la pression, il se crée un petit tunnel qui nuit à l'édifice et pose un risque pour sa stabilité.

En empêchant les particules fines de se déplacer dans le corps du barrage en utilisant des filtres et en interceptant et en évacuant les eaux d'infiltration à travers les drains, cela permet de diminuer les pressions interstitielles et de renforcer la stabilité de l'ouvrage. Il est primordial de maintenir une surveillance régulière des infiltrations afin de garantir la sécurité à long terme des barrages.

Dans notre cas, on s'intéresse à l'étude des infiltrations dans le barrage de Sidi-Khelifa dont on va présenter dans le chapitre suivant.

---

*Chapitre 4. Présentation du barrage Sidi  
Khelifa (Azzefoun)*

---

## 4.1. Introduction

Le barrage Sidi Khelifa est localisé dans la Wilaya de Tizi Ouzou à environ 10 km à l'Est de la ville d'Azeffoun, et à 2 km en amont du pont de la RN 24 franchissant l'oued Sidi Ahmed Youcef aux coordonnées UTM suivantes : X = 633 869 et Y = 4 080 349 (Figure 4.1)

La digue, dont la hauteur est de l'ordre de 40-45 m, est destinée à la régularisation des eaux pour l'AEP et l'irrigation. La retenue normale occupe un plan d'eau sur une longueur de près de 5 km le long de la vallée principale de Sidi Ahmed Youcef et possède une capacité utile de 30 Mm<sup>3</sup>.

Les études actuelles font suite à une étude de faisabilité effectuée par le Bureau d'Etudes Geotecnia Projet et présentée en Septembre 1999.



Figure 4.1 (a)



Figure 4.1 (b)

Figure 4.1 : Situation géographique du site Sidi Khelifa

## 4.2. Géomorphologie

En remontant depuis son embouchure, l'oued Sidi Ahmed Youcef traverse deux ensembles morphologiques principaux.

D'abord, une basse plaine alluviale de 500 à 1000 mètres de large, orientée nord-est/sud-ouest, située en aval du projet de barrage (**Figure 4.2**).

Ensuite, une vallée plus étroite de 150 à 200 mètres, orientée nord-sud (**Figure 4.3**).

C'est dans cette vallée, près de sa jonction avec la basse plaine, que le barrage de Sidi Khelifa est projeté.

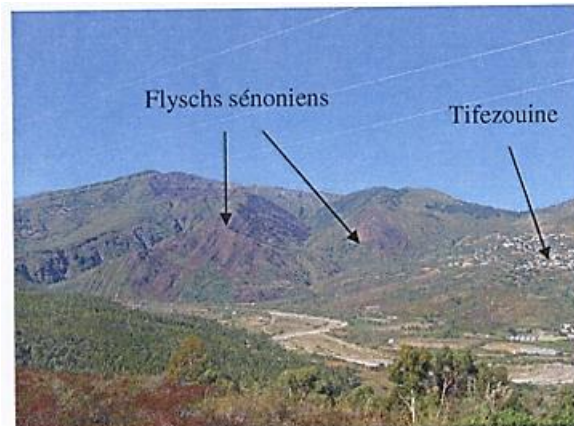


Figure 4.2 : Vallée de Sidi A Youcef, en aval de la cuvette [45]

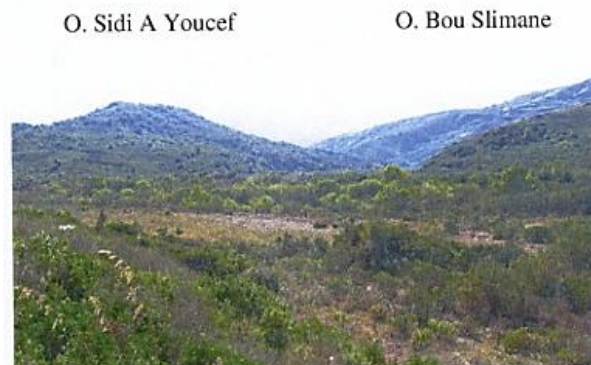


Figure 4.3 : Cuvette du barrage au niveau de la confluence Oued Sidi A Youcef – Oued Bou Slimane [45]

Les versants de la cuvette, couverts de maquis, présentent des pentes régulières de 25 à 30 %. Les crêtes du bassin versant dominent les fonds de vallées, atteignant une altitude de 600 à 800 mètres.

Le réseau hydrographique de la région comprend l'Oued Tamda ou Koufi (OTK) à écoulement sud-nord, l'Oued Bou Slimane (OBS) à écoulement sud-ouest/nord-est, et l'Oued Sidi Ahmed Youcef (OSAY) à écoulement sud-nord, également appelé oued el Hammam dans les cartes récentes. De plus, il y a quelques thalwegs encaissés, principalement sur la rive droite, notamment Acif El Merdj et Ighzer Djefal.

La majeure partie des versants de l'Oued Sidi Ahmed Youcef est composée de roches gréso-pélitiques<sup>10</sup>, facilement érodables, ce qui a entraîné l'accumulation de colluvions argilograveleuses au bas des versants. Des cônes de déjection anciens se sont formés au pied des thalwegs, avec des pentes douces de 10 à 15 %. Le plus grand cône se trouve en aval de la cuvette, sur la rive gauche de l'oued, et les appuis rive gauche des variantes de retenue y sont projetés.

Le lit majeur de l'oued Sidi Ahmed Youcef, large de 200 à 350 mètres, comprend une terrasse alluviale étroite et cultivée, surélevée de 2 à 3 mètres par rapport au lit mineur. En aval de sa confluence avec l'oued Bou Slimane, le lit mineur présente deux sections : une principale avec de gros blocs pour les débits courants, et une secondaire utilisée lors des grandes crues, avec des alluvions plus fines.

Le lit majeur de l'oued Bou Slimane, encombré de broussailles, est plus étroit (100 à 150 mètres) que celui de l'oued Sidi Ahmed Youcef, mais présente la même structure : une terrasse alluviale limoneuse avec des galets et du sable dans le lit mineur. Ce dispositif reflète la violence des crues de ces cours d'eau.

### 4.3. Géologie

Les massifs côtiers de la région d'Azefoun à Azazga, en passant par Ait Rahouna et Cap Sigli, sont constitués de terrains allochtones de type flysch, parfois recouverts par des terrains argilo-gréseux numidiens. Ces flyschs, massyliens et maurétaniens, sont situés au nord de la chaîne calcaire du Djurdjura et présentent une structure tectonique complexe en raison de leur fragilité et de leur mode de formation (charriage, écaillage, plissement). La complexité est encore accentuée dans la cuvette du barrage de Sidi Khélifa par la dense végétation et les recouvrements superficiels qui masquent les flyschs. Lors de la réalisation de la carte géologique à l'échelle 1/5000ème, les recouvrements quaternaires peu épais ont été ignorés pour faciliter la lecture de la carte.

---

<sup>10</sup> « Le terme « gréso-pélite » est utilisé en géologie pour décrire une roche sédimentaire mixte. Cette roche est formée par l'association de deux types de matériaux : le grès et la pélite.

Le grès est une roche composée essentiellement de grains de sable agglomérés par un ciment naturel, souvent siliceux ou calcaire. La pélite, quant à elle, désigne des roches argileuses ou schisteuses, constituées de particules fines inférieures à 0,0625 mm» D'après le dictionnaire La Langue Française [46]

La série stratigraphique observée dans la région est, de la base vers le sommet, composée des éléments suivants :

- Le flysch massylien, de nature quartzito-pélitique, datant du Crétacé.
- Le flysch maurétanien, composé de matériaux grésos-pélitiques et calcaro-gréseux, datant du Crétacé-Éocène.
- Des grès du Numidien.
- Des éboulis de grès numidiens.
- Des colluvions et cônes de déjection.
- Des terrasses alluviales.

#### 4.3.1. Flyshs

L'identification de la série stratigraphique des flyschs est difficile en raison de leur structure tectonique complexe, dissimulée par des terrains de couverture et une végétation dense. Ces flyschs apparaissent de façon discontinue le long des talus des pistes agricoles et des berges de l'oued Sidi Ahmed Youcef (OSAY). On distingue principalement deux formations : les flyschs massylien et maurétanien.

##### 4.3.1.1. Flyshs massyliens

Le flysch massylien affleure principalement sur le versant rive droite de l'oued Sidi Ahmed Youcef (OSAY). Une coupe le long de la piste menant de la RN 24 à la première variante de retenue montre une alternance de grès quartzitique et de pélites d'âge crétacé inférieur (**Figure 4.4**), un niveau de quartzite vert-bouteille (albien moyen), et des calcaires gréseux dans des marnes (**Figure 4.5**) (vraconien). Les termes supérieurs de la série massylienne sont masqués par un glissement de terrain, mais affleurent plus au sud le long d'une autre piste, avec des bancs gréseux et des marnes jaunes du Crétacé supérieur (Sénonien)



Figure 4.4 : Flysh massylien, albo-aptien : alternance de grès, quartzites et pelites sombres.  
Rive droite de l'oued Sidi A Youcef [45]



Figure 4.5 : Flysch massylien sénonien à microbrèche (mB), marnes (M) et calcaires (C) [45]



Figure 4.6 : Miroir de faille décrochant sénestre, remontant localement les flyschs massyliens. Rive gauche de l'oued Sidi A Youcef entre les appuis des 1ère et 2ème variantes de retenue [45]

#### 4.3.1.2. Flyschs maurétaniens

La série stratigraphique du flysch maurétanien dans la région, allant du Crétacé inférieur au Miocène inférieur, atteint plus de 800m d'épaisseur. Dans la cuvette du barrage de Sidi Khelifa, elle est partiellement visible sur la rive gauche de l'oued Sidi Ahmed Youcef (OSAY).

Les principales unités observées sont :

- Unité sénonienne : Forme un talus abrupt sur la rive gauche avec des bancs gréseux et pélitiques, et une structure monoclinale renversée.
- Unité paléocène : Présente des argilites rouges et verdâtres avec des niveaux gréseux, visibles sur le versant sud d'un grand thalweg.
- Unité lutétienne : Affleure sur 50m le long de la rive gauche avec des bancs de grès et des pélites contenant des galets et des éléments calcaires.

Des argilites jaunâtres apparaissent localement à la fin de la piste menant de la RN24 au premier site.

### 4.3.2. Grès numidiens

Dans la région du barrage, on ne voit pas beaucoup les roches gréseuses datant de l'oligocène supérieur à l'aquitainien, sauf à un endroit près du village d'Igoudjdane. Mais les grès numidiens recouvrent une grande partie du massif au nord-ouest de la cuvette, vers Azeffoun. En sortant d'Azeffoun vers l'est, on peut voir une grosse couche de grès d'environ 10 mètres d'épaisseur au-dessus de couches de sable et de grès argileux. Ce grès repose de façon inhabituelle sur les roches flyschs datant du crétacé.

### 4.3.3. Eboulis de grès numidiens

Au niveau de la troisième variante de la digue, le versant rive droite présente quelques gros blocs de grès dispersés. Ces débris sont issus de l'érosion des olistolithes numidiens, en particulier ceux du village d'Igoudjdane. Les plus gros blocs reposent sur les flyschs massyliens qui affleurent partiellement et occupent la surface du terrain d'appui rive droite de la troisième variante.

### 4.3.4. Colluvions argilo-graveleuses

Les colluvions, formées par l'érosion du substratum flysch, recouvrent la plupart des pentes de la cuvette. Elles sont composées de matériaux argilo-graveleux déposés le long des versants, avec des épaisseurs variables, généralement de 2 à 4 mètres au pied des versants et dans les creux, et de 1 à 2 mètres sur les reliefs. Sur la rive gauche de l'oued Sidi Ahmed Youcef, entre les cours d'eau Acif El Merdj et Ighzer Djefal, quelques zones de faible pente présentent des colluvions limoneuses de couleur ocre. Ces colluvions sont recouvertes par un sol superficiel, et d'une végétation dense de type maquis, à l'exception de quelques zones plus dénudées.

### 4.3.5. Cônes de déjection

La plupart des fonds de vallées, profondément encaissés, présentent des cônes de déjection localisés, partiellement érodés par l'action des rivières (**Figure 4.7**). Le cône le plus remarquable, en termes de taille, se trouve sur la rive gauche de l'oued Sidi Ahmed Youcef, dans la partie basse de la cuvette. Son talus vertical, taillé par l'érosion de la rivière, révèle plus de 5 mètres d'épaisseur de graviers composés principalement d'éléments anguleux de taille décimétrique, mélangés avec une petite quantité de limon. À la base du cône, on peut voir quelques roches du substratum flysch maurétanien près du lit de la rivière. C'est à côté de ce grand cône, large de plus de 200 mètres, que sont prévus les appuis des deux premières variantes de retenue du côté gauche de la rivière.



Figure 4.7 : Cône de déjection graveleux dans une matrice limoneuse. Ighzer Djefal vers l'amont de la cuvette [45]

#### 4.3.6. Terrasses alluviales

Il y a trois terrasses alluviales distinguées par leur âge et leur altitude par rapport au lit de la rivière. Les deux premières, plus anciennes, ont de petits morceaux de blocs gréseux collés aux flyschs et aux colluvions, à des hauteurs de 5 et 15 mètres au-dessus du lit de la rivière. La troisième, plus récente et plus étendue, se trouve entre 2 à 3 mètres au-dessus du lit de la rivière, couvrant toutes les surfaces plates dans la cuvette et la plaine côtière. Les berges de la rivière présentent une séquence homogène de limons sableux sur lesquels sont cultivées des cultures vivrières, et des alluvions grossières composées principalement de blocs et de galets gréseux avec une faible proportion de sable, d'une épaisseur visible de 2 à 3 mètres (**Figure 4.8**) et (**Figure 4.9**).



Figure 4.8 : Terrasses alluviale dans la cuvette. Matériaux de recharge, limoneux et graveleux [45]



Figure 4.9 : Sables, galets et gravier dans le lit mineur de l'oued Sidi A Youcef, dans la plaine littorale, en aval de la cuvette. Matériaux pour béton [45]

#### 4.3.7. Alluvions actuelles

Les alluvions dans le lit de la rivière sont principalement des gros blocs arrondis, mesurant entre 20 et 50 cm de diamètre, avec quelques zones de sables grossiers. Ces blocs, principalement gréseux et parfois quartzitiques, sont moins souvent calcaires. En aval de la cuvette et le long des sections secondaires de la rivière, les alluvions deviennent légèrement plus fines, avec des galets et des blocs plus petits, accompagnés d'une proportion plus élevée de sable grossier (Figure 4.10). Cette taille de grain grossière témoigne de la force des crues de la rivière et de sa capacité à transporter des matériaux jusqu'à son embouchure.



Figure 4.10 : Talus de la terrasse alluvial du lit majeur de l'oued Sidi A Youcef, en aval de la cuvette, montrant : des limons sableux superficiels (L), des galets gréseux plus épais, à la base (G). GI : Galets essentiellement gréseux, du lit mineur [45]

#### 4.4. Tectonique

Les flyschs nord-kabyles se sont formés à cause de mouvements complexes de la croûte terrestre au début du Miocène. Le bassin nord-kabyle s'est ouvert à la fin de l'Oligocène, suivi par le dépôt de roches de conglomérats. Ensuite, des couches de roches appelées silixites ont été déposées dans la région. Les roches du flysch ont commencé à se déplacer depuis le sud, avec des formations successives de différents types de roches. Plus tard, la région a subi des mouvements qui ont créé des bassins et des plis dans la roche, affectant sa forme. Ces mouvements se sont poursuivis plus doucement jusqu'à aujourd'hui.

#### 4.5. Stabilité des versants

Dans l'ensemble, les pentes des versants autour de la cuvette du barrage semblent stables, avec quelques exceptions. Par exemple, les zones de solifluxion mentionnées dans l'étude de faisabilité sur la rive gauche de la rivière OSAY ne présentent aucun signe évident de ce phénomène, malgré leur végétation dense. De même, le glissement signalé sur la rive droite en aval de la première variante ne semble pas être confirmé par la qualité des affleurements. La campagne d'investigation des sols en cours nous permettra de mieux comprendre ces observations.

- Un glissement de terrain a été repéré près de l'appui rive droite de la première variante, là où une galerie de dérivation provisoire est envisagée (**Figure 4.11**). Ce glissement, caché par la végétation dense, montre une forme ondulée observable depuis le versant rive gauche de la rivière OSAY. En termes de roches, la base du glissement est constituée d'un flysch massylien chaotique (**Figure 4.12**), avec des fractures réouvertes. Actuellement actif, ce glissement couvre une zone d'environ 3 hectares.



Figure 4.11 : Glissement de terrain (G) au droit de la galerie de dérivation sur la 1<sup>ère</sup> variante de la retenue [45]

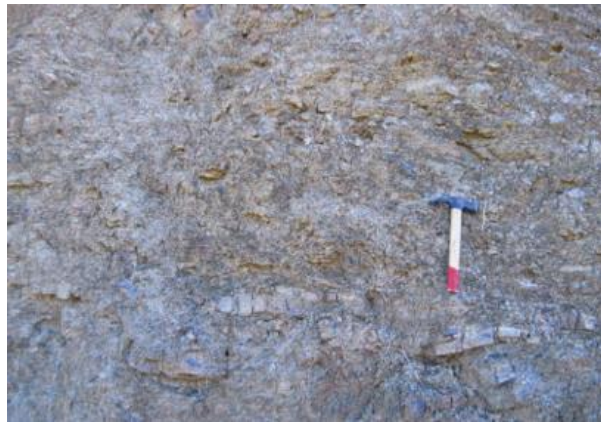


Figure 4.12 : Flysch massylien chaotique formant la masse glissée [45]

- Un deuxième glissement de terrain a été repéré près du village d'Alt Ali oul Mehdi, environ 300 mètres en amont de l'appui rive droite de la première variante. Ce glissement couvre une surface beaucoup plus grande, environ 20 hectares, et se caractérise par un replat cultivé à son sommet et un bourrelet érodé en bas, surplombant la vallée de la rivière OSAY. Il semble ancien et stable dans les conditions naturelles actuelles, mais toute modification humaine, comme la saturation par les eaux du barrage, pourrait le rendre instable et poser un risque pour la stabilité de la structure (Figure 4.13).



Figure 4.13 : Grand glissement de terrain (G), ancien, localisé en rive droite de l'oued Sidi A Youcef, en amont immédiat de la 1<sup>ère</sup> variante de retenue [45]

- Un troisième glissement de terrain a été repéré en amont de la cuvette, sur la rive gauche de l'oued Tamda Ou Koufi. Il se compose de deux ruptures de talus adjacentes, impliquant des masses de terrain colluvial. Ce glissement, plus petit que les deux précédents, couvre une superficie de 7000 mètres carrés et ne semble pas représenter une menace majeure pour le barrage.

#### 4.6. Type du barrage

3 options sont considérées pour le type du barrage :

- Barrage en terre avec un noyau argileux.
- Barrage à masque amont en béton armé
- Barrage à masque amont en béton bitumineux.

Du fait de la compressibilité de la fondation du barrage.

- Un barrage en terre avec un noyau argileux s'avère le type le plus adapté aux conditions de la fondation mais présente l'inconvénient principal de l'éloignement de la zone d'emprunt de l'argile située à une distance d'environ 20km du site du barrage.
- Les barrages à masque amont présentent l'inconvénient de l'effet des terrassements différentiels sur les différents types de joints dans la fondation compressible et dans le masque lui-même. Le masque en béton est plus sensible à ces effets que le masque en béton bitumineux.

#### 4.7. Détails du barrage

La géométrie du barrage a été choisie de façon à satisfaire les deux critères de : stabilité et de dimensionnement économique. Ainsi, le barrage est prévu d'être constitué de le remblai zoné à noyau argileux. Il est conçu avec un drain cheminé en aval et un tapis drainant horizontal sous la recharge aval. Le noyau argileux est divisé en deux zones : 1A et 1B. Le matériau le plus hétérogène (1B), provenant des argiles locales, est utilisé dans la partie supérieure où les gradients hydrauliques sont plus faibles. Un filtre de sable protège le noyau argileux en aval. La recharge aval est composée des alluvions du lit majeur. La recharge amont comprend un triangle de vidange avec des alluvions sélectionnés drainants et des blocs de la recharge interne en alluvions.

La protection de la recharge aval est assurée par une couche de gravier propre de 0,5 m d'épaisseur, séparée des alluvions de la recharge par une transition de gravier sableux. Pour la recharge amont, la protection comprend une succession de couches : d'abord une transition et une assise de roche fine concassée de 0,5 m d'épaisseur, suivie par 1,5 m de riprap.

Le batardeau amont est composé de matériau granulaire alluvial sélectionné, avec un noyau en argile côté amont, protégé successivement par un filtre de sable, une transition de gravier sableux, une couche de transition et d'assise, et un riprap. De plus, une tranchée parafouille est prévue sous le noyau de la digue principale, de manière à ce que la base de la galerie d'injection soit encastrée dans le substratum de flysch.

#### **4.8. Matériaux de construction**

La variété des roches présentes dans la cuvette du barrage et la plaine côtière offre une estimation des formations pouvant être utilisées comme matériaux de construction, en supposant que l'ouvrage sera construit en remblai.

Les colluvions argileuses ont été investiguées en aval du barrage, d'épaisseur moyenne de 1,1 m sous une couverture moyenne de terre végétale de 0,3m. La majorité de l'argile de cette zone peut être considérée comme CL (argile de faible plasticité selon la classification USCS). L'investigation de cette zone ayant fourni des conditions hétérogènes (Les sept puits investigués présentent une hétérogénéité dans l'argile ; celle-ci se transformant à partir 1-2 m de profondeur en pélites, sables et graviers à matrice argileuses, ou en argile à fréquents graviers et éléments de flysch. Ces matériaux ne sont pas exploitables d'une manière économique et pratique pour former un noyau argileux homogène pour les raisons suivantes :

- Les zones d'argiles prospectées durant l'étude de faisabilité correspondent à des entités séparées.
- Leur exploitation endommagerait l'activité agricole en aval du barrage.
- L'extraction des matériaux fins requiert un travail artisanal parce qu'elles sont intercalées avec des sables et graviers.
- La granulométrie des échantillons prélevés est hétérogène.

Afin d'assurer un matériau argileux pour le corps du noyau, on est orienté vers la recherche de matériaux fins dans des sites en dehors de la cuvette. Deux formations géologiques ont été considérées suite à cette recherche :

- Les marnes grises miocènes du bassin d'Azazga.
- Les colluvions argileuses (glacis) des bas piémonts de Mlata.

Les marnes d'Azazga sont trop éloignées du site (situées à 35-40 km). Par suite, cette zone a été éliminée, et l'investigation s'est concentrée sur la zone d'argile de Mlata qu'est située à environ 20 km du barrage. Une épaisseur d'argile moyenne de 3,9m a été obtenue dans les puits de reconnaissance sous une couverture de terre végétale d'une épaisseur moyenne de 0,5m.

La majorité de l'argile de cette zone peut être considérée comme CH (argile de haute plasticité), et peut être exploitée, mais avec des précautions durant le stockage et la mise en place à cause de la plasticité élevée. Les colluvions argileuses de site de barrage, étant hétérogènes, comme indiqué ci-dessus, ne pourront être utilisées que dans la partie supérieure du noyau où les gradients hydrauliques sont moins critiques qu'à la base du noyau.

L'argile de Mlata, par contre, présente les garanties d'homogénéité et de qualité pour son incorporation dans le noyau (**Table 4.1**).

Table 4.1 : Caractéristiques des matériaux argileux

	<b>Le site du barrage</b>	<b>Zone de Mlata</b>
Limite de liquidité	55,5%	57,4%
Limite de plasticité	27,6%	28,7%
La granulométrie	Le pourcentage des fines (particules inférieurs à 80 $\mu$ m) compris entre 20% et 84%	Le pourcentage des fines (particules inférieurs à 80 $\mu$ m) compris entre 37% et 94%
Densité sèche maximale	16 kN/m <sup>3</sup>	17 kN/m <sup>3</sup>
Teneur en eau optimale	18,8%	14,8%

En vue de l'imperméabilité de noyau, il est généralement recommande l'usage d'un matériau d'une perméabilité de l'ordre inférieur à  $10^{-7}$  m/s. Les valeurs de perméabilité mesurées sont largement en dessous de cette valeur et varient entre  $0,1 \times 10^{-8}$  et  $2,2 \times 10^{-8}$  cm/s, avec une moyenne de  $1 \times 10^{-8}$  cm/s.

#### 4.8.1. Matériaux de recharge

Deux types de roches peuvent être choisis pour revêtir les parties amont et aval de la digue :

- Les terrasses alluviales dans la cuvette du barrage sont riches en alluvions grossières, avec des blocs et des galets dans une matrice sablo-limoneuse. Elles peuvent être exploitées le long des cours d'eau OSAY et OBS pour fournir des matériaux de construction. Les terrasses similaires dans la plaine côtière, en aval de l'ouvrage, pourraient également être utilisées en appoint.
- Les colluvions et cônes de déjection, constitués de débris anguleux de flyschs, sont enveloppés dans une matrice argilo-limoneuse. Ils se trouvent au pied des versants de la cuvette et de la plaine côtière.

Les flyschs quartzito-pélitiques albo-aptiens, abondants en aval de la cuvette et sur la rive droite de OSAY, pourraient être utilisés comme matériaux de recharge. Composés de bancs de grès et de quartzites fracturés, alternant avec des pélites, ils peuvent être excavés à la pelle mécanique.

#### 4.8.2. Matériaux pour l'enrochement et le rip rap

Les matériaux pour les enrochements et le riprap peuvent être obtenus soit à partir des gros blocs alluvionnaires en amont du barrage, soit en exploitant des sites où la roche affleure.

Les gros blocs alluvionnaires, principalement composés de grès dur et souvent de quartzite, sont largement présents dans le lit mineur de OSAY à travers toute la cuvette. Leur utilisation pour les enrochements et le riprap est envisageable. Les petits galets et blocs dispersés dans la plaine côtière peuvent être utilisés pour le gabionnage. Les quantités disponibles sont suffisantes.

#### 4.8.3. Matériaux pour le béton

Les gros blocs alluvionnaires de la cuvette peuvent être utilisés pour faire du béton après concassage, mais leur dureté nécessite des équipements spécifiques comme des concasseurs. Les alluvions fines sont rares dans la cuvette et donc difficilement exploitables. En revanche, les sables sont plus abondants dans la partie littorale de la plaine côtière en aval de la RN24.

#### 4.8.4. Matériaux fins pour le noyau

Les matériaux fins nécessaires pour le noyau de la digue sont peu abondants dans la région. Les terrasses alluviales dans la cuvette ne fournissent qu'une mince couche de matériaux

fins, tandis que les coupes dans les puits réalisés montrent des horizons fins peu homogènes et peu épais. Contrairement aux estimations précédentes, les réserves de matériaux fins alluvionnaires sont limitées et leur exploitation risquerait de perturber l'activité agricole locale. Les recherches de matériaux argileux dans la cuvette et ses environs n'ont pas été fructueuses.

Une prospection plus éloignée a été entreprise, menant à la découverte de colluvions argileuses dans la région de Mlata. Ces colluvions, estimées à une quantité suffisante pour la construction du noyau, sont géologiquement adaptées et leur exploitation pourrait être réalisée avec peu d'impact sur l'environnement local.

## 4.9. Caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques géotechniques des matériaux utilisés sont présentées ci-dessous [45] :

### 4.9.1. Module de Young E à court terme (non drainée)

Les valeurs du module de Young (E) à court terme sont données dans le tableau (**Table 4.2**) :

Table 4.2 : Modules de Young (E) à court terme

Matériaux	Module de Young E (MPa)
Colluvions	32
Alluvions	45
Flyschs altérés	90 - 110
Flyschs non altérés	194,4 soit 200

Le module de Young des flyschs altérés est proche de la moyenne entre le module de Young des flyschs non altérés et le module de Young des colluvions. En effet, vu que les colluvions sont le produit complet de l'altération des flyschs, les caractéristiques de résistance des flyschs altérés seront situées entre celles des colluvions et celles des flyschs non altérés.

#### 4.9.2. Module de Young E à long terme (drainée)

Les valeurs du module de Young (E) à long terme sont présentées dans le (Table 4.3).

Table 4.3 : Modules de Young (E) à long terme

Matériaux	Module de Young E (MPa)
Colluvions	25,6
Alluvions	45
Flyshs altérés	75
Flyschs non altérés	160 arrondie 150

Les modules de Young à long terme sont plus petits de l'ordre 0,8 fois les modules à court terme. Pour les flyschs non altérés, le module de déformation à long terme est égal à  $0,8 \times 200 \text{ MPa} = 160 \text{ MPa}$ , valeur qui est arrondie à 150 MPa.

Pour les alluvions, un module de déformation de 45 MPa est adopté, ce module étant le même à long et à court terme, dû à la nature granulaire des alluvions qui leur confère un comportement drainé.

#### 4.9.3. Classification RMR du substratum de Flysch

Cette méthode, désignée par RMR (Rock Mass Rating), consiste à évaluer un indice RMR indiquant l'état de fracturation de la roche. Il dépend de la résistance à la compression, de la valeur RQD (Rock Quality Designation), de l'espacement, de l'orientation et de la rugosité des discontinuités et des conditions de la nappe phréatique.

Les valeurs de RMR pour les flyschs altérés et les flyschs non altérés sont présentées dans les tableaux ( Table 4.4a) et ( Table 4.4b)

Table 4.4 : Calcul des indices RMR pour les flyschs non altérés et altéré

a)		b)	
Flysch altéré		Flysch non altéré	
Paramètre	Evaluation	Paramètre	Evaluation
Résistance à la compression	2	Résistance à la compression	2
R.Q.D	3	R.Q.D	3
Espacement des discontinuités	5	Espacement des discontinuités	8
Condition des discontinuités (Total des évaluations 1 à 5)	13	Condition des discontinuités (Total des évaluations 1 à 5)	21
1 – persistance	4	1 – persistance	4
2 – ouverture	1	2 – ouverture	5
3 – rugosité	2	3 – rugosité	2
4 – matériau de remplissage	2	4 – matériau de remplissage	4
5 – état d'altération	1	5 – état d'altération	3
Eau souterraine	7	Eau souterraine	7
Orientation des discontinuités	-5	Orientation des discontinuités	-5
<b>RMR</b>	<b>22</b>	<b>RMR</b>	<b>33</b>

Le table 4.4 donne les valeurs 22 et 23 respectivement pour les flyschs altérés et non altérés, classant le substratum comme roche de qualité médiocre (classe IV), et correspondant ainsi aux résultats de la classification basée sur la résistance à la compression simple, selon laquelle le substratum est classé comme roche très tendre à tendre.

Le RMR repose sur des méthodes quantitatives, résultats d'essais et sur la mesure de dimensions physiques, tandis que l'indice GSI consiste en une description qualitative de la qualité de la roche. Les deux méthodes présentent une classification différente des roches. D'autre part, la corrélation usuelle du GSI à partir du RMR s'est avérée peu fiable pour les roches médiocres (Référence : « Practical Rock Engineering, E Hoek, Roclab »).

#### 4.9.4. Paramètres de résistance au cisaillement de la fondation

Des essais de cisaillement directs à la boîte de Casagrande ont été effectués sur 5 échantillons, dont 2 de colluvions, 2 de flyschs maurétaniens altérés et 1 de flysch maurétanien non altéré.

Ces essais ont été effectués dans des conditions :

- Non consolidées non drainées (UU)
- Consolidées non drainées (CU)
- Consolidées drainée (CD)

Les résultats sont présentés dans le **(Table 4.5)** (colluvions) et le **(Table 4.6)** (flysch).

Table 4.5 : Résultats des résultats des essais de cisaillement directs pour les colluvions

Angle de frottement UU apparent (°)	Cohésion UU apparent (Bars)
10,75	1,51
4,30	2,02

Pour les valeurs de l'angle de frottement apparent, elles varient entre 4,3° et 10,75° avec une valeur moyenne de 7,5° ; alors que les valeurs de la cohésion apparente UU varient entre 1,51 et 2,02 bars, avec une valeur moyenne de 1,77 bars.

Table 4.6 : Récapitulation des résultats des essais de cisaillement directs pour les flyschs

	Angle de frottement CU non drainé (°)	Cohésion CU non drainée (Bars)	Angle de frottement CD effectif (°)	Cohésion CD effective (bars)
<b>Flysch altéré</b>	14,91	1,52	-	-
	16,95	1,45	-	-
<b>Flysch non altéré</b>	-	-	40,30	0,36

Pour les flyschs altérés, des essais de cisaillement consolidés non drainés ont été effectués sur deux échantillons. La valeur de l'angle de frottement CU non drainé varie entre 14,91° et 16,95° avec une valeur moyenne de 15,93°, alors que la valeur de la cohésion non drainée CU varie entre 1,45 et 1,52 bars avec une valeur moyenne de 1,49 bar.

Pour le flyschs non altérés, un seul essai de cisaillement consolidé drainé a été effectué. La valeur obtenue pour l'angle de frottement effectif CD est de 40,30° et la valeur obtenue pour la cohésion effective CD est de 0,36 bar.

Pour les analyses à court terme, les paramètres de résistance non drainés sont adoptés. Il est à noter que les cohésions obtenues à partir des essais de cisaillement directs à la boîte sont généralement surestimées [47]. Ainsi pour les flyschs, les paramètres de résistance non-drainés correspondant à la classe IV de Bieniawski (1989) [48].

En effet, la cohésion non drainée est de 1,45-1,52 bar, soit 145-152 kPa inscrit dans la plage 100-200 kPa de valeurs déterminées par la méthode de Bieniawski et l'angle de frottement non drainé est de 14,91°-16,95°, inscrit dans la plage 15°-25° de valeurs déterminées par la même méthode.

En se basant sur les indices RMR obtenus respectivement pour l'unité supérieure et l'unité inférieure du flysch, les valeurs suivantes sont recommandées :

- **Flysch altéré** : cohésion non drainée est de 100 kPa et angle de frottement non drainé est de 15°. Il faut noter que la cohésion non drainée adoptée est inférieure aux valeurs obtenues à partir des essais de cisaillement CU, alors que l'angle de frottement non drainé adopté est très proche des valeurs obtenues par l'essai.
- **Flysch non altéré** : cohésion non drainée est de 120 kPa et angle de frottement non drainé varient entre 19° et 25°. La valeur de 19° est adoptée pour les analyses superficielles, telles que l'excavation de l'évacuateur de crue, caractérisée par la présence du contact anormal entre le flysch maurétanien et le flysch massylien. Une augmentation avec la profondeur est adoptée pour l'excavation plus profonde, jusqu'à atteindre la valeur de 25° telle que celle du tunnel de dérivation.
- **Colluvion** : cohésion non drainée est de 50 kPa et angle de frottement non drainée est de 10°.
- **Alluvions** : Ils sont caractérisés par leur comportement drainé., vue leur nature granulaire et part des paramètres de résistance drainés (effectifs) à court et à long terme. De plus les matériaux granulaires possèdent généralement des cohésions négligeables. Par suite, un angle de frottement drainé de 35° peut être adopté pour les alluvions, avec une cohésion nulle.

#### 4.9.5. Résultats de tous essais

Les valeurs recommandées à partir des résultats de tous les essais effectués in situ et en laboratoire peuvent être résumées dans le tableau (**Table 4.6**) pour les matériaux de la fondation (colluvions, alluvions, flyschs altérés et flyschs non altérés)

Table 4.7 : Paramètres géotechnique des matériaux de la fondation

	Colluvions	Alluvions	Flysch altéré	Flysch non altéré
<b>R.Q.D (%)</b>	-	-	Maurétanien : 25	Maurétanien : 34
	-	-	Massylien : 29	
<b>Taux de récupération (%)</b>	-	-	88	92
<b>Indice de plasticité (%)</b>	23,3	-	14,1	14,8
<b>Limite de liquidité (%)</b>	47,6	-	33	33,6
<b>Teneur en eau (%)</b>	11	0,65	4,4	2,11
<b>Densité apparente (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,1	1,9	2,4	2,5
<b>Densité sèche (g/cm<sup>3</sup>)</b>	-	-	2,56	
<b>Résistance à la compression simple*</b>	-	-	5,4	
<b>Résistance à la traction*</b>	-	-	1,11 – 1,12	
<b>Module pressiométrique (bars)</b>	242	-	2926**	1553
<b>Pression limite (essai pressiométrique) (bars)</b>	18	-	17**	64
<b>Frottement latéral ultime (MPa)</b>	0,1	-	0,15	0,225
<b>Module de déformation à court terme</b>	32	45	90 - 110	200
<b>Module de déformation à long terme (MPa)</b>	26	45	75	150
<b>Indice RMR</b>	-	-	22	33
<b>Cohésion non drainée (kPa)</b>	50	0 - 5	100	120
<b>Angle de frottement non drainé (°)</b>	10	35	15	Evacuateur : 19 Tunnel : 25
<b>Cohésion effective (état résiduel et ramolli) (kpa)</b>	5	0 - 5	10	25
<b>Angle de frottement effectif résiduel (°)</b>	17	35	19	23
<b>Angle de frottement effectif ramolli (°)</b>	26	35	Tunnel : 25 Portail : 27	Tunnel : 28 Portail : 31

Echantillon intact (\*)

Moyenne non représentative (\*\*)

#### 4.10. Stabilité du barrage

Comme expliqué auparavant, le barrage est formé d'un remblai zoné avec un noyau argileux (zones 1A et 1B) symétrique muni à l'aval d'un drain cheminé et d'un tapis horizontal drainant (zone 2 - zone 3 - zone 2). Le noyau argileux est entouré dont le matériau de remblayage est formé des alluvions de l'oued (zone 5). Pour la recharge amont, les matériaux de remblai prévus entre le parement amont et le noyau sont constitués respectivement d'un triangle de vidange formé de tout-venants alluvionnaires sélectionnés drainants (zone 4) puis d'alluvions de l'oued (zone 5). Des enrochements de protection (zone 7 pour le niveau supérieur et zone 7B pour le batardeau), y compris des couches de transition appropriées, sont prévues pour protéger le parement amont. Le talus aval est protégé par une couche de gravier (zone 6) séparée des matériaux de recharge par une transition en gravier sableux (zone 8).

La correspondance entre ces zones du barrage et les différentes zones d'emprunts prospectées durant l'investigation géotechnique est présentée dans le (**Table 4.8**) suivant :

Table 4.8 : Correspondance entre les zones du barrage et les zones d'emprunts prospectées

Zones – Matériaux	Provenance
1A	Mlata
1B	Zone d'emprunt 6 (locale)
2/3 – Tapis drainant	Alluvions du lit mineur
3 - Transition de gravier sableux sélectionné	Alluvions du lit mineur
4 – Gravier drainant	Alluvions du lit mineur
5 – Tout- venant alluvionnaire	Alluvions du lit mineur
6 – Protection aval	Alluvions du lit mineur
7 – Enrochement	Tigrine
7/7A – Protection amont	Tigrine
8 – Protection aval	Alluvions du lit mineur

Des analyses de stabilité ont été entreprises en vue de déterminer la géométrie optimale et le mécanisme potentiel de rupture. Ces analyses de stabilité ont été effectuées à l'aide du logiciel « SLOPE/W » de « Geo-Slope International » pour différentes sections passant à travers le lit de l'oued et les rives droite et gauche [45].

#### 4.10.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les propriétés mécaniques du sol de fondation sont obtenues à partir de l'interprétation des essais de laboratoires, réalisés dans le cadre d'investigation géotechniques. Les tableaux (Table 4.9) et (Table 4.10) résument les paramètres géotechniques retenus dans les calculs pour les matériaux et la fondation du barrage.

Table 4.9 : Paramètres géotechniques des matériaux du barrage

Matériaux	Densité apparente (kN/m <sup>3</sup> )	Cohésion effective (kN/m <sup>3</sup> )	Angle de frottement effectif (°)
1A – Argile	19,5	5	25
1B – Argile	19	5	26
2/3 – Tapis drainant	19	0	36
3 – Transition de gravier sableux sélectionné	20	0	35
4 – Gravier drainant	20	0	36
5 – Tout-venant alluvionnaire	20	0	34
6 – Protection aval	20	0	37
7- Enrochement	20	0	38
7/7A – Protection amont	20	0	37

Les angles de frottement effectifs et les densités apparentes des matériaux granulaires (zones 2 jusqu'à 8) sont des valeurs typiques caractéristiques de ces types de matériaux pour chaque taille de grains, puisque chaque zone du barrage correspond à une fraction de taille spécifique extraite des alluvions de l'oued, tels que les sables (Zone 2), les graviers (Zone 3), etc... Les cohésions effectives sont prises comme nulles pour les matériaux granulaires.

Quant aux matériaux argileux (zones 1A et 1B), les densités apparentes sont calculées à partir des essais Proctor normaux effectués durant l'investigation géotechnique des zones d'emprunts argileux de la première phase de l'avant-projet définitif (APD). En effet, une densité sèche maximale de 17 kN/m<sup>3</sup> et une teneur en eau optimale de 14,8% sont obtenues en moyenne à partir des échantillons prélevés de la zone de Mlata ; or la densité apparente est reliée à la densité sèche par (l'équation 4-1).

$$\text{Densité apparente} = (1 + \text{teneur en eau}) \times \text{densité sèche} \quad 4-1$$

En appliquant cette formule, on prévoit une densité apparente optimale de 19,5 kN/m<sup>3</sup> pour les argiles de la zone de Mlata, employés pour la zone 1A du barrage.

Pour la zone 1B du barrage, les essais Proctor effectués sur des échantillons prélevés de la zone d'emprunt 6 ont fournies en moyenne une densité sèche maximale de 16 kN/m<sup>3</sup> et une teneur en eau optimale de 18,8%. En appliquant la même formule, on obtient une densité apparente optimale de 19 kN/m<sup>3</sup>.

En ce qui concerne l'angle de frottement drainé des argiles, ceux-ci sont déduits à partir des indices de plasticité, selon la corrélation de M. Carter et S.P. Bently [49]. Un indice de plasticité moyen de 28,7% et de 27,6% est obtenu pour les zones de Mlata et 6 respectivement, impliquant un angle de frottement drainé de 25° pour la zone 1A du barrage, et de 26° pour la zone 1B.

Table 4.10 : Paramètres géotechniques de la fondation

<b>Matériaux</b>	<b>Densité apparente (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cohésion effective (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Angle de frottement effectif (°)</b>
<b>Alluvions</b>	19	0	35
<b>Colluvions</b>	21	5	17
<b>Flysch maurétanien altéré</b>	24	10	19
<b>Flysch maurétanien non altéré</b>	25	25	23
<b>Flysch massylien altéré</b>	24	10	19
<b>Flysch massylien non altéré</b>	25	25	23

#### 4.11. Paramètre sismique

Le barrage est situé dans une zone de sismicité modérée. Les accélérations horizontales de pointe du sol sont de 0,125g et 0,20g respectivement pour un SBE (Séisme de Base d'Exploitation) et un SMD (Séisme Maximal de Dimensionnement). L'analyse sismique pseudo-statique est adoptée pour l'étude de la stabilité du barrage [45]. Ainsi, le chargement sismique correspondant au SMD a été considéré, puisqu'il est le plus critique. Pour les analyses sismiques pseudo-statiques (SBE et SMD), la valeur du coefficient sismique horizontal est

égale à la moitié de l'accélération horizontale de base, tandis que le coefficient sismique vertical est égal à la moitié du coefficient sismique horizontal et vertical de 0,10g et 0,05g respectivement pour le séisme SMD.

#### 4.12. Hydrogéologie (perméabilité et injections)

Les essais de perméabilité Lugeon réalisés dans l'assise du barrage indiquent que le flysch devient faiblement perméable (moins de 5 UL<sup>11</sup>) à partir d'une profondeur d'environ 20 m en rive gauche, 38 m au fond de l'oued, et 12 m en rive droite. Dans les couches supérieures, principalement constituées de colluvions et de flysch altérés, les perméabilités varient, bien que des débits importants soient rares. Quelques phénomènes de claquage sous faible pression ont également été observés (**Table 4.11**).

Table 4.11 : Perméabilités retenues pour le substratum de flysch pour le calcul de l'ANBT

	En rive gauche	En rive droite	Au fond de l'oued
<b>Horizons supérieurs perméables</b>	$1,1 \times 10^{-4}$ cm/s	$8,7 \times 10^{-5}$ cm/s	$3,1 \times 10^{-4}$ cm/s
<b>Partie inférieure de faible perméabilité</b>	$2,5 \times 10^{-5}$ cm/s	$0,9 \times 10^{-5}$ cm/s	$1,2 \times 10^{-5}$ cm/s

Quant à la couverture alluviale de l'oued, les essais Lefranc effectués sur des échantillons ne présentent pas le comportement global prévu pour les alluvions, et des valeurs typiques de perméabilité, variant entre  $10^{-4}$  m/s et  $2 \times 10^{-3}$  m/s sont recommandées. Les colluvions seront excavées jusqu'à 3 m de profondeur sous les recharges amont et aval, et une parafouille-clé sera excavée de façon que la galerie d'injection soit totalement ou partiellement encastrée dans le flysch.

Un rideau d'injection est prévu sous le batardeau amont du barrage afin de minimiser les venues d'eau par infiltration durant l'excavation de la tranchée parafouille.

<sup>11</sup> UL désigne unité Lugeon. Elle correspond à l'absorption de 1 litre d'eau par mètre de forage et par minute sous une pression constante de 1 MPa (10 bars). L'unité Lugeon est souvent assimilée à une perméabilité de  $10^{-7}$  m/s.

Pour assurer l'imperméabilisation de la fondation du barrage, un voile d'étanchéité central est prévu sous l'axe du barrage, s'étendant sur 340 m dans la galerie d'injection. Les forages primaires, espacés de 4 m, varient en profondeur de 15 à 25 m au fond de l'oued et atteignent 20 m et 22 m sur les rives gauche et droite. Des forages secondaires et tertiaires de moins de 5 m de profondeur seront ajoutés si nécessaire. Le voile central se prolongera par un voile de flanc de 50 m sur la rive gauche et 225 m sur la rive droite, avec des profondeurs de 20 à 30 m pour assurer l'étanchéité. Six zones d'essais et des injections de contrôle inclinées à 20° vérifieront et ajusteront l'étanchéité.

Des injections de surface sont prévues pour les flyschs autour de la galerie d'injection afin d'améliorer leurs propriétés mécaniques et réduire leur perméabilité, sur une profondeur de 5 m.

Un rideau de drainage provisoire de 22 m de longueur, espacé de 6 m et incliné à 35°, sera installé depuis la galerie d'injection pour diminuer les gradients hydrauliques.

### **4.13. Tunnel de dérivation**

La majorité du tunnel de dérivation, caractérisé par une forme intérieure en fer à cheval de diamètre équivalent de 9,8 m approximativement, est contenue dans le flysch maurétanien, sous une couverture qui atteint un maximum de 70 m et constituée de colluvions et flyschs.

Le portail amont est contenu entièrement dans les colluvions (18-19 m) et dans la partie supérieure altéré du flysch maurétanien. Quant au portail aval, son excavation sera réalisée dans les colluvions (3 m), le flysch maurétanien altéré (7 m), puis dans le flysch maurétanien non altéré où il sera encastré. La stabilité des excavations des portails sera assurée par des systèmes de soutènement constituant de boulons, tirants d'ancrage, et béton projeté renforcé par des treillis soudés.

L'excavation du tunnel sera réalisée par la méthode NATM (Nouvelle Méthode Autrichienne). A cet effet, quatre classes de soutènements (A, B, C et D) ont été prévues pour la stabilisation de l'excavation.

Les paramètres de résistance et de déformation utilisés pour la conception du tunnel sont dérivés des résultats d'essais disponibles des compagnes d'investigation et adoptés dans les analyses géotechniques. Ils sont récapitulés dans le tableau (**Table 4.12**).

Les coefficients de poisson ( $\nu$ ) adoptés dans ce calcul sont des valeurs typiques pour chaque matériau.

Table 4.12 : Paramètres géotechnique des matériaux

Matériaux		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (kPa)	$\varphi$ (°)	E (kPa)	$\nu$
Alluvions	Court terme	19	10	35	45000	0,28
	Long terme	19	10	35	45000	0,28
Colluvions	Court terme	21	50	10	32000	0,4
	Long terme	21	25	25	26000	0,28
Flysch altéré	Court terme	24	100	15	90000	0,2
	Long terme	24	10	25	75000	0,2
Flysch non altéré	Court terme	25	120	25	200000	0,2
	Long terme	25	25	28	150000	0,2

#### 4.14. Evacuateur de crues

Les analyses de stabilité ont porté sur la stabilité de l'excavation de l'évacuateur de crues, ainsi que sur la stabilité du coursier de celui-ci et du bassin de dissipation contre les sous-pressions hydrauliques.

Les propriétés mécaniques de la fondation sont basées sur les essais de laboratoire. Les analyses à long terme ont utilisé les paramètres de résistance résiduels, prenant en compte le contact anormal entre deux types de flysch dans la zone de l'évacuateur, ce qui réduit leur résistance. Le **Table 4.13** présente les paramètres géotechniques retenus pour les calculs.

Table 4.13 : Paramètres géotechniques de la fondation de l'évacuateur

Matériaux	Densité apparente (kN/m <sup>3</sup> )	Court terme		Long terme	
		Cohésion (kN/m <sup>2</sup> )	Angle de frottement (°)	Cohésion (kN/m <sup>2</sup> )	Angle de frottement (°)
Alluvions	19	0	35	0	35
Colluvions	21	50	10	5	17
Flysch maurétanien altéré	24	100	15	10	19
Flysch maurétanien non altéré	25	120	19	25	23
Flysch massylien altéré	24	100	15	10	19
Flysch massylien non altéré	25	120	19	25	23

#### 4.15. Fondation de la tour de prise et de la passerelle d'accès

Le sol de fondation à l'endroit de la tour de prise et de la passerelle d'accès est constitué principalement du flysch maurétanien dont la partie supérieure est altérée, surmontée d'une couverture colluviale d'épaisseur variable.

La fondation des piles de la passerelle d'accès sera réalisée dans les colluvions et le flysch maurétanien altéré.

Les propriétés mécaniques du sol de fondation sont obtenues à partir de l'interprétation des essais de laboratoires et des essais in-situ. Les paramètres utilisés dans l'analyse sont les suivants :

- Cohésion non drainée : 100 – 200 kPa

La valeur de 100 kPa a été adoptée pour les flysch altéré et de 120 kPa pour le flysch non altéré

- Facteur de réduction ( $\alpha$ ) : 0,73 pour  $C_U = 100$  kPa  
0,61 pour  $C_U = 120$  kPa

## **4.16. Conclusion**

Ce chapitre a fourni une analyse détaillée du barrage de Sidi Khelifa à Azeffoun, en examinant divers aspects géologiques et techniques essentielles pour sa conception et sa construction.

Nous avons débuté par une description de la géomorphologie et de la géologie de la région, en détaillant la série stratigraphique qui compose le site. La tectonique locale a été étudiée, mettant en évidence la stabilité des versants et identifiant trois glissements de terrain majeurs.

Nous avons ensuite examiné le type et les spécifications du barrage, ainsi que son intégrité structurelle. Les matériaux de construction, y compris les argiles, les alluvions et les blocs rocheux, ont été évalués pour leur adéquation et leur disponibilité. Les propriétés géotechniques des matériaux, telles que le module de Young et les essais de cisaillement, ont été analysées pour garantir la solidité de la construction.

Les paramètres de sismicité ont également été pris en compte, afin d'assurer la résilience du barrage face aux secousses sismiques. L'hydrogéologie et la perméabilité de la fondation ont été explorées, soulignant les défis et les solutions pour maintenir l'étanchéité du barrage.

Des mesures spécifiques, telles que l'injection de coulis et la construction de la galerie d'injection, ont été mises en œuvre pour améliorer la stabilité et réduire la perméabilité des flyschs. Nous avons détaillé le tunnel de dérivation et l'évacuateur de crues, essentiels pour la gestion des eaux. La fondation de la tour de prise et de la passerelle d'accès a également été discutée, ces éléments étant vitaux pour le fonctionnement du barrage.

Ces analyses et observations nous conduisent au prochain chapitre, qui portera sur la modélisation du barrage. Cette modélisation intégrera les données géotechniques et hydrologiques afin de simuler et d'optimiser le comportement du barrage sous diverses conditions, assurant ainsi sa sécurité et son efficacité à long terme.

---

***Chapitre 5. Etude numérique du barrage Sidi  
Khelifa***

---

## 5.1. Introduction

Dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, il est désormais nécessaire d'utiliser des techniques numériques pour simuler avec précision la réponse des structures et des sols soumis à diverses charges et conditions environnementales.

Ce chapitre traite la modélisation du barrage de Sidi Khelifa à l'aide du code de calcul PLAXIS 2D (v 8.2). Cette modélisation est une suite du travail réalisé par l'étudiant

Il présente la procédure de calcul et les paramètres utilisés dans cette modélisation dans le but de mieux comprendre la réponse du barrage face aux sollicitations externes. Cette modélisation vise également à évaluer l'influence des infiltrations sur la stabilité du barrage pendant les différentes phases de remplissage et de vidange.

## 5.2. Présentation du logiciel PLAXIS 2D

PLAXIS 2D est un logiciel de calcul aux éléments finis en deux dimensions, conçu spécialement pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité dans diverses applications géotechniques. Il permet de représenter les situations réelles à l'aide d'un modèle plan ou axisymétrique. Grâce à son interface graphique conviviale, les utilisateurs peuvent rapidement créer un modèle géométrique et générer un maillage en éléments finis à partir de la coupe verticale de la structure étudiée.

## 5.3. Etablissement du modèle de calcul

Nous allons décrire les étapes suivies pour la confection de notre modèle numérique, puis analyser les différents résultats obtenus.

### 5.3.1. Unités et conventions de signe

#### 5.3.1.1. Unités

Avant toute définition de la géométrie voulue, il est important d'adopter un système d'unités cohérent. On a choisi le jeu d'unité suivant : Longueur (Length) : m ; Force (Force) : kN et Temps (Time) : second (s).

### 5.3.1.2. Convention de signe

Dans tous les résultats, les contraintes et les forces de compression, y compris les pressions interstitielles, sont indiquées par des valeurs négatives, tandis que les contraintes et les efforts de traction sont représentés par des valeurs positives.

### 5.3.2. Entrée des données de pré-traitement

Pour effectuer une analyse par la méthode des éléments finis avec PLAXIS, il est nécessaire de créer un modèle numérique, de définir les propriétés des matériaux et d'établir les conditions aux limites.

#### 5.3.2.1. Création du modèle à éléments finis

Nous réaliserons l'analyse en déformations planes en utilisant des éléments triangulaires à 15 nœuds, avec une tolérance d'erreur de 0,03 qui est un réglage standard acceptable pour la plupart des calculs.

Pour générer notre modèle à éléments finis, nous devons créer un modèle géométrique en deux dimensions, composé de points, de lignes et d'autres composants, qui représentera la situation initiale ainsi que les étapes de construction à considérer dans les phases ultérieures.

#### a. Description de la géométrie du barrage

Les caractéristiques géométriques du barrage Sidi Khelifa sont résumées dans le tableau suivant (**Table 5.1**).

Table 5.1 : Caractéristiques géométriques du barrage

Paramètres	Grandeurs
Hauteur du barrage	43m
Longueur du barrage	350m
Largeur a la base	268m
Largeur en crête	10m
Capacité	30 millions de m <sup>3</sup>
Cote de retenue normale NNR	61m
Cote aux plus hauts niveaux NPHE	64,5m
Cote à la fondation	24m
Revanche	1,2m

#### b. Caractéristiques géométriques du noyau

Les caractéristiques géométriques du noyau du barrage Sidi Khelifa sont données dans le tableau suivant (**Table 5.2**) :

Table 5.2 : Caractéristiques géométriques du noyau.

Paramètres	Grandeurs
Hauteur du noyau	42m
Largeur en crête	7,5m
Largeur de la base du noyau minimale	14,4m
Largeur de la base du noyau maximale	43m
Largeur moyenne du noyau	25,25m

## 5.3.2.2. Caractéristiques des matériaux du barrage

## a. Propriétés des couches de la fondation

Table 5.3 : Propriétés des couches de la fondation.

Paramètre	Désignation	Colluvions	Alluvions	Flyschs altérés	Flyschs non altérés
Modèle type	Model	Morh-Coulomb	Morh-Coulomb	Morh-Coulomb	Morh-Coulomb
Type de comportement	Type	Drainée	Drainée	Non drainée	Non drainée
Poids volumique non saturé	$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	19	22	23
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	21	24	25
Perméabilité horizontale	$K_x$ (m/s)	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>
Perméabilité verticale	$K_y$ (m/s)	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>
Module de Young	E (kN/m <sup>2</sup> )	26000	45000	75000	150000
Coefficient de poisson	$\nu$ (-)	0,28	0,28	0,2	0,2
Cohésion	C (kN/m <sup>2</sup> )	25	10	10	25
Angle de frottement	$\varphi$ (°)	25	35	25	28
Angle de dilatance	$\psi$ (°)	0	5	0	0

**b. Propriétés des matériaux du barrage**

Le barrage est constitué de :

- Un noyau central en argile.
- Un drain cheminé en aval.
- Un tapis drainant horizontal sous la recharge aval.
- Un filtre de sable protégeant le noyau argileux en aval.
- La recharge aval est composée des alluvions du lit majeur.
- La recharge amont comprend un triangle de vidange avec des alluvions sélectionnées drainants et des blocs de la recharge interne en alluvions.
- La protection de la recharge aval est assurée par une couche de gravier.
- Une transition de gravier sableux.
- La protection de la charge amont comprend une succession de couches : d'abord une transition et une assise de roche fine.
- Le batardeau amont est composé de matériau granulaire alluvial sélectionné.

Le barrage est fondé dans la couche alluvionnaire.

Table 5.4 : Propriétés des matériaux du barrage.

Matériaux	Densité apparente (kN/m <sup>3</sup> )	Cohésion effective (kN/m <sup>3</sup> )	Angle de frottement effectif (°)	$\nu$ (-)	Module de Young E (kPa)	Perméabilité $K_x=K_y$ (m/s)
<b>1A - Argile</b>	19,5	5	25	0,28	20	10 <sup>-8</sup>
<b>1B - Argile</b>	19	5	26	0,28	20	10 <sup>-8</sup>
<b>2/3 -Tapis drainant</b>	19	0	36	0,3	60	10 <sup>-9</sup>
<b>3-Transition de gravier sableux sélectionné</b>	20	0	35	0,3	60	10 <sup>-3</sup>
<b>4 - Gravier drainant</b>	20	0	36	0,3	60	10 <sup>-3</sup>
<b>5-Tout-venant alluvionnaire</b>	20	0	34	0,28	80	10 <sup>-3</sup>
<b>6 - Protection aval</b>	20	0	37	0,3	80	10 <sup>-2</sup>
<b>7- Enrochement</b>	20	0	38	0,3	80	10 <sup>-3</sup>
<b>7/7A -Protection amont</b>	20	0	37	0,3	80	10 <sup>-2</sup>

### c. Interfaces

L'interaction entre le sol de fondation et le béton plastique du mur parafouille a été prise en compte en utilisant des éléments d'interface. Ces derniers sont placés de chaque côté du mur parafouille, identifiés par les signes (+) et (-).

Le matériau de l'élément d'interface est défini par un nouveau sol, qui a les mêmes propriétés de résistance que le sol environnant multiplié par le facteur de la réduction des efforts à l'interface  $R_{int}$  qui permet de relier les caractéristiques de l'interface (le frottement de la paroi et l'adhérence) aux caractéristiques du sol (l'angle de frottement et la cohésion). Dans la plupart des cas,  $R_{int}$  est égal à 2/3.

### 5.3.3. Conditions aux limites

On applique aux limites du modèle des déplacements imposés nuls, en utilisant le blocage standard du programme PLAXIS.

### 5.3.4. Géométrie du model

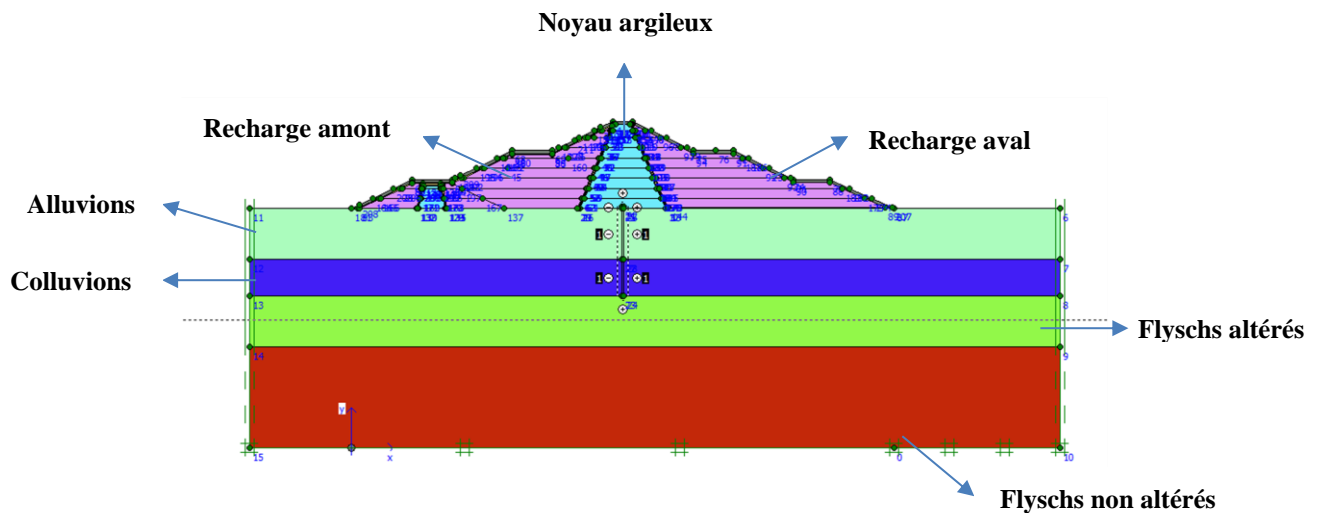


Figure 5.1 : Géométrie du barrage.

### 5.3.5. Génération du maillage

Après avoir inséré les matériaux, leurs caractéristiques et les conditions aux limites, on procède à la génération du maillage. Dans notre cas, un maillage très fin (very fine) est utilisé avec un affinement local du maillage (refine cluster) autour du noyau et autour du batardeau (**Figure 5.2**).

La finesse du maillage est essentielle car elle influe directement sur la précision des résultats de l'analyse par éléments finis. De ce fait, en utilisant un maillage très fin (very fine), nous pouvons capturer les variations subtiles des contraintes et des déformations dans le modèle, assurant ainsi une simulation plus détaillée et fiable du comportement du barrage sous différentes conditions de charge.

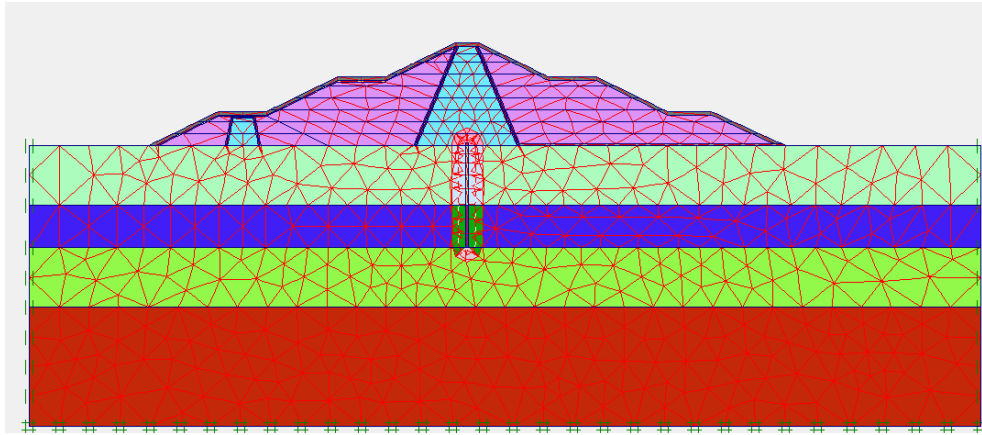


Figure 5.2 : Maillage du modèle.

Le modèle est constitué de 1398 éléments à 15 nœuds et comporte, 11453 nœuds et 16776 points de contrainte (**Figure 5.3**).

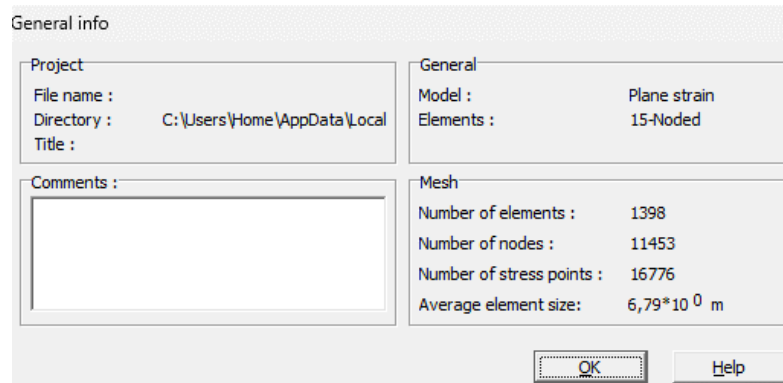


Figure 5.3 : Informations générales sur le maillage.

### 5.3.6. Conditions initiales

#### 5.3.6.1. Condition hydraulique

##### a. Poids volumique de l'eau

Le poids volumique de l'eau est validé à  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ .

### b. Niveau d'eau

Le niveau de la nappe phréatique est mis à la base du barrage (**Figure 5.4**).

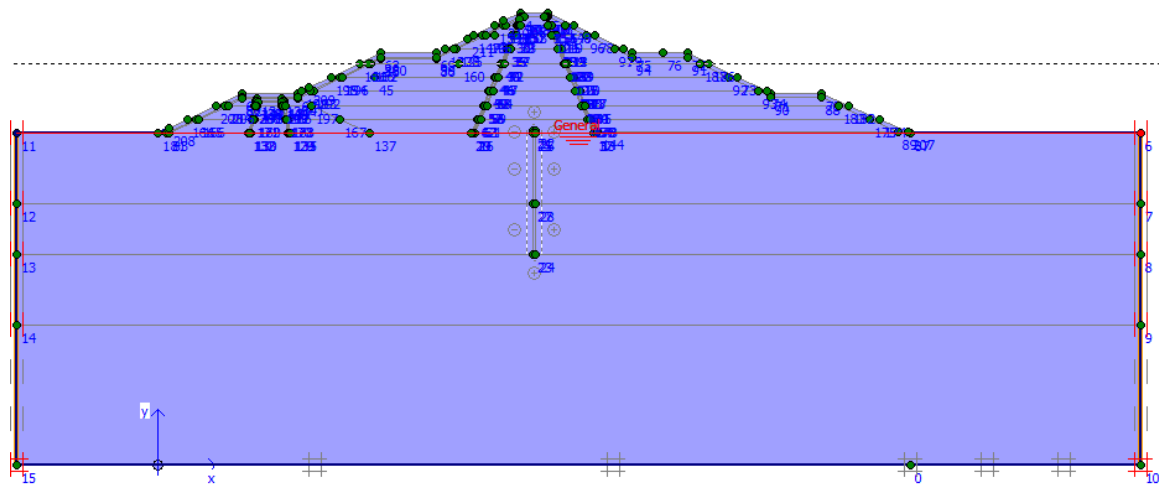


Figure 5.4 : Nappe phréatique à la base du barrage.

### c. Génération des pressions interstitielles

On génère les pressions interstitielles (**Figure 5.5**). Elles sont d'une valeur maximale de  $-1,18 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> à la base du modèle.

#### 5.3.6.2. Contraintes initiales

Après le switch (des conditions hydrauliques vers les contraintes initiales), on désactive toutes les couches du barrage ainsi que les interfaces du mur parafouille. Les couches du mur parafouille seront remplacées par les caractéristiques du sol qui l'entoure.

Ensuite, les contraintes initiales sont générées avec les valeurs par défaut de  $K_0$ , selon la formule de Jaky. Elles sont d'une valeur maximale de  $-1,52 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> à la base du modèle (**Figure 5.5**).

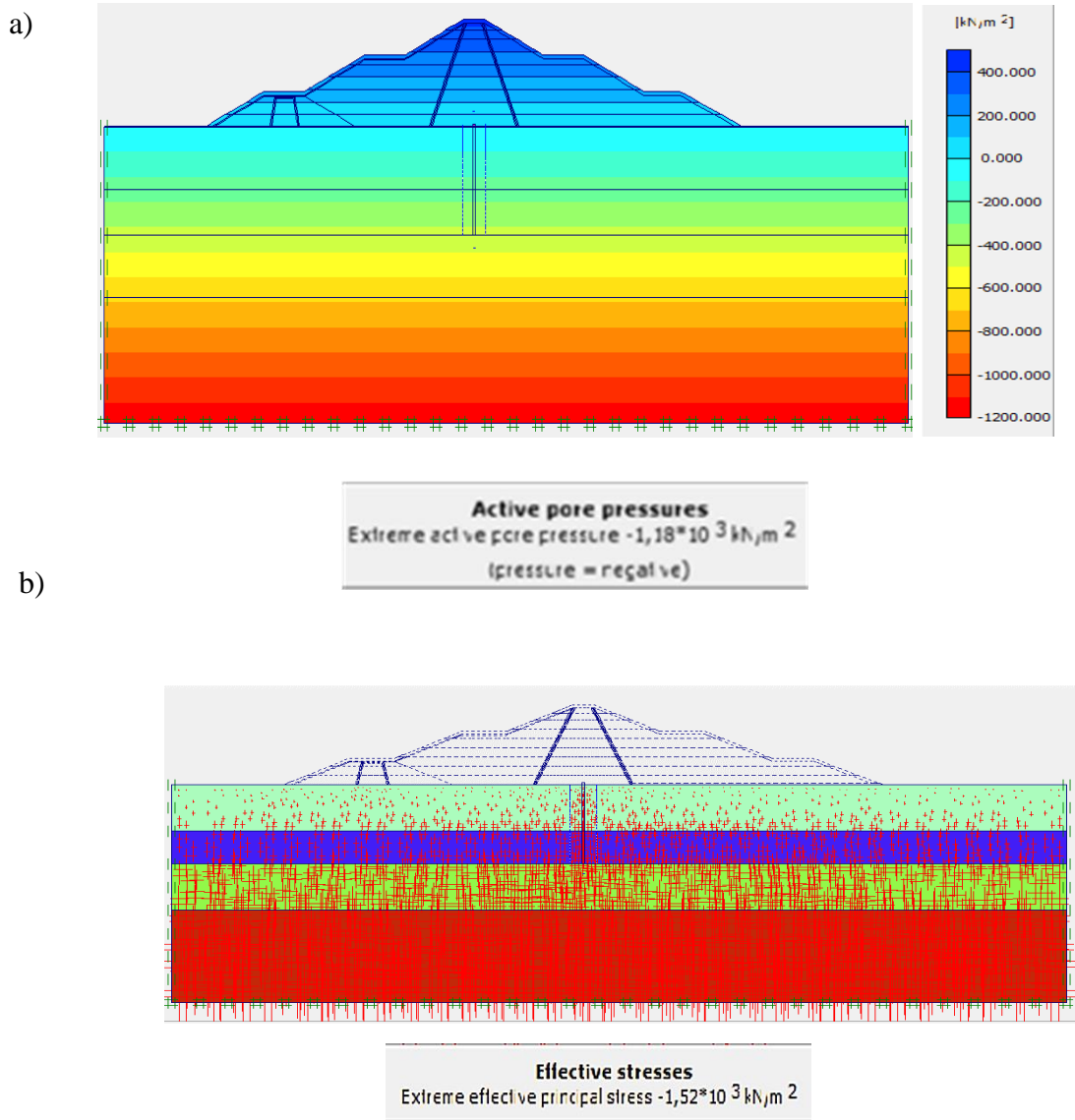


Figure 5.5 : Conditions initiales : a) Pressions interstitielles à la base du barrage,  
b) contraintes effectives.

### 5.3.7. Procédure de calcul

#### 5.3.7.1. Construction du barrage

Après les conditions initiales, on passe au calcul du barrage. Dans notre cas, on va réaliser la construction du barrage par des couches successives de 5m d'épaisseur dans le but de tenir compte de la consolidation des couches de sol. Par conséquent, le barrage est divisé en 9 couches.

**a. Phases de réalisation du barrage par étapes**

- Phase 0 : Initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ), on détermine les contraintes effectives initiales.

Dans le programme de calcul, nous optons pour la méthode de construction par étapes (Staged construction) :

- Phase 1 : Mur parafouille.
  - On active le mur parafouille qui est constitué de 3 couches de béton plastique. On active également ses interfaces (sans la tête du mur parafouille, car elle n'est pas encore ancrée dans la première couche du barrage).
- Phase 2 : Couche 1.
  - On active la 1<sup>ère</sup> couche du barrage avec les interfaces de la tête du mur parafouille.
- Phase 3 : Consolidation de la couche 1.
- Phase 4 : Couche 2.
  - On active la couche 2 du barrage.
- Phase 5 : Consolidation de la couche 2.
- Ainsi de suite jusqu'à arriver à la 9<sup>ème</sup> et dernière couche du barrage.

**b. Evaluation de l'état de contrainte du sol**

Les figures ci-dessous présentent cet état de contrainte, avec une valeur de contrainte effective maximale à la base du modèle  $\sigma' = -1,44 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  (**Figure 5.6**) et une valeur de la contrainte totale maximale à la base du modèle  $\sigma = -2,45 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  (**Figure 5.7**).

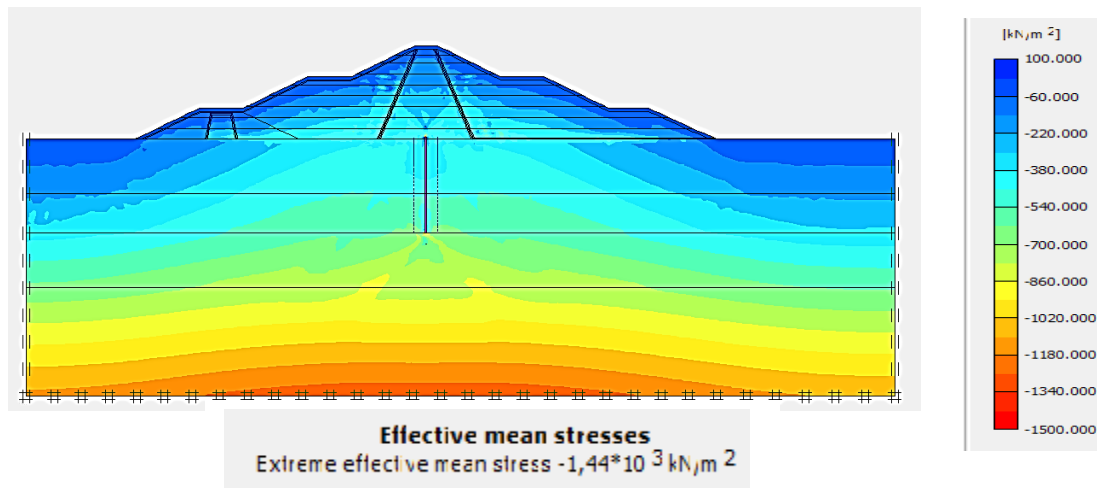


Figure 5.6 : Etat de contrainte effective à la fin de la construction du barrage.

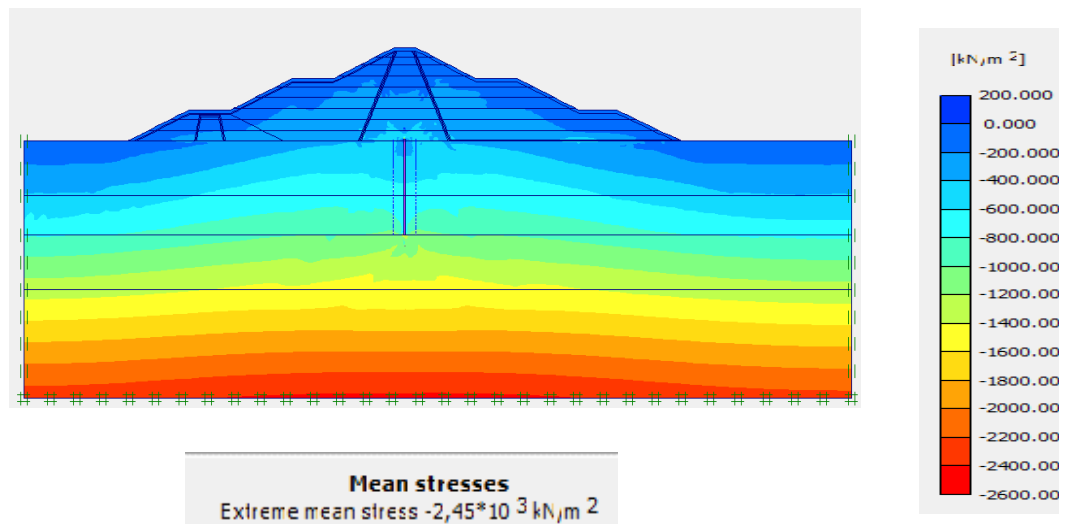


Figure 5.7 : Contraintes totales à la fin de la construction du barrage.

Le signe (-) correspond à la compression et le signe (+) correspond à la traction.

**c. Pressions interstitielles**

Une pression interstitielle d'une valeur de  $-1,18 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  (Figure 5.8).

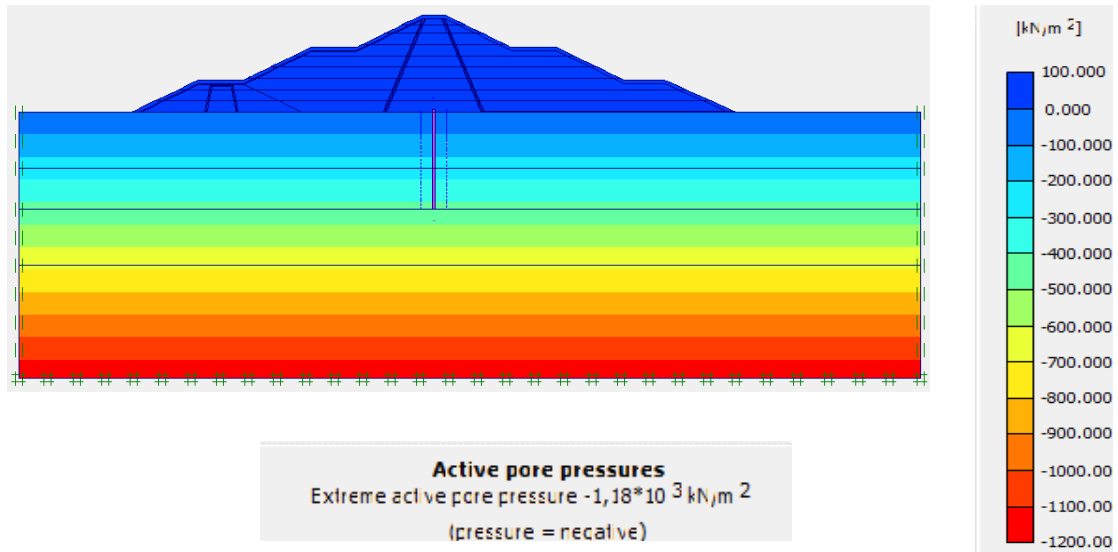


Figure 5.8 : Contraintes effective à la fin de la construction du barrage.

**d. Coefficient de sécurité**

A la fin de construction du barrage, on a procédé à un calcul de stabilité par la procédure phi/c réduction. On a obtenu un coefficient de sécurité de 1,499 (**Figure 5.9**) : le barrage est donc considéré stable.

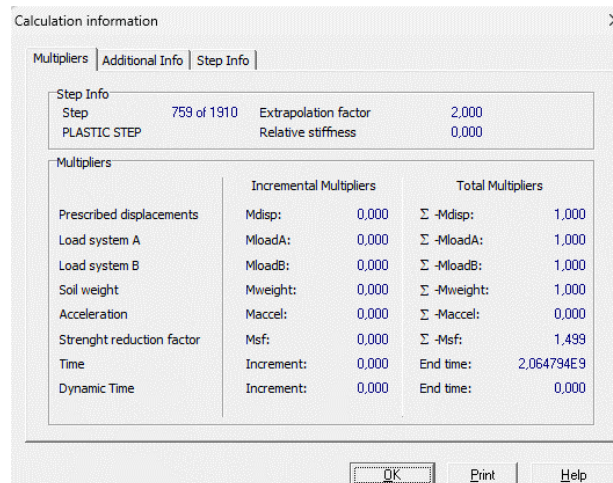


Figure 5.9 : Coefficient de sécurité à la fin de la construction du barrage.

Maintenant, on veut étudier le comportement du barrage lors de son remplissage (1 er cas) et lors d'une vidange (2<sup>ème</sup> cas).

### 5.3.7.2. Remplissage du barrage

Nous allons simuler le remplissage du barrage pour évaluer les différentes déformations, la variation des contraintes dans le sol et des pressions interstitielles et étudier la stabilité du barrage sous l'augmentation du niveau de la retenue. Généralement, le remplissage se fait progressivement. L'idéal est de faire varier le niveau de la retenue chaque un mètre, mais sachant que le barrage à une hauteur de 43m, on va supposer que le remplissage se fera en quatre étapes : à partir de la fin de la construction du barrage (FCB) jusqu'à arriver au niveau des plus hautes eaux (NPHE) en passant par le niveau de la fondation (NF), le niveau d'eau mort (VM) et le niveau normal de la retenue (NNR).

#### a. Etape 1 : Fin de construction du barrage (FCB) vers niveau de la fondation (NF)

Ci-dessous les résultats obtenus lors de la première étape de remplissage.

##### ➤ Degré de saturation

La zone rouge située principalement en dessous de la ligne de saturation, indique une saturation complète du matériau à 100 %. En revanche, la zone bleue reste sèche, montrant qu'aucune infiltration n'y a eu lieu (**Figure 5.10**).

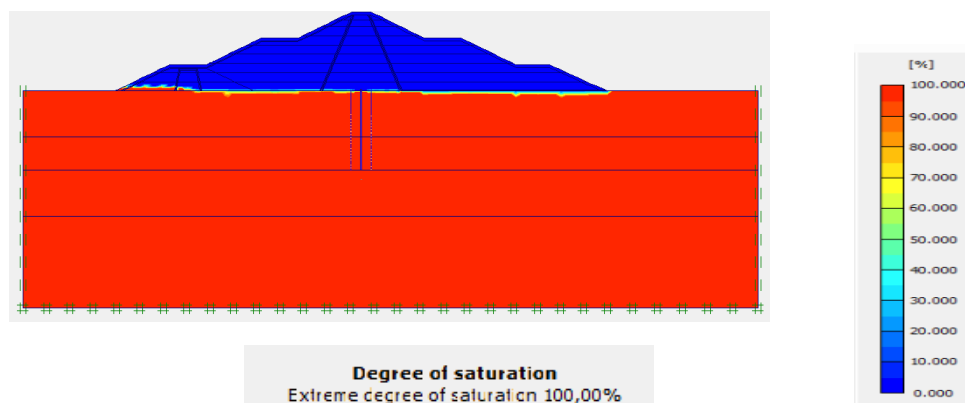


Figure 5.10 : Degré de saturation au niveau normal de la retenue (NNR).

##### ➤ Variation des contraintes

La valeur de la contrainte effective maximale à la base du modèle est de  $\sigma' = 1,41 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> (**Figure 5.11**).

La contrainte totale maximale est égale  $\sigma = -2,45 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> (**Figure 5.12**).

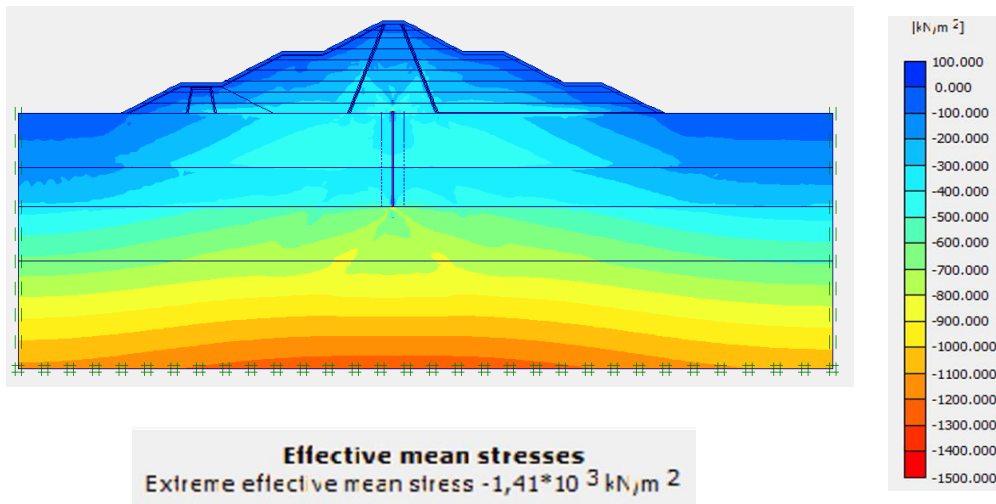


Figure 5.11 : Contrainte effective au niveau normal de la retenue (NNR).

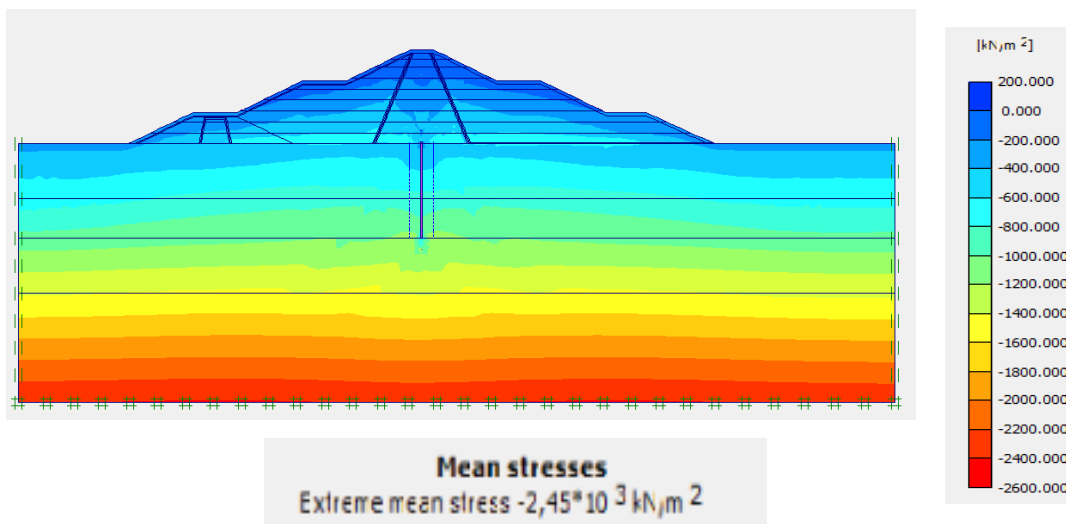


Figure 5.12 : Contraintes totales au niveau normal de la retenue (NNR).

➤ **Pression interstitielle**

La Figure 5.13 montre que la pression interstitielle est de  $-1,20 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$ .

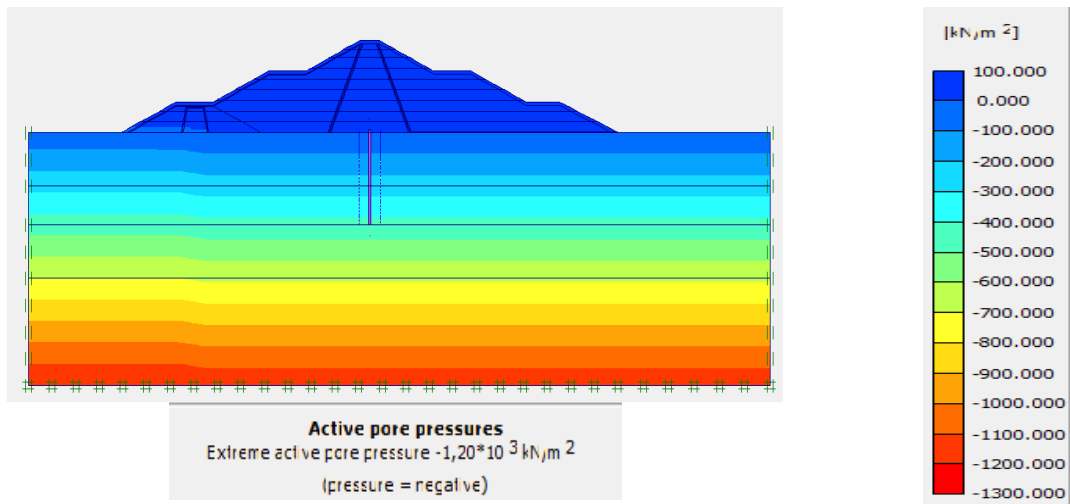


Figure 5.13 : Pression interstitielle au niveau normal de la retenue (NNR).

➤ **Coefficient de sécurité**

Le coefficient de sécurité est de 1,502 (Figure 5.14).

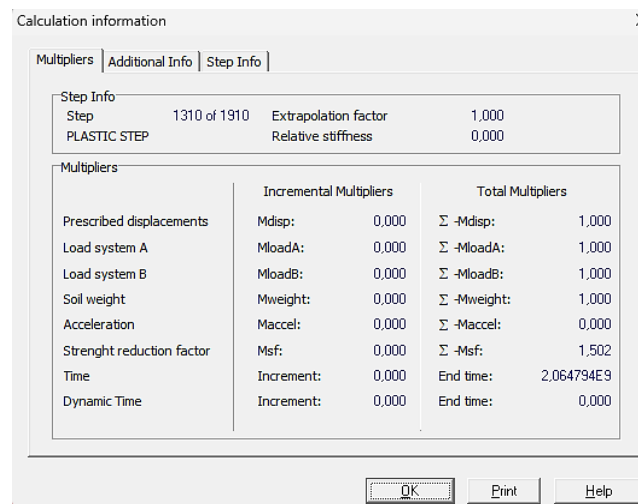


Figure 5.14 : Coefficient de sécurité au niveau normal de la retenue (NNR).

➤ **Déplacements verticaux  $U_y$**

Le déplacement vertical maximal est localisé au côté amont du barrage au pied du batardeau. Ce déplacement est de 0,012m (**Figure 5.15**).

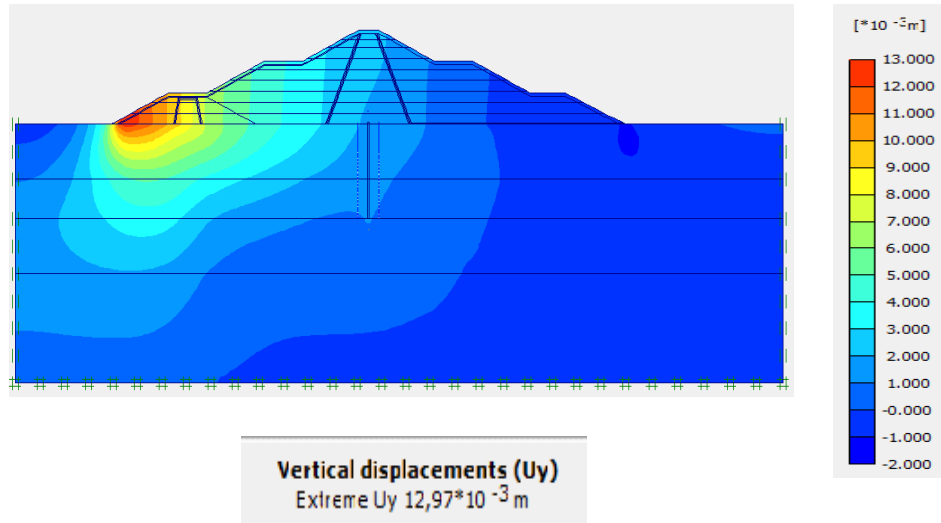


Figure 5.15 : Localisation des déplacements verticaux dans le barrage

➤ **Déplacements horizontaux  $U_x$**

Le déplacement horizontal maximal est estimé à 0,014m au-dessous du batardeau (**Figure 5.16**).

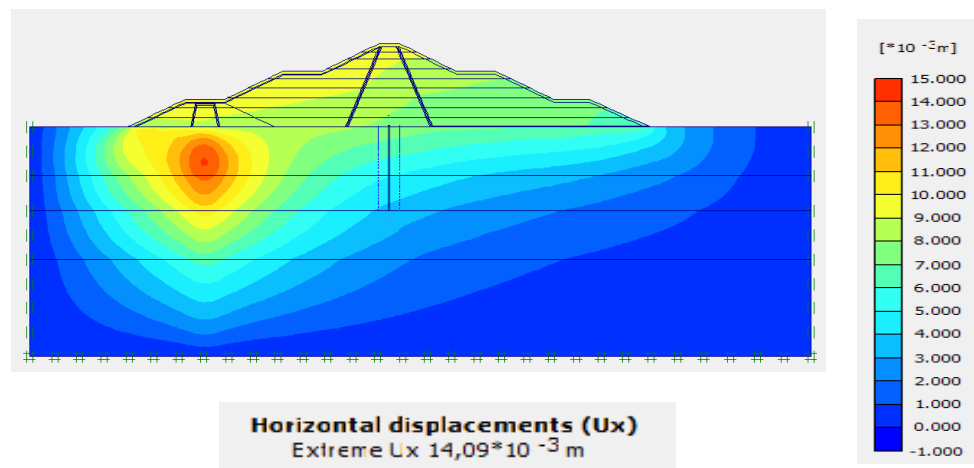


Figure 5.16 : Déplacements horizontaux  $U_x$

**b. Etape 2 : Niveau de la fondation (NF) vers le niveau du volume mort (VM)**

Ci-dessous les résultats obtenus lors de la deuxième étape de remplissage.

➤ **Degré de saturation**

La zone rouge sous la ligne phréatique indique une saturation totale à 100 %, tandis que la zone bleue reste sèche, sans infiltration (**Figure 5.17**).

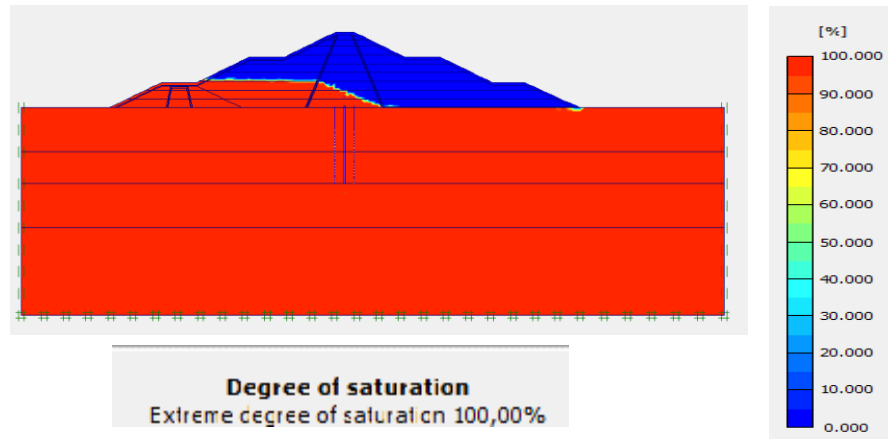


Figure 5.17 : Ligne de saturation de niveau de la fondation vers le niveau du volume mort.

➤ **Variation des contraintes**

La valeur de la contrainte effective maximale est de  $\sigma' = -1,26 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  (**Figure 5.18**).

La contrainte totale maximale est égale  $\sigma = -2,54 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  (**Figure 5.19**).

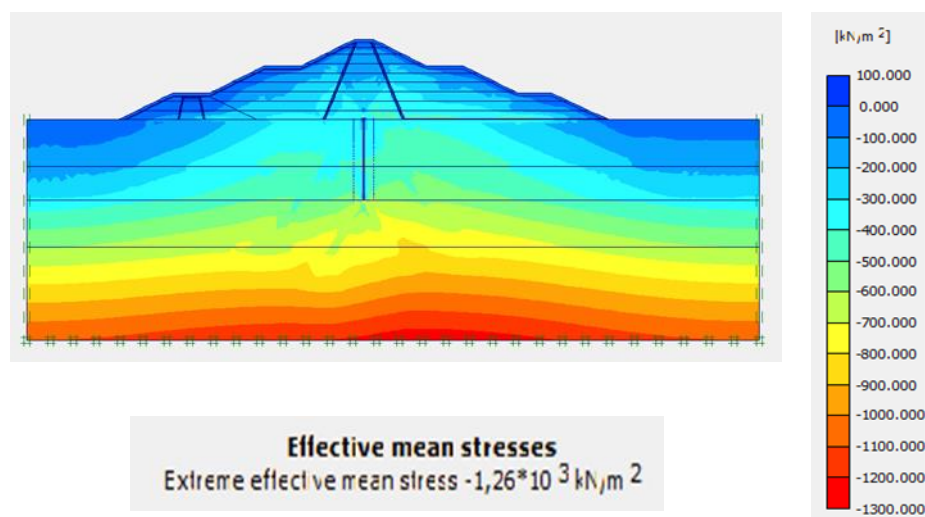


Figure 5.18 : Contrainte effective de niveau de la fondation vers le niveau du volume mort (VM).

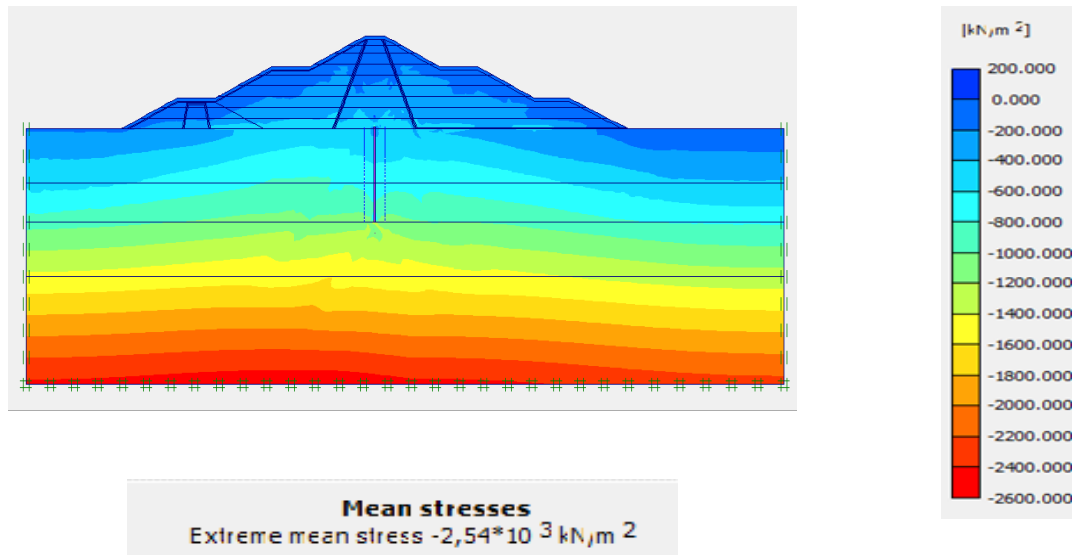


Figure 5.19 : Contrainte totale de niveau de la fondation vers le niveau du volume mort (VM).

➤ **Pression interstitielle**

La valeur de la pression interstitielle est de  $-1,34 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  (Figure 5.20).

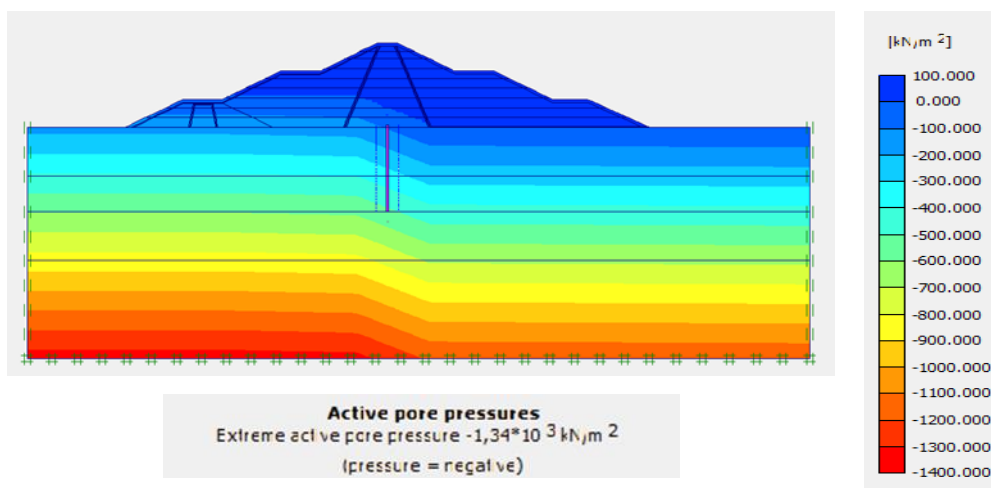


Figure 5.20 : Pression interstitielle de niveau de la fondation vers le niveau du volume mort (VM).

➤ Coefficient de sécurité

La Figure 5.21 montre que le coefficient de sécurité est de 1,5.

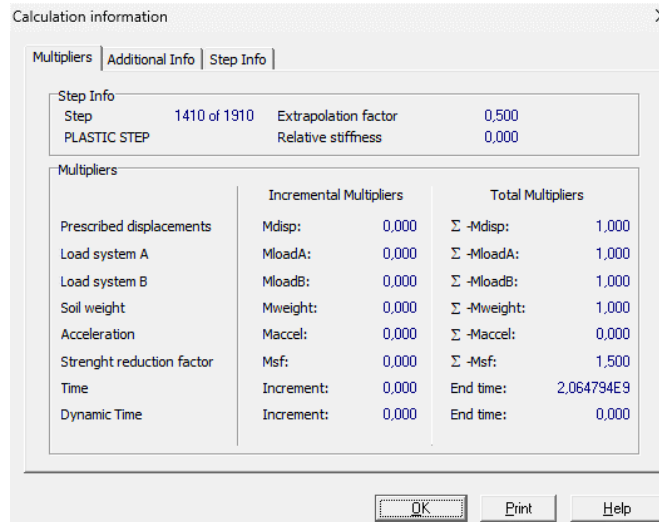


Figure 5.21 : Coefficient de sécurité de niveau de la fondation vers le niveau du volume mort (VM).

➤ Déplacements verticaux  $U_y$

Il existe un déplacement vertical maximal au niveau de la recharge amont d'une valeur de 0,177m (Figure 5.22).

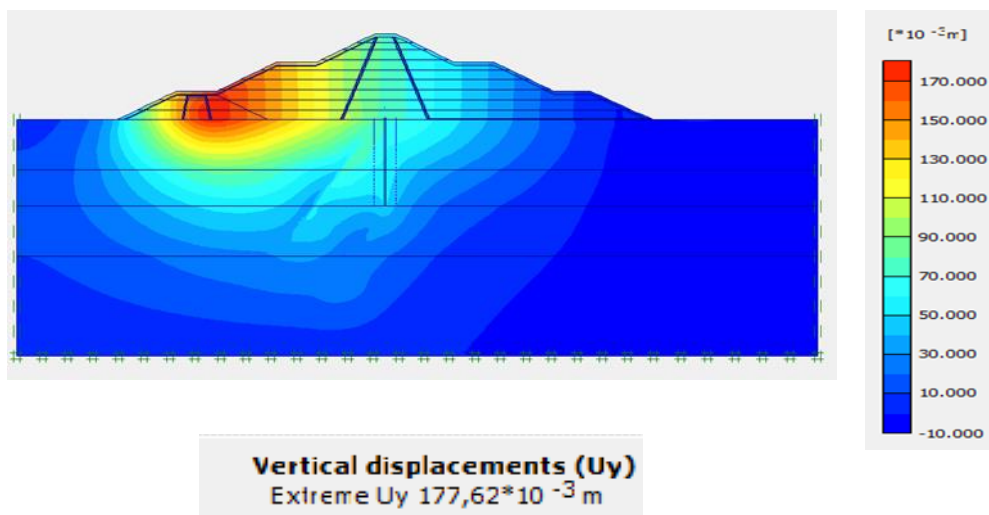


Figure 5.22 : Localisation des déplacements verticaux dans barrage de niveau de la fondation (NF) vers le niveau du volume mort (VM).

➤ **Déplacements horizontaux  $U_x$**

Un déplacement horizontal maximal d'une valeur de 0,134m est localisé sous le noyau. On remarque une gamme de couleur allant du jaune au rouge 0,1m jusqu'à 1,140 à la crête du barrage (**Figure 5.23**).

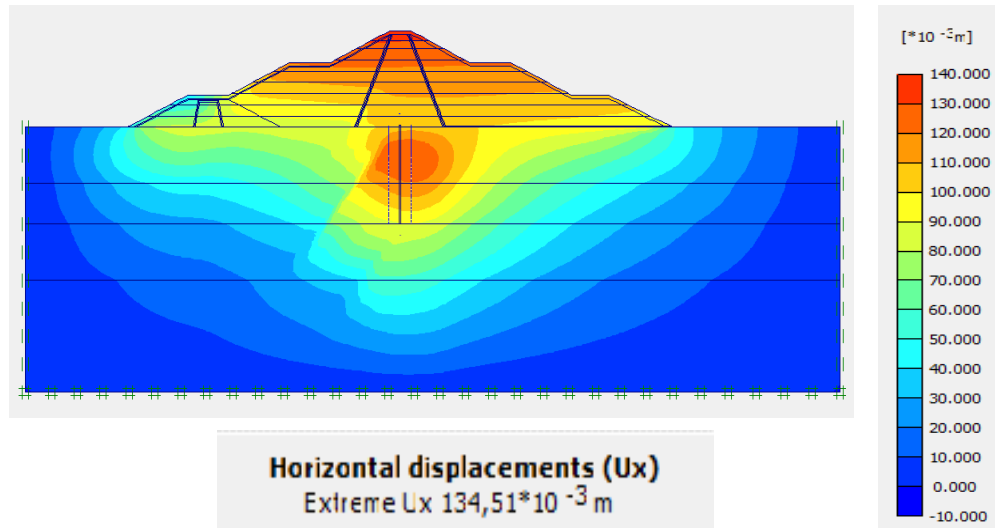


Figure 5.23 : Déplacements horizontaux : allant du niveau de la fondation (NF) vers le niveau du volume mort (VM).

**c. Etape 3 : Niveau du volume mort (VM) vers le niveau normal de la retenue (NNR)**

Ci-dessous les résultats obtenus lors de la troisième étape de remplissage.

➤ **Degré de saturation**

La saturation reste totale sous la ligne de saturation (zone rouge de la **Figure 5.24**).

La zone représentée par les nuances de vert à jaune, est partiellement saturée, avec un degré de saturation variant de 40 % à 70 %, indiquant une zone non saturée.

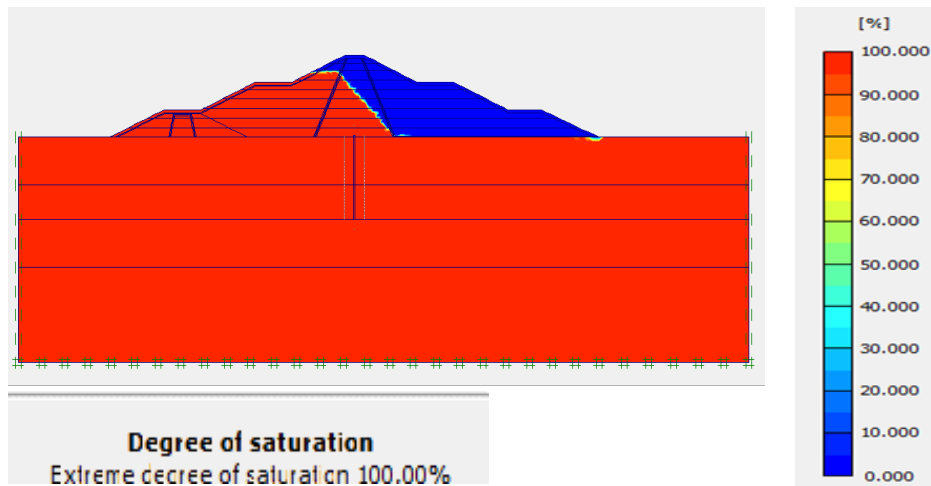


Figure 5.24 : Degré de saturation de niveau mort (VM) vers le niveau normal de la retenue (NNR).

➤ **Variation des contraintes**

La valeur de la contrainte effective maximale à la base du modèle est de  $\sigma' = -1,28 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> (Figure 5.25). La contrainte totale maximale est égale  $\sigma = -2,67 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> (Figure 5.26).

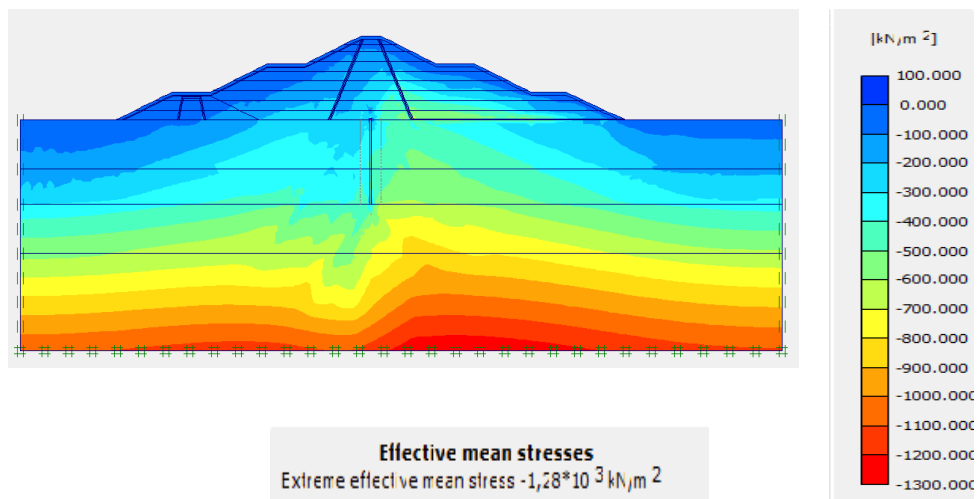


Figure 5.25 : Contrainte effective de niveau mort vers le niveau normal de la retenue.

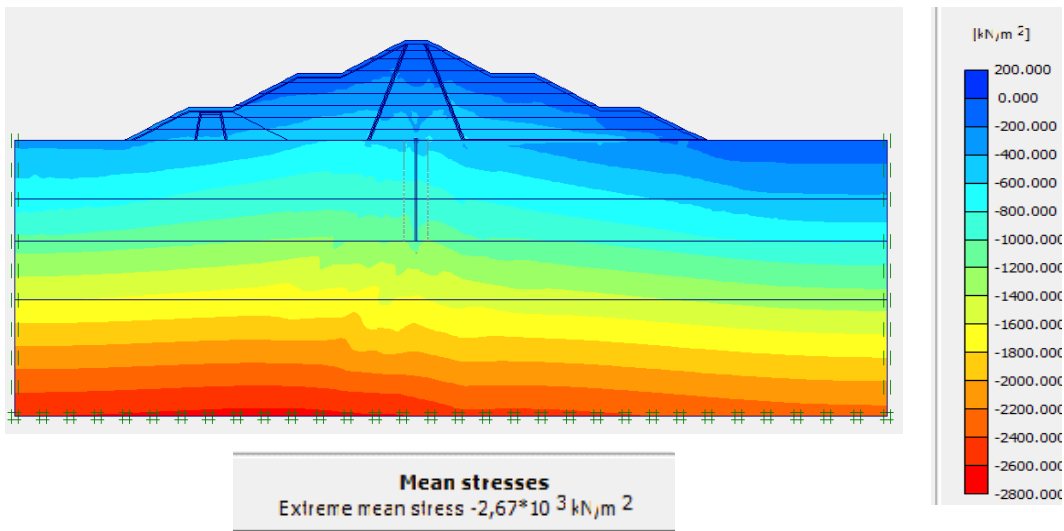


Figure 5.26 : Contrainte totale de niveau mort vers le niveau normal de la retenue.

➤ **Pression interstitielle**

La **Figure 5.27** illustre que la pression interstitielle maximale est de  $-1,52 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ .

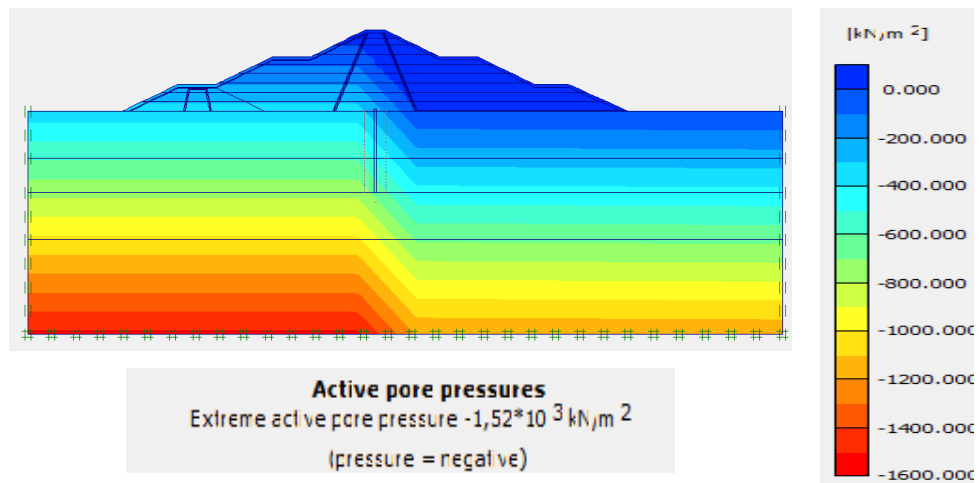


Figure 5.27 : Pression interstitielle de niveau mort vers le niveau normal de la retenue.

➤ Coefficient de sécurité

D'après la **Figure 5.28** on a un coefficient de sécurité de 1,499.

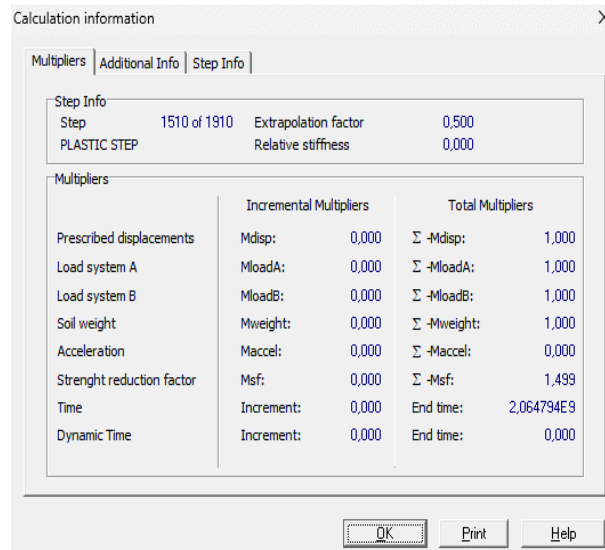


Figure 5.28 : Coefficient de sécurité de niveau mort vers le niveau normal de la retenue.

➤ Déplacements verticaux  $U_y$

Le déplacement vertical maximal est situé dans la recharge amont qui est de la valeur  $U_y = 0,108\text{m}$  (**Figure 5.29**).

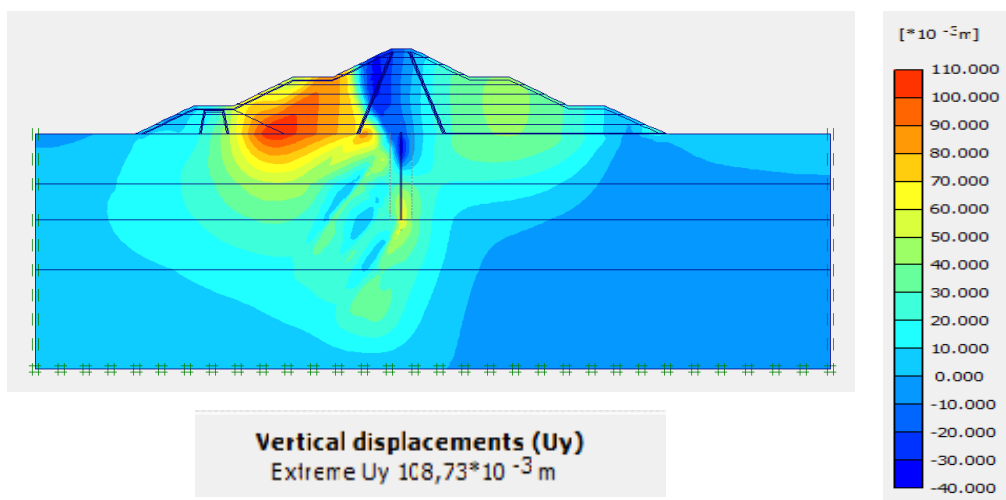


Figure 5.29 : Déplacement vertical dans le barrage en allant du niveau mort vers le niveau normal de la retenue.

➤ **Déplacements horizontaux  $U_x$**

La valeur du déplacement horizontal maximal est de 0,276m (**Figure 5.30**).

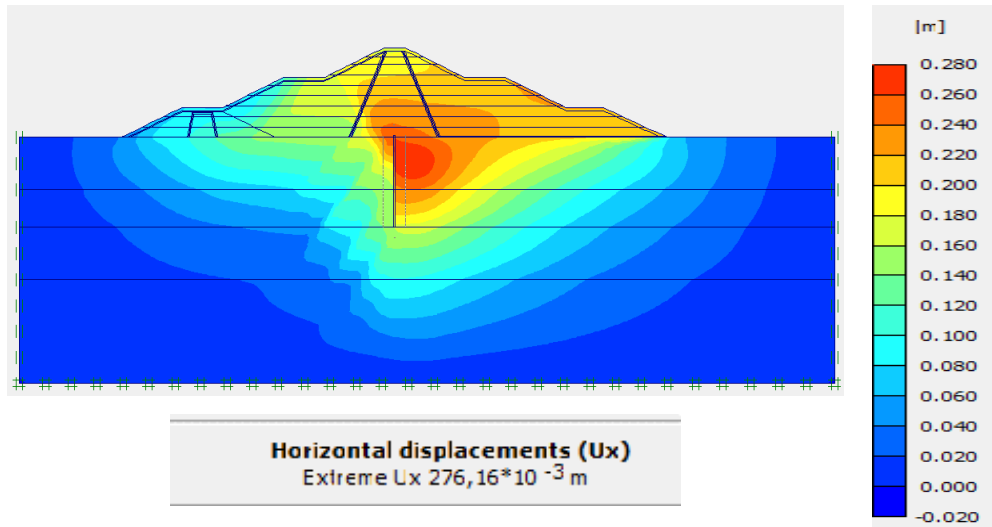


Figure 5.30 : Déplacements horizontaux du barrage en allant du niveau mort vers le niveau normal de la retenue.

**d. Etape 4 : Niveau normal de la retenue (NNR) vers le niveau des plus hautes eaux (NPHE)**

Ci-dessous les résultats obtenus lors de l'étape 4, en allant du niveau normal de la retenue (NNR) vers le niveau des plus hautes eaux (NPHE). Il faut savoir que cette étape n'est pas vraiment une phase de remplissage. Généralement le remplissage s'arrête au niveau normal de la retenue (NNR). Cette phase simule en effet le cas où le barrage a subi une crue et le niveau d'eau a monté à partir du NNR vers NPHE.

➤ **Constatation du degré de saturation**

On constate selon la **Figure 5.31** que le côté amont du barrage est saturée à 100%, à l'exception du parement aval.

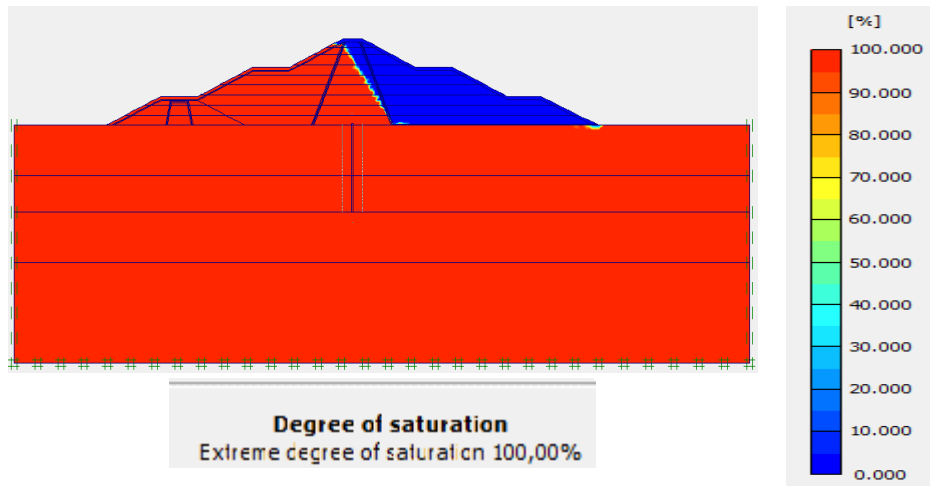


Figure 5.31 : Degré de saturation de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux.

➤ **Variation des contraintes**

La valeur de la contrainte effective maximale à la base de la fondation est de  $\sigma' = -1,29 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  (Figure 5.32). La contrainte totale maximale est égale  $\sigma = -2,73 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  (Figure 5.33).

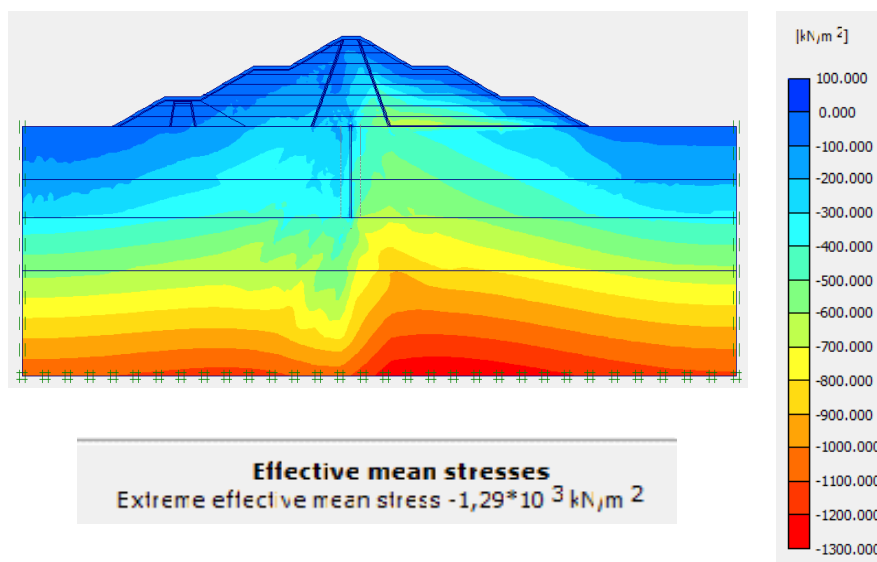


Figure 5.32 : Contrainte effective de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux.

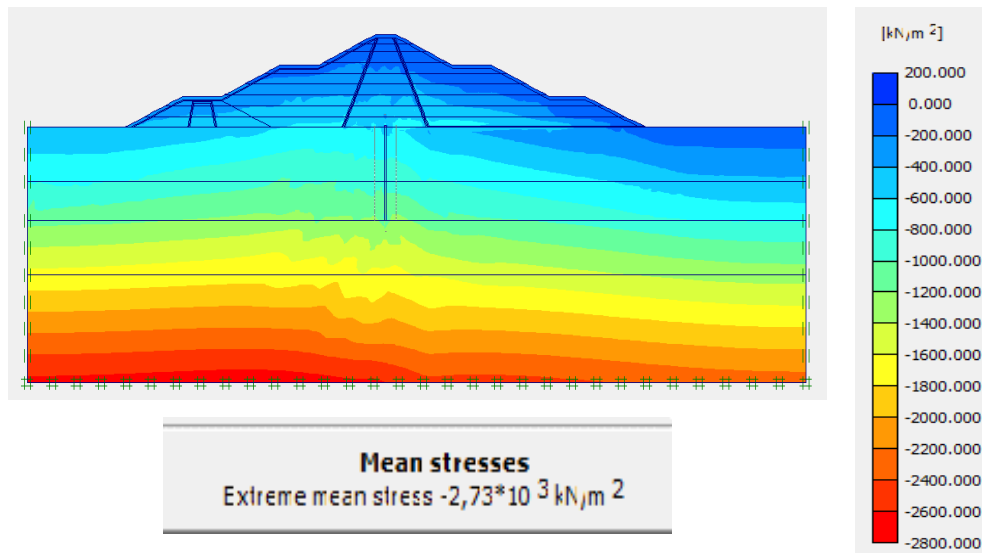


Figure 5.33 : Contrainte totale de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux.

➤ **Pression interstitielle**

La pression interstitielle est de  $-1,58 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  (Figure 5.34).

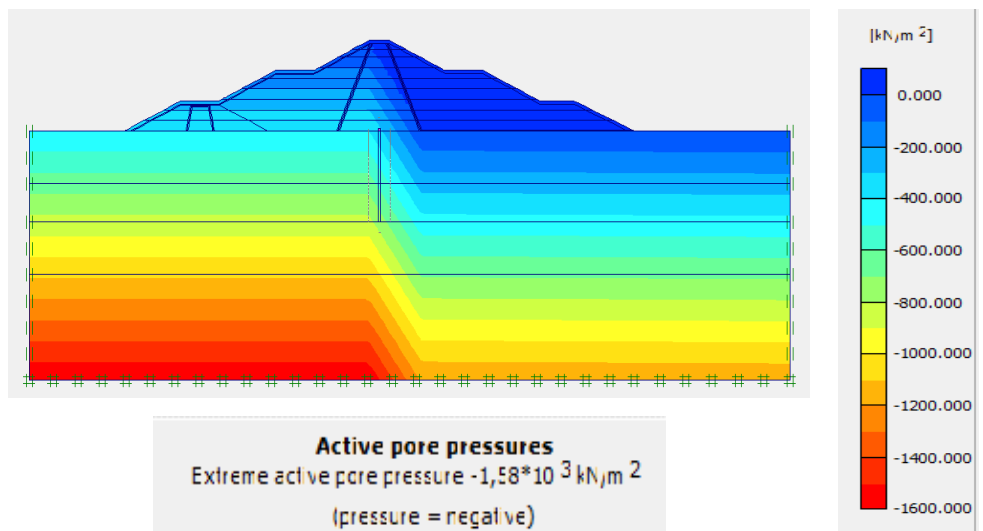


Figure 5.34 : Pression interstitielle de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux.

➤ Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité du barrage est égal à 1,452. A ce stade le barrage est considéré stable (Figure 5.35).

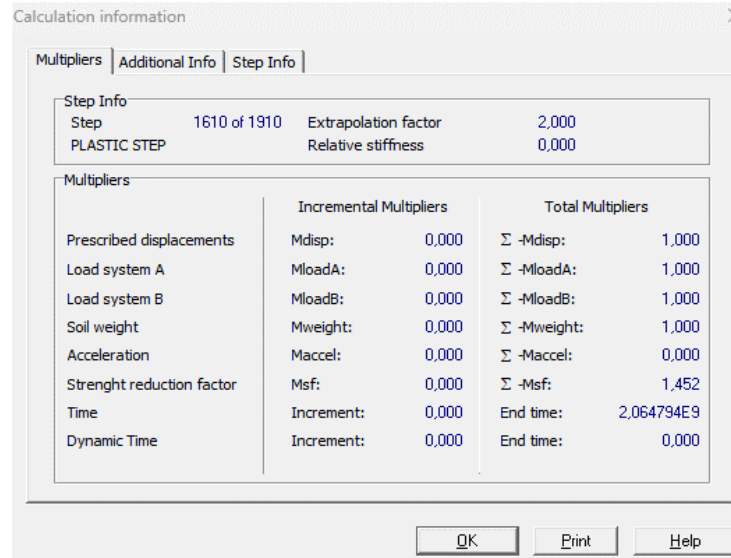


Figure 5.35 : Coefficient de sécurité de barrage en allant du niveau normal de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux.

➤ Déplacements verticaux  $U_y$

Un déplacement vertical maximal d'une valeur de 0,065m situe dans la partie supérieure du coté amont (Figure 5.36).

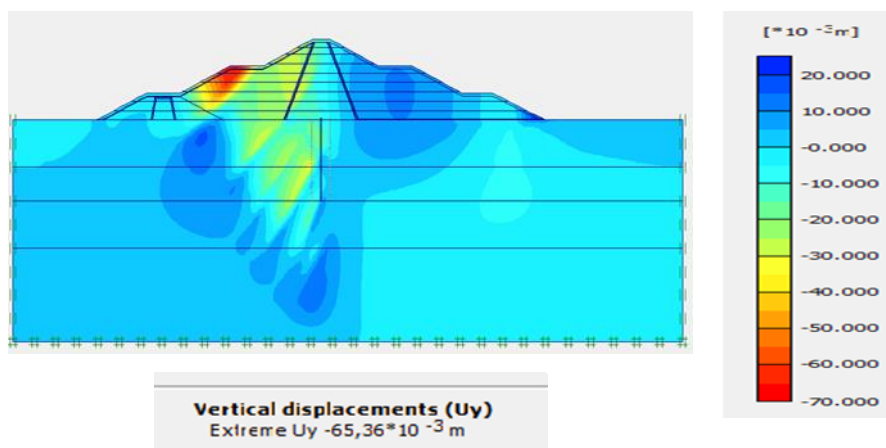


Figure 5.36 : Localisation des déplacements verticaux en allant de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux.

➤ **Déplacements horizontaux  $U_x$**

Un déplacement horizontal maximal de 0,128m dans la partie inférieure du barrage à côté du mur parafouille, une variété de couleur de valeur entre 0,80m et 0,120m (**Figure 5.37**).

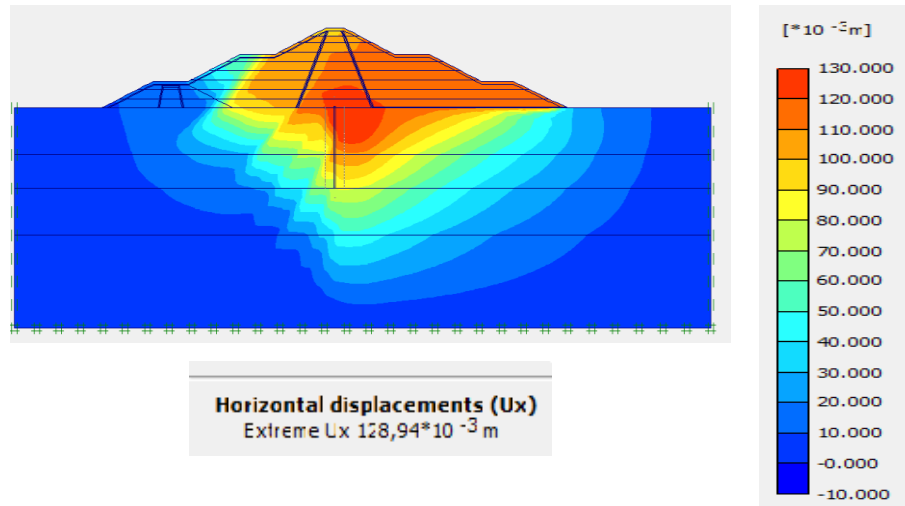


Figure 5.37: Déplacements horizontaux en allant de la retenue vers le niveau des plus hautes eaux.

**5.3.7.3. Vidange du barrage**

Dans ce cas, on va faire le chemin inverse du remplissage. Pour la même raison lors du cas de remplissage, on ne va pas faire baisser le niveau de la retenue progressivement. Nous allons procéder à la vidange du barrage en trois étapes : on part du niveau des plus hautes eaux (NPHE) vers le niveau de la fondation (NF) en passant par le niveau normal de la retenue (NNR) et le niveau du volume mort (VM).

**a. Etape 1 : Niveau des plus hautes eaux (NPHE) vers le niveau normal de la retenue (NNR)**

Ci-dessous les résultats obtenus lors de la première étape de vidange du barrage.

➤ **Degré de saturation**

Une saturation de 100% au-dessous de la ligne phréatique, tandis que la zone bleue reste sec (**Figure 5.38**).

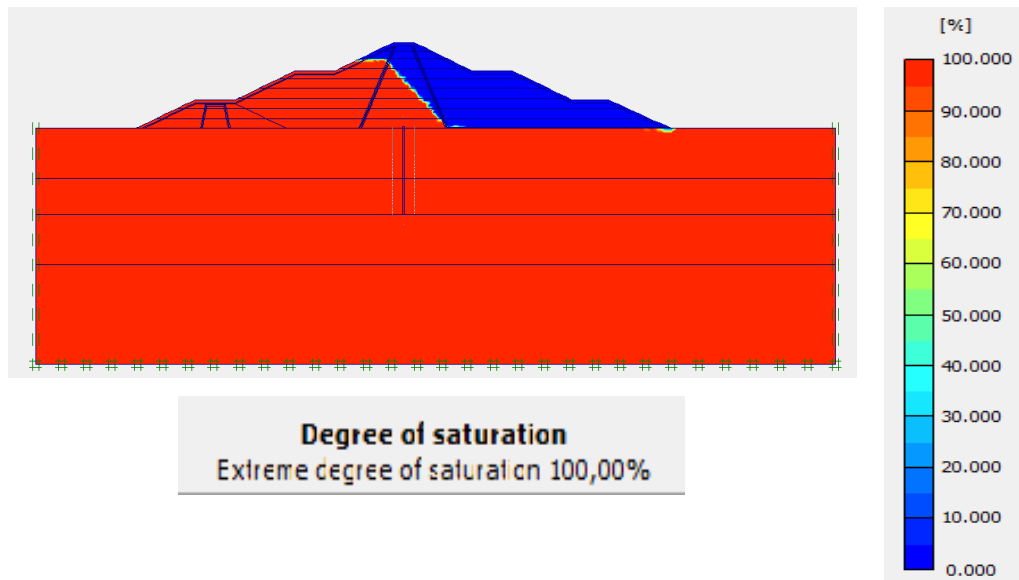


Figure 5.38 : Degré de saturation de NPHE vers NNR

➤ **Variation des contraintes**

La valeur de la contrainte effective maximale à la base du modèle est de  $\sigma' = -1,29 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> (Figure 5.39). La contrainte totale max est égale  $\sigma = -2,67 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> (Figure 5.40).

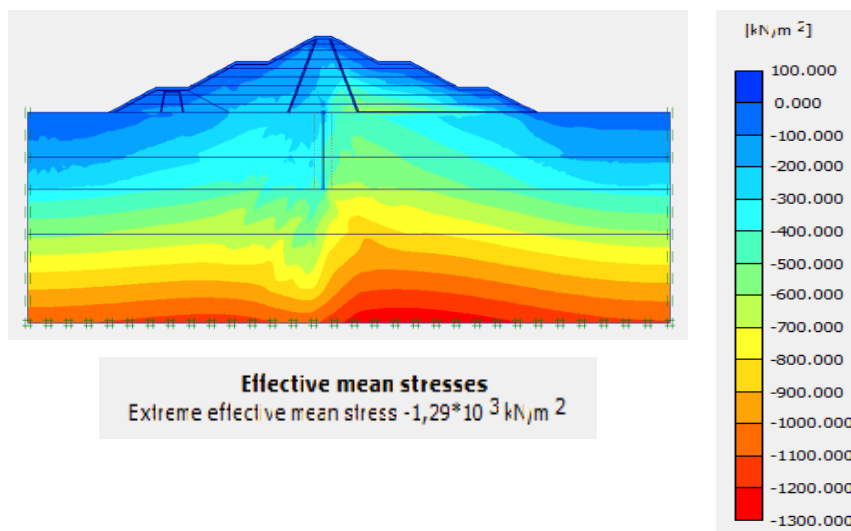


Figure 5.39 : Contrainte effective de NPHE vers NNR

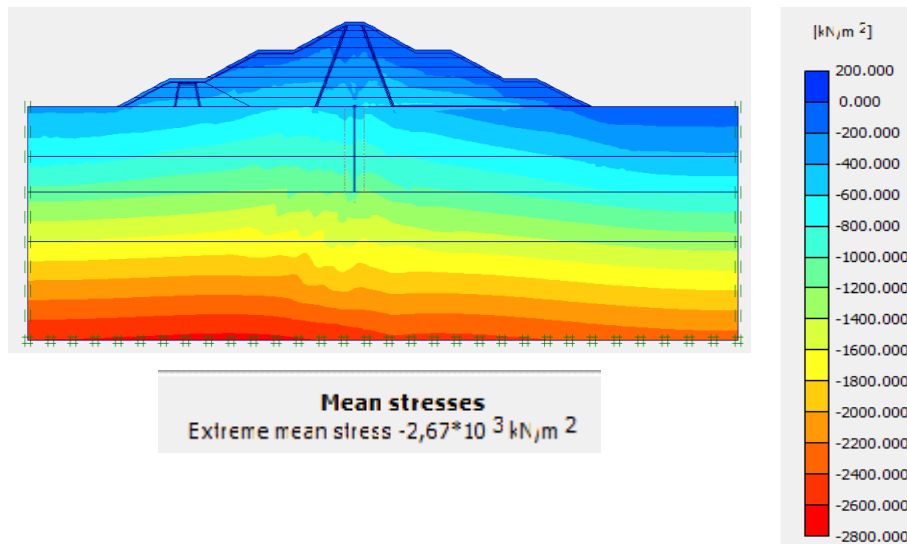


Figure 5.40 : Contrainte totale de NPHE vers NNR

➤ **Pression interstitielle**

La pression interstitielle du NPHE vers NNR est de  $-1,52 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  (Figure 5.41).

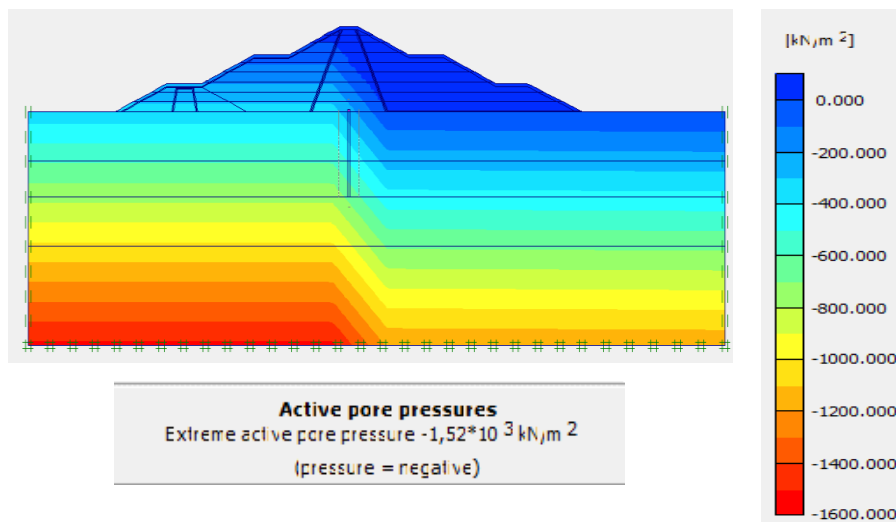


Figure 5.41 : Pression interstitielle de NPHE vers NNR

➤ Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité d’après la figure (Figure 5.42) est de 1,514.

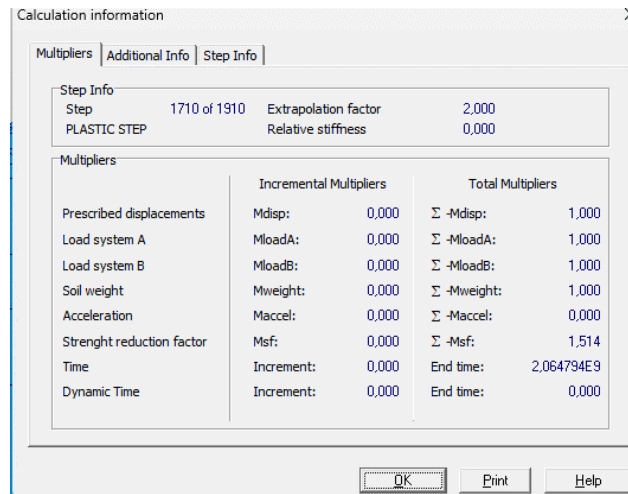


Figure 5.42 : Coefficient de sécurité de NPHE vers NNR

➤ Déplacements verticaux  $U_y$

On remarque que la zone rouge englobe la moitié du noyau argileux du cote aval avec une partie de la recharge aval. Elle a un déplacement vertical maximal d’une valeur de  $-0,024\text{m}$ , une gamme de couleur varie entre l’orange et le jaune qui diminue au fur et à mesure qu’on s’éloigne de la structure (Figure 5.43).

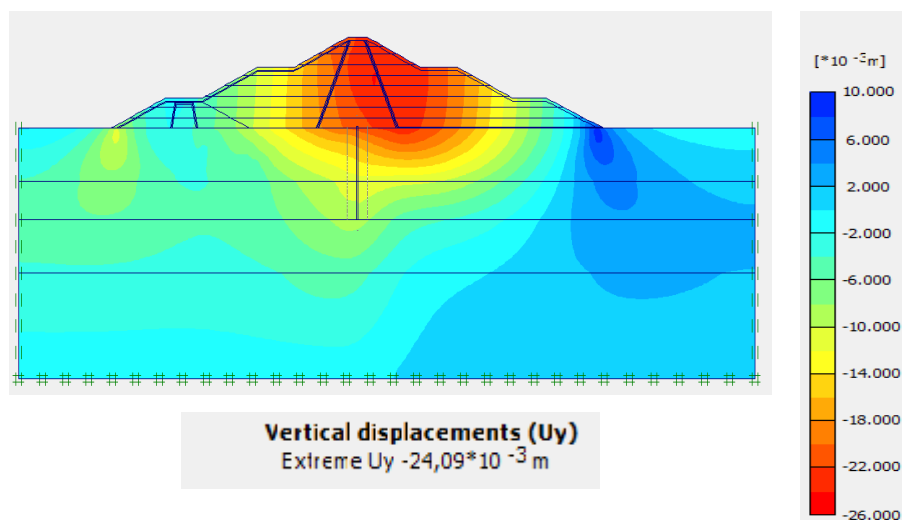


Figure 5.43 : Localisation des déplacements verticaux de NPHE vers NNR

➤ **Déplacements horizontaux  $U_x$**

Un déplacement horizontal important à côté du mur parafouille sous le noyau argileux d'une valeur de  $-0,079\text{m}$  (Figure 5.44).

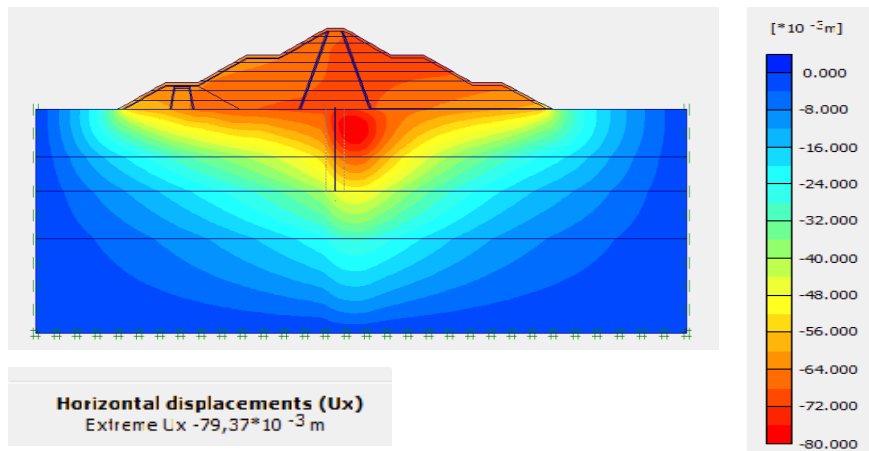


Figure 5.44 : Déplacements horizontaux du NPHE vers NNR

**b. Etape 2 : Niveau normal de la retenue (NNR) vers le niveau du volume mort (VM)**

Ci-dessous les résultats obtenus lors de la deuxième étape de vidange du barrage.

➤ **Degré de saturation**

Une saturation de 100% au-dessous de la ligne phréatique, avec une zone bleue de 70% qui reste sec (Figure 5.45).

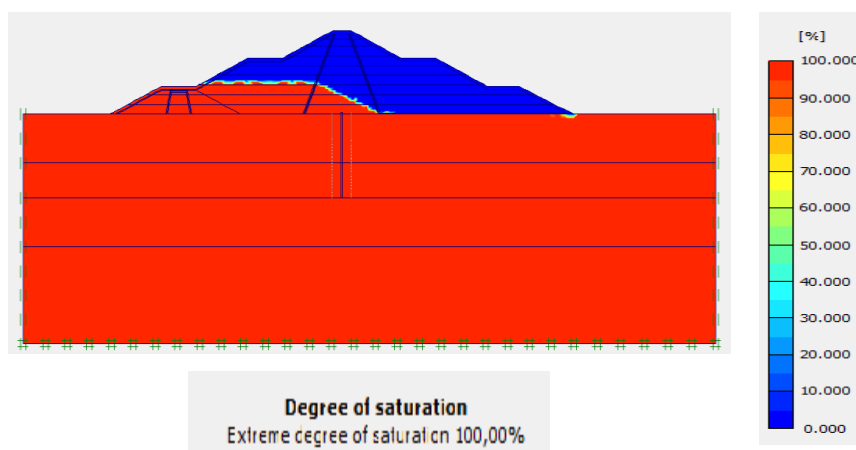


Figure 5.45 : Degré de saturation de NNR vers le NVM

➤ **Variation des contraintes**

La valeur de la contrainte effective maximale à la base du modèle est de  $\sigma' = -1,28 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> (Figure 5.46). La contrainte totale maximale est égale  $\sigma = -2,54 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> (Figure 5.47).

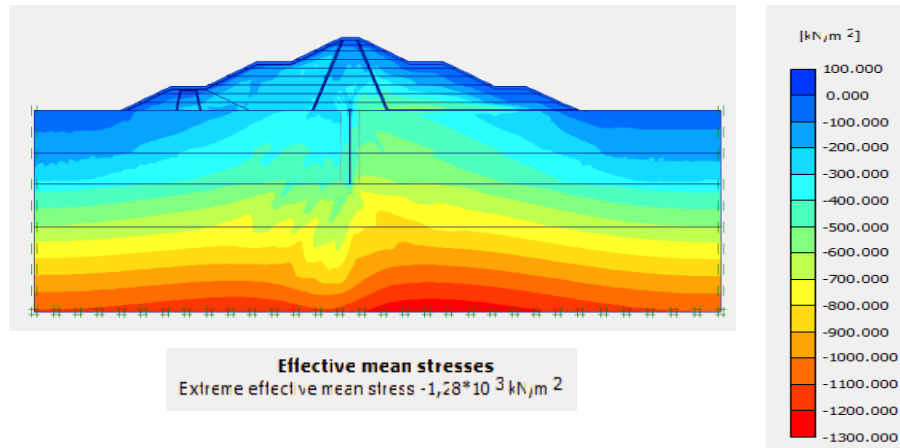


Figure 5.46 : Contraintes effectives de NPHE vers NNR.

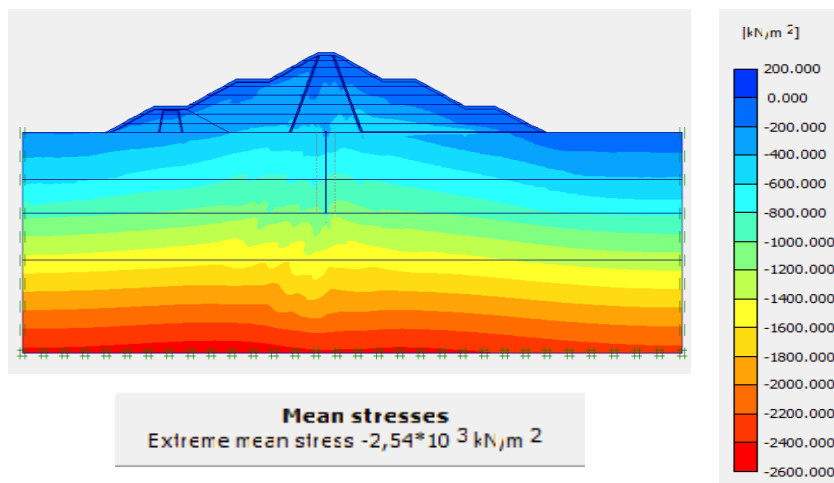


Figure 5.47 : Contraintes totales de NPHE vers NNR

➤ **Pression interstitielle**

La pression interstitielle est de  $-1,34 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  (**Figure 5.48**).

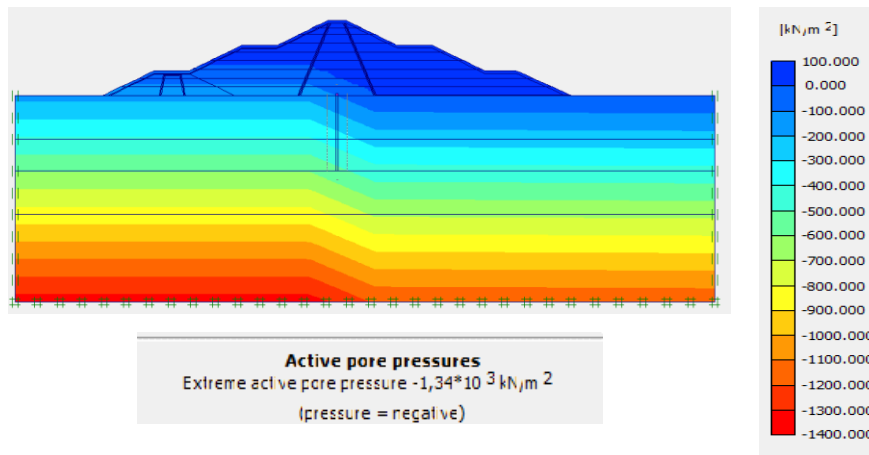


Figure 5.48 : Pressions interstitielles de NPHE vers NNR.

➤ **Coefficient de sécurité**

La **Figure 5.49** montre la valeur de coefficient de sécurité qui est de 1,492.

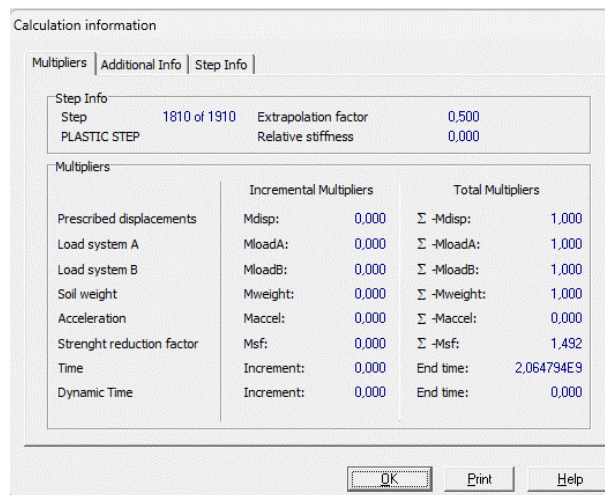


Figure 5.49 : Coefficient de sécurité de NPHE vers NNR.

➤ **Déplacements verticaux  $U_y$**

La zone rouge ayant les plus grands tassements est située de côté amont du barrage (Figure 5.50). Elle a un déplacement vertical maximal de -0.119m.

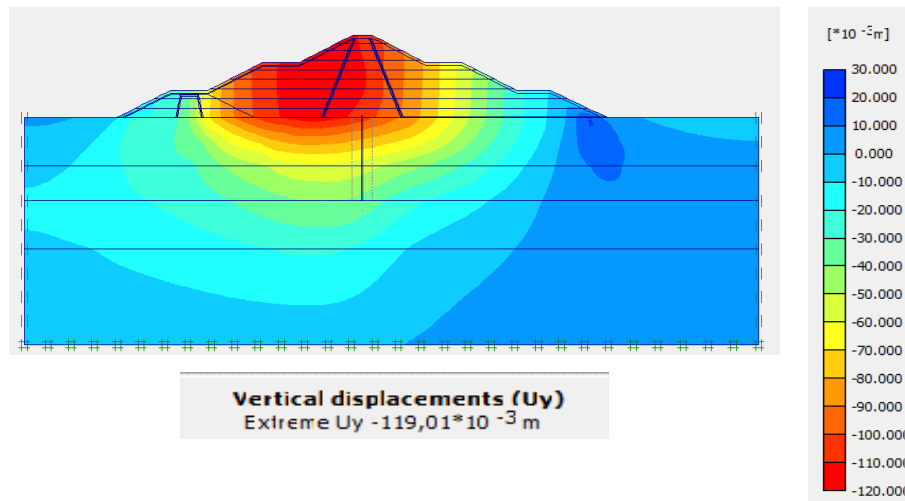


Figure 5.50 : Localisation des déplacements verticaux de NPHE vers NNR.

➤ **Déplacements horizontaux  $U_x$**

Le déplacement horizontal maximal est observé près de la base du barrage avec une valeur de -0,191m (Figure 5.51).

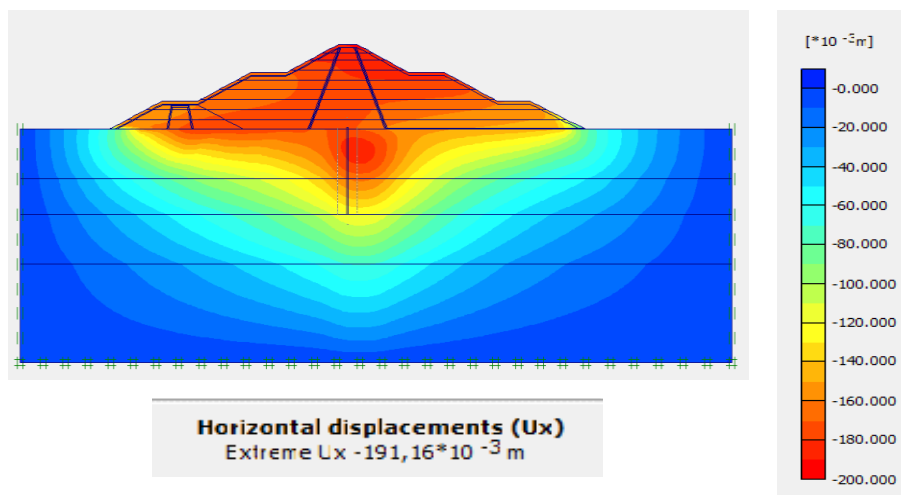


Figure 5.51 : Déplacements horizontaux de NPHE vers NNR.

### c. Etape 3 : Niveau de volume mort (VM) vers le niveau de la fondation (NF)

Ci-dessous les résultats obtenus lors de la troisième étape de vidange du barrage.

#### ➤ Degré de saturation

La figure (Figure 5.52) montre que le sol est saturé au-dessous de la nappe phréatique tandis que le barrage reste sec.

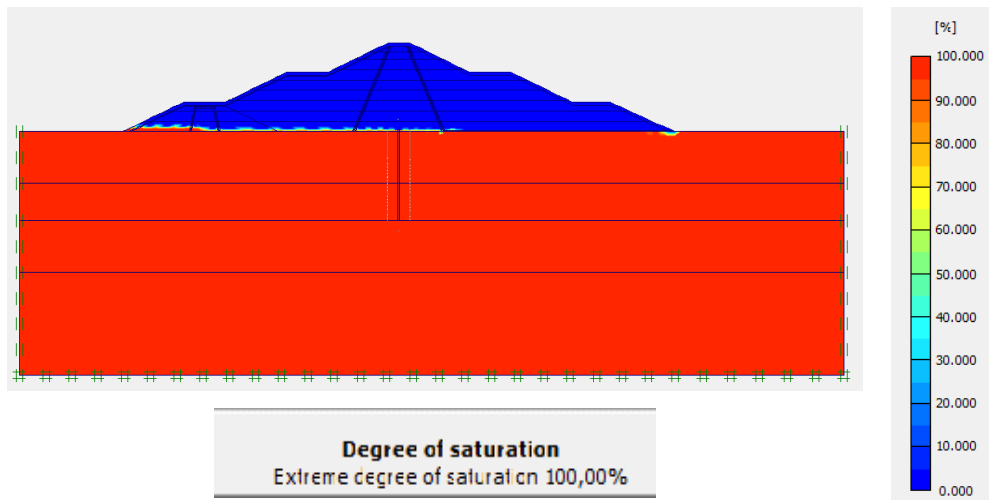


Figure 5.52 : Degré de saturation de NVM vers le NF

#### ➤ Variation des contraintes

La valeur de la contrainte effective maximale à la base du modèle est de  $\sigma' = -1,28 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> (Figure 5.53). La contrainte totale max est égale  $\sigma = -2,54 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> (Figure 5.54).

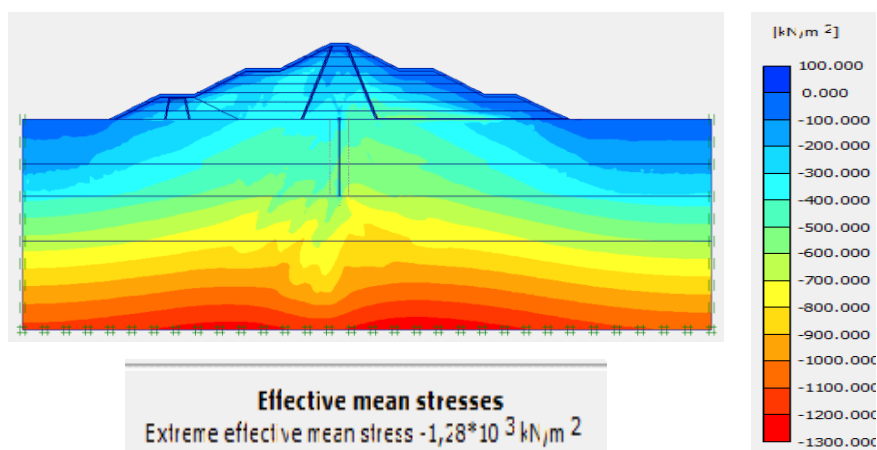


Figure 5.53 : Contrainte effective de NVM vers NF

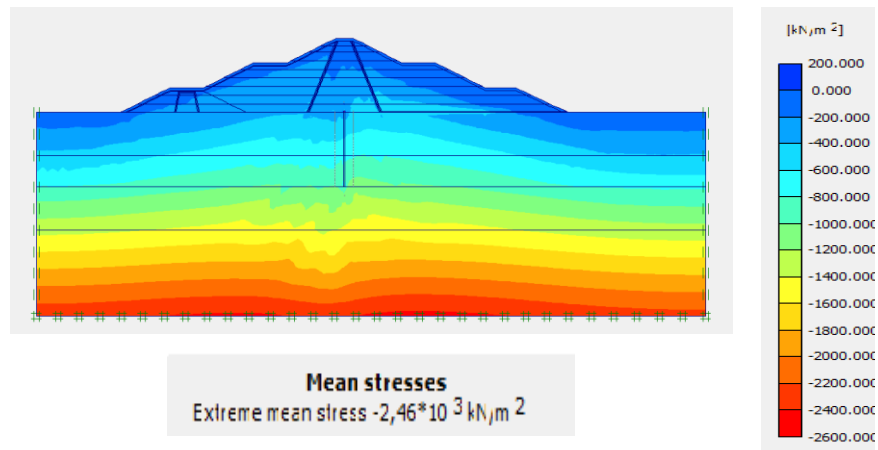


Figure 5.54 : Contrainte totale de NVM vers le NF

➤ **Pression interstitielle**

La **Figure 5.55** montre que la pression interstitielle maximale est de  $-1,2 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ .

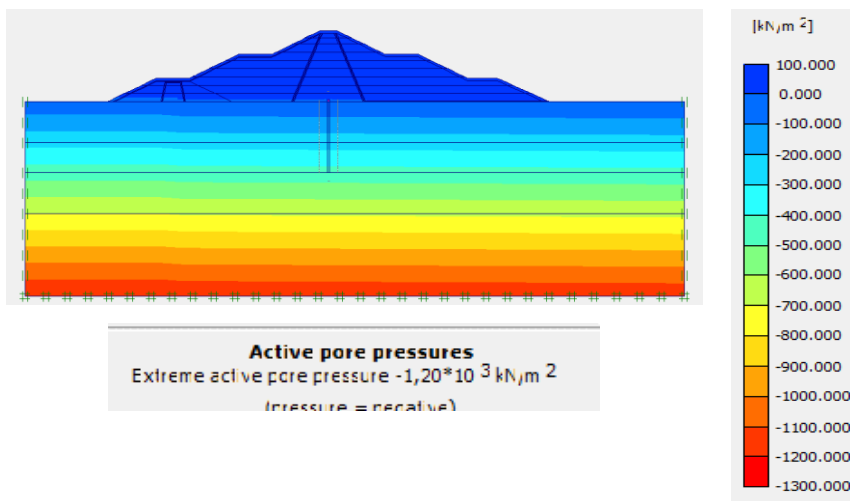


Figure 5.55 : Pression interstitielle de NVM vers NF.

➤ Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est égal à 1,514 d’après la figure (Figure 5.56).

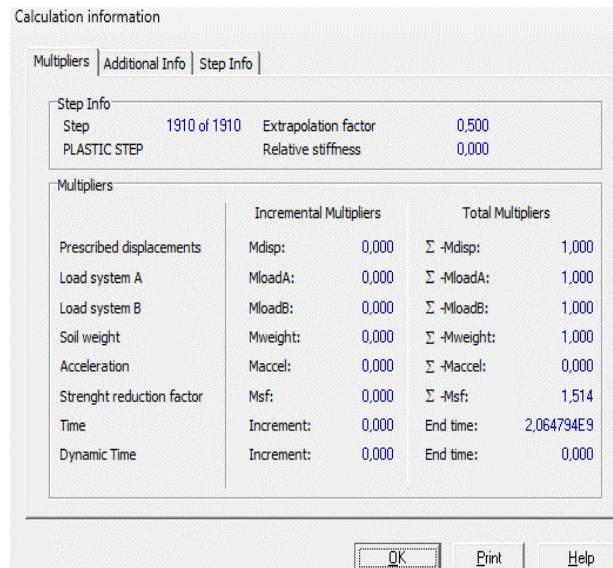


Figure 5.56 : Coefficient de sécurité de NVM vers NF.

➤ Déplacements verticaux  $U_y$

Un tassement maximal est observé du cote amont du barrage qui est d’une valeur de -0,176m (Figure 5.57).

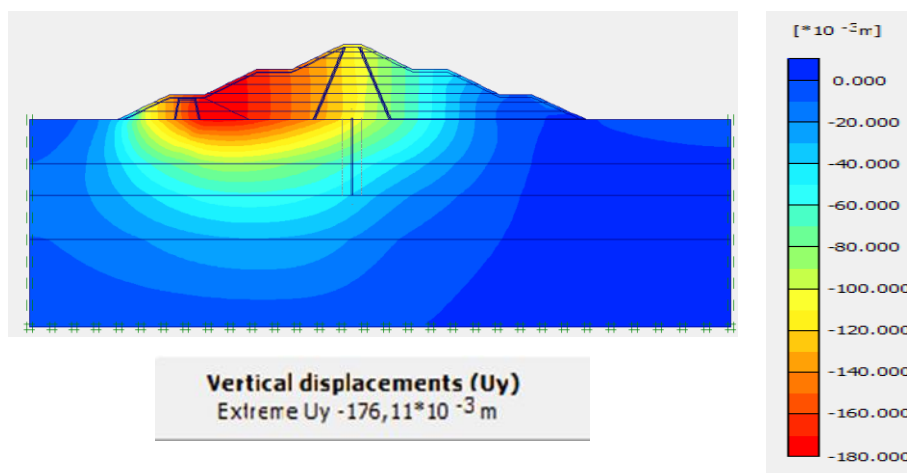


Figure 5.57 : Localisation des déplacements verticaux de NVM vers NF

➤ Déplacements horizontaux  $U_x$

Le déplacement horizontal maximal est situé à la crête du barrage (**Figure 5.58**).

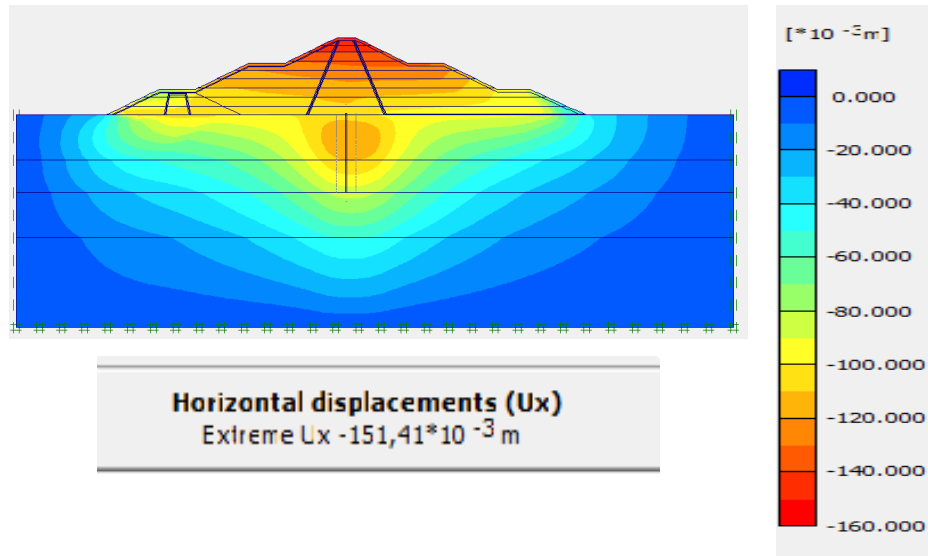


Figure 5.58 : Déplacements horizontaux de NVM vers le NF.

5.3.8. Analyse et interprétation des résultats

5.3.8.1. Remplissage

Table 5.5 : Résultats obtenus durant le remplissage

		$U_x$ (m)	$U_y$ (m)	$\sigma'_i$ ( $\times 10^{-3}$ kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ ( $\times 10^{-3}$ kN/m <sup>2</sup> )	$F_s$	$U_w$ (kN/m <sup>2</sup> )
A la fin de la construction (FCB)		/	/	-1,44	-2,45	1,499	-1,18
Cas du remplissage	Etape 1 : FCB vers NF	0,014	0,012	-1,41	-2,45	1,502	-1,2
	Etape 2 : NF vers VM	0,134	0,177	-1,26	-2,54	1,5	-1,34
	Etape 3 : VM vers NNR	0,276	0,108	-1,28	-2,67	1,499	-1,52
	Etape 4 : NNR vers NPHE	0,128	0,065	1,29	2,73	1,452	1,58

Lorsque le niveau de la retenue d'un barrage augmente, l'eau s'infiltré dans le sol, en faisant augmenter les pressions interstitielles et en saturant les pores du sol. De ce fait, le poids de l'eau qui augmente exerce une pression accrue sur le sol et les structures environnantes. Cette charge supplémentaire contribue directement à une augmentation des contraintes totales et à une diminution des contraintes effectives. Par conséquent, le coefficient de sécurité du barrage diminue aussi (plus au moins 0,047 par rapport au  $F_s$  de fin de construction du barrage FCB), mais il reste toujours autour des valeurs acceptables (le barrage est stable).

A chaque étape de remplissage, le sol continue de se déplacer. Le plus grand déplacement horizontal est enregistré lors de l'étape 3 (VM vers NNR). Il vaut 0,276m. Par contre le déplacement vertical maximal est obtenu lors de l'étape 2 (NF vers VM) avec un tassement de -0,177m.

L'étape de remplissage qui enregistre un petit déplacement du sol est l'étape 1 (FCB vers NF), avec un tassement de -0,012m et un déplacement horizontal de 0,140m (vers le coté aval).

### 5.3.8.2. Vidange

Le tableau résume tous les résultats obtenus durant les 3 étapes de vidange.

**Table 5.6 :** Résultats obtenus durant la vidange

		$U_x$ (m)	$U_y$ (m)	$\sigma'$ ( $\times 10^{-3}$ kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ ( $\times 10^{-3}$ kN/m <sup>2</sup> )	$F_s$	$U_w$ (kN/m <sup>2</sup> )
Cas de vidange	Etape 1 : NPHE vers NNR	0,079	0,024	-1,29	-2,67	1,514	-1,52
	Etape 2 : NNR vers VM	0,191	0,119	-1,28	-2,54	1,492	-1,34
	Etape 3 : VM vers NF	0,151	0,176	-1,28	-2,46	1,514	-1,2

Lorsque le niveau d'eau dans le réservoir du barrage baisse, la quantité d'eau infiltrée dans les pores des matériaux constitutifs du barrage diminue également, ce qui entraîne une baisse de la pression interstitielle. Cela modifie l'équilibre hydrostatique et réduit les contraintes totales dans certaines zones du barrage. De plus, la réduction du volume d'eau allège la charge supportée par les fondations. Dans notre cas, on a observé des contraintes effectives qui sont

restées presque stables durant la vidange. Concernant la stabilité du barrage, le FS est supérieur au FS obtenu lors de la fin de construction du barrage (FCB), du fait de la diminution de la force horizontale due à la poussée de l'eau ; sauf lors du passage du NNR vers VM, mais ce coefficient reste dans les normes ( $\geq 1,5$ )

Lors de la vidange, malgré que le niveau de la retenue baisse, le sol continu de se déplacer. L'étape 1 de la vidange (NPHE vers NNR) enregistre les plus faibles déplacements horizontaux et verticaux ; contrairement à l'étape 2 (NNR vers VM) qui a enregistré un déplacement horizontal maximal de 0,191m et l'étape 3 (VM vers NF) qui a enregistré un tassement maximal de -0,176m.

Remarque : Dans la réalité, lors de la vidange rapide, la stabilité du barrage est menacée du fait qu'on ne laisse pas assez de temps pour que les pressions interstitielles se dissipent. Dans notre cas la vidange n'est pas en fonction du temps.

#### **5.4. Conclusion**

D'après les interprétations effectuées on peut conclure que :

Lors du remplissage le niveau de la retenue augmente, les pressions interstitielles augmentent, les contraintes totales dans le sol augmentent et les contraintes effectives dans le sol diminuent.

Lors de la vidange le niveau de la retenue baisse, les pressions interstitielles diminuent, les contraintes totales dans le sol diminuent et les contraintes effectives sont restées plutôt stables.

Dans les deux cas, le coefficient de sécurité reste stable.

# *Conclusion générale*

Les barrages en terre sont essentiels pour la gestion de l'eau, la prévention des inondations et la production hydroélectrique. Cependant, ils peuvent s'effondrer en raison de facteurs naturels, de défauts de conception, d'erreurs de construction et d'un entretien insuffisant. Comprendre ces causes et appliquer des mesures préventives sont des points essentiels pour assurer leur sécurité et leur durabilité.

Le phénomène d'infiltration est une cause majeure de rupture des barrages, entraînant une érosion interne et potentiellement une rupture catastrophique.

L'objectif de ce mémoire est d'examiner l'impact des infiltrations sur la stabilité du barrage en terre Sidi Khelifa, situé à Azeffoun, dans la wilaya de Tizi-Ouzou, en utilisant le code de calcul en éléments finis PLAXIS 2D.

On a entamé notre modélisation par la construction par étapes du barrage pour simuler la consolidation du sol. A la fin de la construction du barrage (FCB), on a obtenu un coefficient de sécurité de 1,499. Par la suite, on a voulu voir l'influence des infiltrations sur la stabilité du barrage. Alors, on a procédé aux calculs de deux cas distincts :

Le premier cas, consiste à évaluer la stabilité du barrage lors de son remplissage. On a supposé la remontée d'eau en quatre niveaux successifs : Niveau de la fondation (NF), niveau du volume mort (VM), niveau normal de la retenue (NNR) et le niveau des plus hautes eaux (NPHE). On a remarqué qu'au fur et à mesure que le niveau de la retenue augmente, les pressions interstitielles augmentent, les contraintes totales dans le sol augmentent également et les contraintes effectives dans le sol diminuent. Par conséquent, le coefficient de sécurité subi de légère diminution, mais il reste toujours autour des valeurs acceptables (le barrage est stable).

Dans le second cas, on a étudié l'effet de la vidange sur le comportement du barrage. On a abaissé le niveau de la retenue dans le sens inverse du remplissage précédant. On a constaté qu'au fur et à mesure que le niveau de la retenue baisse, les pressions interstitielles

## *Conclusion générale*

---

diminuent, les contraintes totales dans le sol diminuent et les contraintes effectives sont restées plutôt stables. Concernant le coefficient de sécurité, il enregistre des valeurs qui tournent autour du coefficient de sécurité lors de la fin de la construction du barrage et par conséquent la stabilité du barrage n'est pas menacée.

A partir de ces 2 cas étudiés, on constate que le barrage de Sidi Khelifa présente des coefficients de sécurité satisfaisants, restant conformes aux normes à travers tous les états de charge.

Pour éviter les risques liés aux écoulements, il est recommandé d'installer un système de drainage dans la digue pour évacuer les eaux, réduire la pression interstitielle et abaisser la ligne de saturation.

L'étude des infiltrations dans les barrages en terre est un problème d'actualité qui est très vaste. Cette étude ouvre plusieurs perspectives. On peut l'approfondir en utilisant des programmes plus poussés pour prendre en charge les écoulements d'eau et la variation du niveau d'eau en fonction du temps.

Un apport plus significatif de ce travail serait d'utiliser des modèles de comportement de sol plus sophistiqués qui permettent de reproduire le comportement réel du sol (exemple du modèle Cam Clay pour l'argile du noyau), introduire un calcul dynamique et établir une modélisation en trois dimensions.

## Références bibliographiques

- [1] F. Lempérière, « Histoire des barrages et perspectives », *Houille Blanche*, vol. 88, n° 4-5, p. 134-135, août 2009, doi: 10.1051/lhb/2002072.
- [2] J.-L. Blin-Lacroix et J.-P. Roy, *Le dictionnaire professionnel du BTP*, 3<sup>e</sup> éd. Eyrolles, 2011. Consulté le: 2 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/>
- [3] A. J. Schleiss et H. Pougatsch, *Les barrages. Du projet à la mise en service*, vol. 17. Presses polytechniques et universitaires romandes, 2011. Consulté le: 6 mars 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.gcalgerie.com/les-barrages-tgc-volume-17/>
- [4] S. Aigouy, *Barrages-poids Barrage de Riou*. Consulté le: 19 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.barrages-cfbr.eu/Barrages-poids.html>
- [5] C. Damien, *Barrage à contrefort*. 2021. Consulté le: 19 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.google.com/maps/uv?pb=!1s0x47896039f914f9f1%3A0x9ab616b1dd2b2e04!3m1!7e164!15sCgIgAQ&imagekey=!1e10!2sAF1QipOygRHGkUOGs4iBN2stX9WIG0LzqGIUrzlsy007&hl=fr&viewerState=lb>
- [6] leungchopan, *Kurobe Dam Rainbow Stock Photo 537334648*. 2016. Consulté le: 19 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.shutterstock.com/image-photo/kurobe-dam-rainbow-537334648>
- [7] « Les barrages à voûtes multiples et contreforts », MAGAZINE CONSTAS. Consulté le: 7 juillet 2024. [En ligne]. Disponible sur: <http://magazineconstas.com/2021/11/18/les-barrages-a-voutes-multiples-et-contreforts/>
- [8] « Lexique », comité français des barrages et réservoirs. Consulté le: 30 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.barrages-cfbr.eu/Lexique-992.html>
- [9] R. Bourrier, *Hydraulique appliquée Milieux, écoulements, aménagements*, Moniteur. in Expertise technique. 2018. [En ligne]. Disponible sur: [https://ic-eau.fr/wp-content/uploads/HYD\\_promo.pdf](https://ic-eau.fr/wp-content/uploads/HYD_promo.pdf)
- [10] J.-L. BLIN-LACROIX et J.-P. ROY, « DIAPHRAGME - Dictionnaire du BTP - Eyrolles ». Consulté le: 1 mai 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=3319>
- [11] L. Bendjema et N. Benmbarek, *Figure 1.6 : Noyau en argile vertical et incliné*. 2015. Consulté le: 29 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: [https://www.researchgate.net/figure/Noyau-en-argile-vertical-et-incline\\_fig5\\_338103464](https://www.researchgate.net/figure/Noyau-en-argile-vertical-et-incline_fig5_338103464)
- [12] U. Encyclopædia, *Barrage en enrochement - Média*. 2024. Consulté le: 29 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.universalis.fr/media/barrage-en-enrochement-v030844c/>
- [13] N. DeLessard, *Normand DeLessard présente la construction du barrage gonflable Saint-Georges*. 2015. Consulté le: 27 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.enbeauce.com/actualites/societe/371566/normand-delessard-presente-la-construction-du-barrage-gonflable-saint-georges>

- [14] M. Nivesse, *Les estuaires, lagunes et deltas*. 2018. Consulté le: 28 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.eaufrance.fr/les-estuaires-lagunes-et-deltas>
- [15] S. milev, *Barrage de Beni Haroun*. 2014. Consulté le: 22 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: [https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Barrage\\_de\\_Beni\\_Haroun&oldid=203889934](https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Barrage_de_Beni_Haroun&oldid=203889934)
- [16] H. Messir, « Tizi Ouzou: Le taux de remplissage du barrage Taksebt inférieur à 20 % », *Le jour d'Algérie*, 20 décembre 2022. Consulté le: 27 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://lejourdalgerie.com/tizi-ouzou-le-taux-de-remplissage-du-barrage-taksebt-inferieur-a-20/>
- [17] Ka da22, *Barrage de Djorf Torba*. 2011. Consulté le: 25 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: [https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Barrage\\_de\\_Djorf\\_Torba&oldid=204385617](https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Barrage_de_Djorf_Torba&oldid=204385617)
- [18] popodoran, « BARRAGE DE FOUM EL GHERZA ». Consulté le: 10 mars 2024. [En ligne]. Disponible sur: <http://popodoran.canalblog.com/archives/2013/04/26/27018568.html>
- [19] J.-L. BLIN-LACROIX et J.-P. ROY, « RUPTURE - Dictionnaire du BTP - Eyrolles ». Consulté le: 3 mai 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=8123>
- [20] J.-L. BLIN-LACROIX et J.-P. ROY, « RENARD (PHENOMENE DE) - Dictionnaire du BTP - Eyrolles ». Consulté le: 29 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=7861>
- [21] J.-L. BLIN-LACROIX et J.-P. ROY, « RIPRAP OU RIP-RAP - Dictionnaire du BTP - Eyrolles ». Consulté le: 3 mai 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=8023>
- [22] Boersdefer, *Fichier:Barrage poids.png* — *Wikiversité*. 2020. Consulté le: 5 mai 2024. [En ligne]. Disponible sur: [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Barrage\\_poids.png](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Barrage_poids.png)
- [23] G. Philipponnat, B. Hubert, et A. Isnard, *Fondations et ouvrages en terre*, Nouvelle édition. Eyrolles, 2000.
- [24] B. Melbouci, *Méthode de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement*, EL-AMEL. 2009.
- [25] J.-L. BLIN-LACROIX et J.-P. ROY, « FLUAGE - Dictionnaire du BTP - Eyrolles ». Consulté le: 5 mai 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=4385>
- [26] É. Larousse, « Définitions : solifluxion - Dictionnaire de français Larousse ». Consulté le: 5 mai 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.larousse.fr/dictionnaires/francais/solifluxion/73326>
- [27] P. Tian, *Impressionnante coulée de boue à Arties, dans le Val d'Aran*. 2019. Consulté le: 6 mai 2024. [En ligne]. Disponible sur: <http://www.paultian.fr/2018/05/video.impressionnante-coulee-de-boue-a-arties-dans-le-val-d-aran.html>
- [28] L. Polaire, *Diagramme triangulaire de la texture des sols; there is an error in this image, the little triangle « argilo-sableuse » near the limon side should read « argilo-limoneux »*. 2016. Consulté le: 21 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/e/e4/Triangle-texture-sols.png>
- [29] « La classification géotechnique des sols », *Techniques de l'Ingénieur*. Consulté le: 21 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/archives-th12/archives-techniques-du-batiment-l-enveloppe-du-batiment-tiaebt2/archive-1/la-matiere-le-materiau-terre-tba1505/la-classification-geotechnique-des-sols-sl5669475.html>

- [30] A. Hutin, « Les milieux poreux en ingénierie de réservoir : Introduction », 2020. doi: 10.5281/zenodo.6394975.
- [31] « Poiseuille pour regime d'écoulement laminaire dans les conduits hydrauliques ». Consulté le: 9 juillet 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.mecaflux.com/poiseuille.htm>
- [32] « Blasius l'équation de blasius utilisée pour les regimes d'écoulement turbulent ». Consulté le: 9 juillet 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.mecaflux.com/blasius.htm>
- [33] « colebrook White coefficient de perte de charge reguliere dans les conduites ». Consulté le: 9 juillet 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.mecaflux.com/colebrook.htm>
- [34] ADOPTA, « Perméabilité des sols, test de perméabilité et coefficient k », O2D. Consulté le: 21 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.o2d-environnement.com/observatoires/test-de-permeabilite-sols-etude-coefficient/>
- [35] *Perméamètre*, (22 juin 2022). Consulté le: 2 juillet 2024. [En ligne Vidéo]. Disponible sur: <https://www.youtube.com/watch?v=paABJkJ9nWE>
- [36] J. Roussel, « CINÉMATIQUE DES FLUIDES ». Consulté le: 21 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: [https://femto-physique.fr/mecanique\\_des\\_fluides/cinematique.php](https://femto-physique.fr/mecanique_des_fluides/cinematique.php)
- [37] E. Lefèvre, « Propriétés Mécaniques et Physiques des Sols ». Consulté le: 21 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <http://rpn.univ-lorraine.fr/UL/Proprietes-Meca-Sols/chap7/base.html>
- [38] A. CHAKIRI, « Definition Loi Darcy | PDF | Perméabilité (fluide) | Porosité », Scribd. Consulté le: 21 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://fr.scribd.com/document/313529590/Definition-Loi-Darcy>
- [39] J. Beauchamp, « LES SYSTEMES AQUIFERES ». Consulté le: 21 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.u-picardie.fr/beauchamp/cours.qge/du-7.htm>
- [40] A. M. Sidi Mohammed, « CHAP 3 : études DES INFILTRATIONS », 13 mai 2020.
- [41] « MecaFlu-EMSE.pdf ». Consulté le: 22 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.emse.fr/~bonnefoy/Public/MecaFlu-EMSE.pdf>
- [42] « 7696-phenomenes-de-boulance-et-erosion-regressive-ens.pdf ». Consulté le: 24 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://eduscol.education.fr/sti/sites/eduscol.education.fr.sti/files/ressources/pedagogiques/7696/7696-phenomenes-de-boulance-et-erosion-regressive-ens.pdf>
- [43] « Wikibardig: Barrages en terre homogène ou pseudo-zonés - Wikigeotech ». Consulté le: 24 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: [http://wikigeotech.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Barrages\\_en\\_terre\\_homog%C3%A8ne\\_ou\\_pseudo-zon%C3%A9s](http://wikigeotech.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Barrages_en_terre_homog%C3%A8ne_ou_pseudo-zon%C3%A9s)
- [44] A. Bekkouche et Z. Benyelles, « Figure 9.2: Barrage en terre avec tapis drainant. », ResearchGate. Consulté le: 24 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: [https://www.researchgate.net/figure/Barrage-en-terre-avec-tapis-drainant\\_fig31\\_323430819](https://www.researchgate.net/figure/Barrage-en-terre-avec-tapis-drainant_fig31_323430819)
- [45] ANBT, « Etude d'Avant Projet détaillé du Barrage de Sidi Khelifa (Wilaya de Tizi-Ouzou) Géologie du barrage Sidi Khelifa et de la Cuvette », A0406, aout 2005.
- [46] N. LE ROUX, « Définition de grésopélitique | Dictionnaire français », La langue française. Consulté le: 1 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.lalanguefrancaise.com/dictionnaire/definition/greso-pelitique>
- [47] « GEOTECHNICAL ENGINEERING OF EMBANKMENT DAMS.pdf ». Consulté le: 2 juillet 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://webapps.unitn.it/Biblioteca/it/Web/EngibankFile/2113437.pdf>

## ***Références bibliographiques***

---

- [48] « AnnexeD-methodes\_de\_classification.pdf ». Consulté le: 2 juillet 2024. [En ligne]. Disponible sur: [https://pastel.hal.science/file/index/docid/46627/filename/AnnexeD-methodes\\_de\\_classification.pdf](https://pastel.hal.science/file/index/docid/46627/filename/AnnexeD-methodes_de_classification.pdf)
- [49] M. Carter et S. P. Bentley, *Correlations of Soil Properties*. Pentech Press, 1991.

---

## *Annexes*

---

---

***Annexe 1. Présentation du logiciel PLAXIS***

---

---

***Annexe 1. Présentation du logiciel PLAXIS***

---

## 1.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons explorer le logiciel PLAXIS, un outil essentiel dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. PLAXIS offre des fonctionnalités puissantes pour la modélisation et l'analyse des sols et des structures, aidant les ingénieurs à comprendre et à prédire le comportement des terrains dans une variété de situations.

Nous examinerons en détail les principales caractéristiques de PLAXIS ainsi que ses applications dans des contextes géotechniques variés.

## 1.2. C'est quoi le logiciel PLAXIS ?

Le logiciel PLAXIS est conçu pour la modélisation par éléments finis et l'analyse de problèmes géotechniques, que ce soit en 2D ou en 3D. Il est utilisé pour étudier les contraintes, la déformation et la stabilité, comme la mécanique des sols et la mécanique des roches. Il est utilisé dans de nombreux projets tels que les excavations, les fondations, les barrages, les tunnels et les ouvrages de soutènement. Il vise à analyser et dimensionner les structures géotechniques.

Ce programme est composé de différents modèles de comportement du sol et de quatre sous-programmes essentiels : les entrées (input), le calcul (calculation), les sorties (output) et les tracés de courbes (curves).

Le modèle du barrage à analyser a été développé dans le sous-programme Input de PLAXIS, incluant des caractéristiques précises pour chaque couche de sol et de roche, y compris les paramètres de résistance au cisaillement. Le modèle de déformation simple a été utilisé pour concevoir le maillage en éléments finis, avec des éléments triangulaires à 15 nœuds. En outre, on a effectué des analyses de stabilité et de déformations en se basant sur le modèle de matériau Mohr-Coulomb.

## 1.3. Programme d'entrée des données (input)

Ce programme inclut tous les outils essentiels pour la création et la modification de modèles géométriques, la génération de maillages d'éléments finis et l'établissement des conditions initiales nécessaires (**Figure 1.1**).

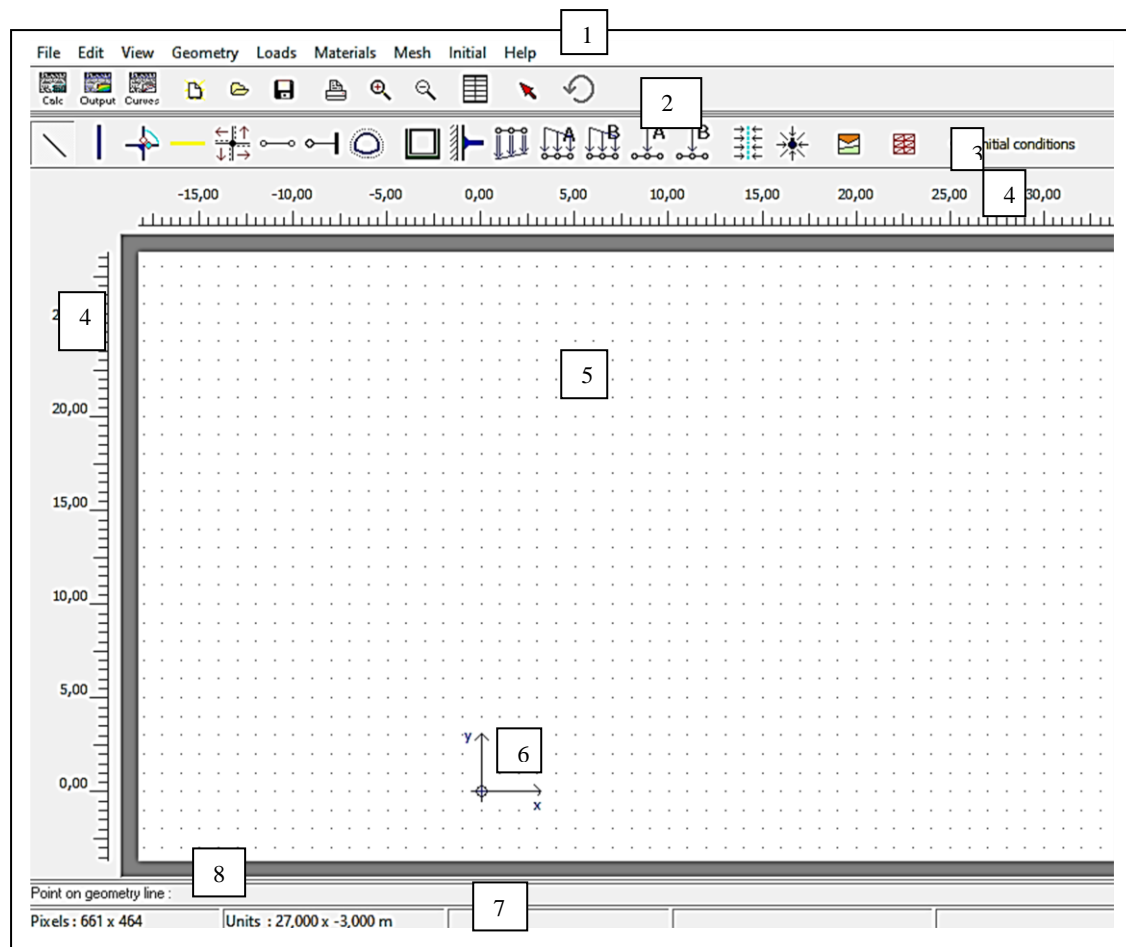


Figure 1.1 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique)

**1 Menu d'entrée des données (Main menu) :** Le menu Input regroupe l'ensemble des données et des opérations du programme, dont la plupart sont également accessibles via des boutons situés dans la barre d'outils.

**2 Barre d'outils générale (Tool bar (general)) :** La barre d'outils comprend des icônes permettant d'effectuer des actions générales telles que l'enregistrement sur disque, l'impression, le zoom et la sélection d'objets. Elle inclut également des icônes pour accéder aux autres modules de PLAXIS (Calculations, Output et Curve).

**3 Barre d'outils de géométrie (Tool bar (geometry)) :** La barre d'outils propose des icônes pour les actions liées à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont disposées de manière à guider généralement l'utilisateur dans la définition complète du modèle, en suivant une séquence de gauche à droite.

4 **Règles (Rulers)** : À gauche et en haut de la planche à dessin, des règles affichent les coordonnées physiques x et y du modèle géométrique, offrant ainsi une vue instantanée des dimensions. Ces règles peuvent être retirées via le menu "Vue". En cliquant sur les règles, la fenêtre "Paramètres généraux" s'ouvre, permettant ainsi de modifier les dimensions du modèle.

5 **Planche à dessin (Draw area)** : La planche à dessin constitue l'espace où le modèle géométrique est créé et modifié. Cette création et modification s'effectuent principalement à l'aide de la souris, mais il est également possible d'entrer des données via le clavier dans certaines options. La planche à dessin fonctionne de manière similaire aux programmes de dessin traditionnels, où les nœuds de la grille peuvent servir de points de référence pour le positionnement des éléments.

6 **Axes** : Si l'origine physique est située dans les limites des dimensions définies par l'utilisateur, elle est représentée par un petit cercle marqué par des flèches indiquant les axes x et y. L'affichage des axes peut être désactivé via le menu View.

7 **Entrée manuelle des données** : L'entrée manuelle des coordonnées permet à l'utilisateur de saisir les valeurs x et y en tapant les valeurs correspondantes avec un espace entre elles (valeur de x <espace> valeur de y). Cette méthode est disponible pour tous les éléments géométriques, à l'exception des articulations de plaque (Hinges) et des blocages en rotation (Rotation fixities). En outre, l'utilisateur peut saisir des coordonnées relatives par rapport au dernier point en tapant « @ » directement avant la valeur (@valeur de x <espace> @valeur de y). En plus de l'entrée des coordonnées, les points de la géométrie peuvent être sélectionnés par leur numéro.

8 **Indication de la position du curseur** : L'indicateur de position du curseur affiche la position actuelle du pointeur de la souris à la fois en termes de coordonnées physiques (x et y) et en pixels sur la planche à dessin.

### 1.3.1. Réglages généraux

La fenêtre des paramètres généraux (General settings) s'ouvre automatiquement lors de la création d'un nouveau projet et peut également être accédée depuis le menu Fichier. Elle est composée des onglets Projet et Dimensions. L'onglet Projet permet de définir le nom, la description et le type de projet, ainsi que les données d'accélération. L'onglet Dimensions permet de spécifier les unités de base pour la longueur, la force et le temps, ainsi que les dimensions de la planche à dessin (**Figure 1.2**).

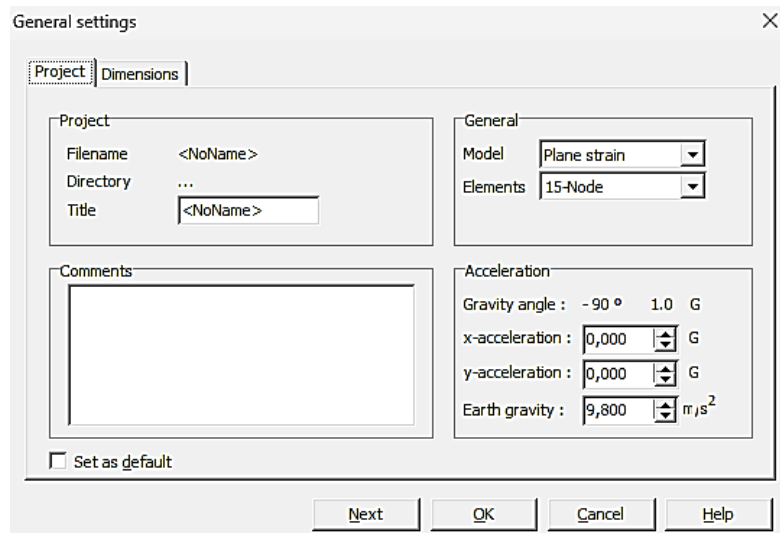


Figure 1.2 : Fenêtre de réglages généraux (onglet Project)

### 1.3.1.1. Type de modèle (Model)

PLAXIS Version 8 permet de réaliser des analyses par éléments finis en 2D, avec des modèles pouvant être soit plans (Plane strain) soit axisymétriques (Axisymmetric). Les analyses 3D sont effectuées à l'aide de programmes distincts. Le paramètre Model est par défaut réglé sur Plane strain.

- Les modèles en déformations planes (Plane strain) conviennent aux structures présentant une section relativement uniforme et soumises à des contraintes et à des charges uniformes sur une longueur significative perpendiculaire à la section (direction z). Ces modèles supposent que les déplacements perpendiculaires à la section sont négligeables, mais les contraintes normales dans la direction z sont pleinement prises en compte.
- Les modèles axisymétriques sont adaptés aux structures circulaires présentant une section radiale relativement uniforme, avec une répartition de charges autour de l'axe central. Les états de contrainte et de déformation sont uniformes le long des directions radiales. Dans ce type de modèle, la coordonnée x représente le rayon, tandis que la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il est important de noter qu'aucune coordonnée x négative ne doit être utilisée dans ce contexte.

### 1.3.1.2. *Eléments*

Pour modéliser les différentes couches de sol et autres éléments volumétriques, l'utilisateur doit choisir entre des éléments triangulaires comprenant 6 ou 15 nœuds (**Figure 1.3**).

- L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds, offrant une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements. L'intégration numérique s'effectue sur douze points de Gauss, également appelés points de contrainte.
- Le triangle à 6 nœuds offre une interpolation d'ordre deux pour les déplacements, tandis que l'intégration numérique se réalise sur trois points de Gauss.
- Un élément à 15 nœuds peut être vu comme la fusion de quatre éléments à 6 nœuds, tout en conservant le même nombre de nœuds et de points de contrainte. Cependant, il est plus efficace en termes de performance que la réunion de quatre éléments à 6 nœuds.

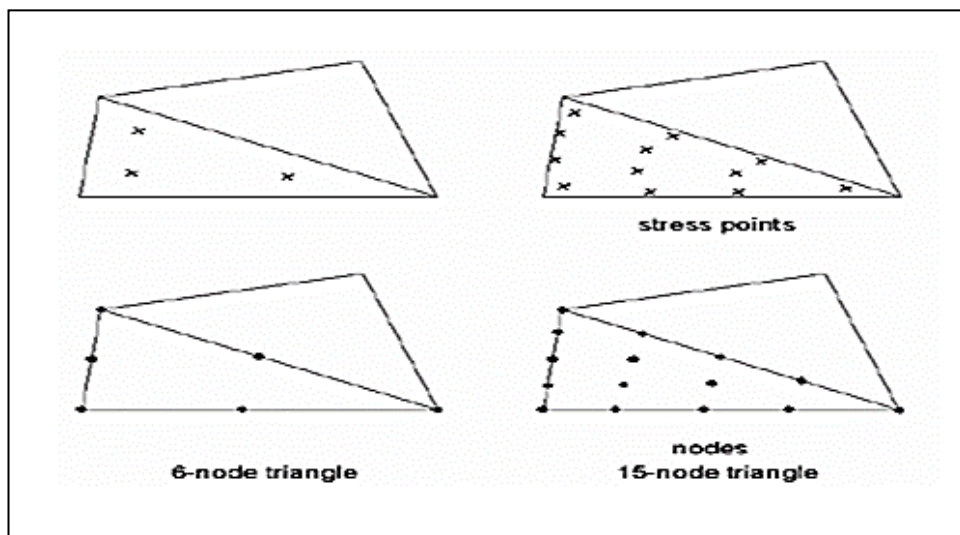


Figure 1.3 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

### 1.3.1.3. *Gravité et accélération*

Par défaut, l'accélération de la gravité terrestre,  $g$ , est fixée à  $9,8 \text{ m/s}^2$  et la direction de la gravité coïncide avec l'axe des  $y$  négatifs, c'est-à-dire une orientation de  $-90^\circ$  dans le plan  $(x,y)$ .

### 1.3.1.4. Unités

Les unités de longueur, de force et de temps sont déterminées lors de la spécification des données d'entrée. Elles doivent être définies dans l'onglet "Dimensions" de la fenêtre "Réglages généraux" (**Figure 1.4**).

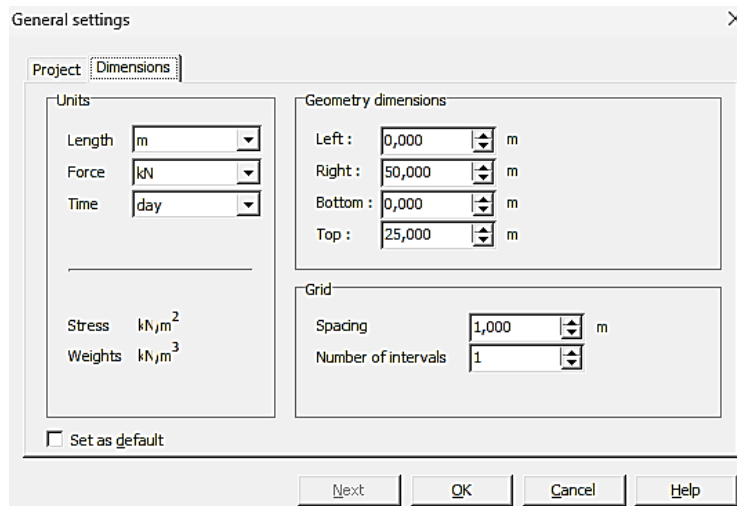


Figure 1.4 : Fenêtre de réglages généraux (onglet Dimensions)

## 1.3.2. Géométrie

La création du modèle d'éléments finis débute par la conception du modèle géométrique, qui représente la situation réelle à étudier. Ce modèle comprend des points et des lignes définis par l'utilisateur, ainsi que des couches générées automatiquement par le programme.

En complément des éléments fondamentaux, le modèle géométrique peut inclure des structures et des conditions particulières telles que des soutènements de tunnels, des écrans, des plaques, ou des interactions sol-structure pour simuler diverses situations de chargement.

### 1.3.2.1. Propriétés des éléments géométriques

- Les points et les lignes : L'élément de base pour créer un modèle géométrique est la ligne (Geometry line)
- Plaques : Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Ils peuvent être utilisés pour modéliser l'influence de murs, plaques, coques ou soutènements s'étendant selon z. Les caractéristiques des plaques

sont regroupées dans la base de données des matériaux. Les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion  $EI$  et la raideur axiale  $EA$ .

A partir de ces deux paramètres, l'épaisseur équivalente de la plaque est calculée à partir de

$$l'équation : d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$$

- Rotules et raideurs en rotation : Une articulation est une connexion entre des éléments de plaque qui permet la rotation au point de jonction. Par défaut, la rotation est continue en un point de connexion entre des éléments de plaque, offrant ainsi un seul degré de liberté en rotation. (Figure 1.5).

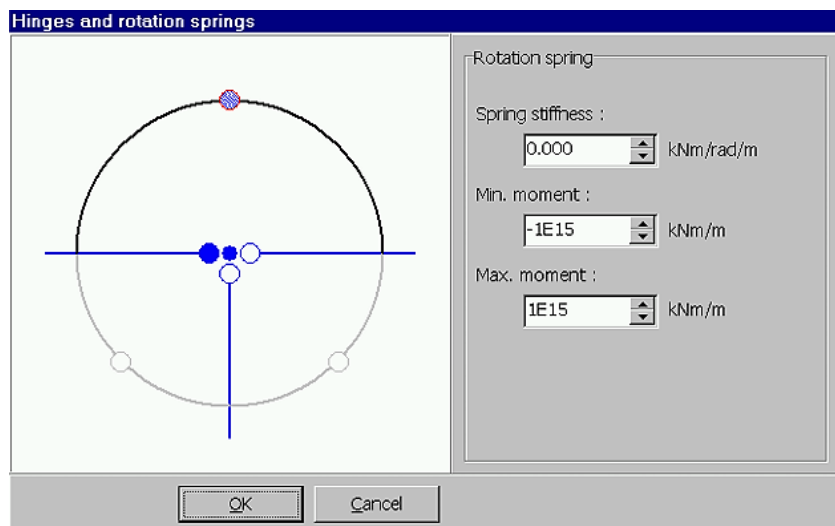


Figure 1.5 : Exemple de point de jonction dans la fenêtre Hinges and rotation springs

- Géogrilles : Les géogrilles sont des éléments élancés dotés d'une rigidité normale mais dépourvus de rigidité en flexion. Les géotextiles ne peuvent supporter que des forces de traction et non des forces de compression. Ces éléments sont principalement utilisés pour simuler des renforcements de sol. Les géogrilles peuvent également être associées à des éléments nœud à nœud pour simuler un tirant. Dans ce cas, la géogrille est utilisée pour représenter le scellement, tandis que l'élément nœud à nœud représente la partie libre du tirant.
- Interfaces : Une "épaisseur virtuelle" est assignée à chaque interface. C'est une dimension fictive utilisée pour définir les caractéristiques du matériau affectées à l'interface.

La rugosité de l'interface est modélisée par le choix d'une valeur convenable du facteur de réduction des efforts à l'interface ( $R_{inter}$ ). Ce facteur relie les caractéristiques de l'interface (frottement de la paroi et adhérence) aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion).

- **Éléments nœud à nœud** : Les éléments nœud à nœud sont des éléments élastiques utilisés pour modéliser des liaisons entre deux points.
- **Ancrages à tête fixe** : Les ancrages à tête fixe sont des éléments élastiques qui servent à modéliser une liaison à partir d'un seul point.
- **Tunnels** : L'option "Tunnels" permet d'incorporer des sections de tunnel circulaires ou non dans le modèle géométrique. Une section de tunnel est constituée d'arcs et de lignes auxquels un soutènement et une interface peuvent être ajoutés.

### 1.3.3. Chargements et conditions limites

Le menu "Chargement" (Loads) propose diverses options pour appliquer des surcharges, des charges linéiques ou ponctuelles, ainsi que des déplacements imposés. Ces charges et déplacements peuvent être appliqués aux limites extérieures du modèle ainsi qu'à l'intérieur de celui-ci.

- ✓ **Déplacements imposés (Prescribed displacements).**
- ✓ **Blocages** : Ce sont des déplacements imposés nuls. Ces conditions peuvent être appliquées sur des lignes géométriques comme sur des points. Dans le modèle géométrique, une distinction peut être faite entre les blocages horizontaux (Horizontal fixity) ( $u_x = 0$ ) et les blocages verticaux (Vertical fixity) ( $u_y = 0$ ). On peut également choisir un blocage total (Total fixity) qui est la combinaison des deux précédents ( $u_x = u_y = 0$ ).
- ✓ **Blocages standards (Standard fixities).**
- ✓ **Charges réparties.**
- ✓ **Charges ponctuelles.**
- ✓ **Blocage en rotation (Rotation fixities).**
- ✓ **Drains** : sont utilisés pour imposer des lignes au sein du modèle géométrique où les pressions interstitielles (surpressions) sont définies comme nulles.
- ✓ **Puits** : sont utilisés pour imposer des points à l'intérieur du modèle géométrique où un débit donné est pompé ou injecté.

## 1.4. Modélisation du comportement d'un sol

Le comportement des sols et des roches est souvent très non linéaire lorsqu'ils sont soumis à des charges. Cette non-linéarité peut être modélisée à différents niveaux de complexité, mais cela implique généralement l'introduction de davantage de paramètres dans les modèles, ce qui augmente leur sophistication.

### 1.4.1. Jeux de données pour les sols et les interfaces

Les propriétés et paramètres associés aux éléments de sol sont saisis sous la forme de jeux de données. Les propriétés des interfaces sont reliées aux propriétés de sol et sont saisies dans les mêmes jeux de données que ces dernières.

Un jeu de données pour un sol et des interfaces représente généralement une couche de sol donnée et peut être affecté aux éléments correspondants dans le modèle géométrique. Le nom du jeu de données est indiqué dans la fenêtre de propriétés de la couche.

PLAXIS sélectionne une couleur par défaut unique pour chaque jeu de données, mais cette couleur peut être modifiée par l'utilisateur.

## 1. Modèles des matériaux

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol.

- **Modèle élastique linéaire** : Ce modèle suit la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope, en utilisant deux paramètres de rigidité élastique : le module de Young ( $E$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ). Cependant, le modèle élastique linéaire est très limité pour simuler le comportement des sols et est principalement utilisé pour des structures rigides massives intégrées dans le sol.
- **Modèle de Mohr-Coulomb** : Ce modèle bien connu est généralement utilisé comme première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres : le module de Young ( $E$ ), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), la cohésion ( $C$ ), l'angle de frottement ( $\phi$ ) et l'angle de dilatance ( $\psi$ ).
- **Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model)** : Ce modèle élasto-plastique anisotrope permet le cisaillement plastique uniquement dans un nombre limité de directions. Il est particulièrement adapté pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

- **Modèle de sol avec écoulement (Hardening Soil Model) :** C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écoulement en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écoulement en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.
- **Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model) :** Ce modèle de type Cam-Clay est conçu pour simuler le comportement des sols mous, tels que les argiles normalement consolidées ou la tourbe. Il est particulièrement adapté aux situations où la consolidation primaire joue un rôle majeur.
- **Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model) :** C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.
- **Modèle défini par l'utilisateur :** Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS.

## 2. Types de comportement des matériaux (Material type)

Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol.

- **Comportement drainé (Drained behaviour) :** Cette option ne génère aucune surpression interstitielle. Elle est donc adaptée aux sols secs et aux sols complètement drainés, en raison de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou de faibles augmentations de charge. Elle peut également être utilisée pour simuler le comportement à long terme des sols sans nécessiter la modélisation détaillée de l'historique des charges non drainées et de la consolidation.
- **Comportement non drainé (Undrained behaviour) :** Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches

considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique. Remarquons que les paramètres de modélisation à entrer sont les paramètres effectifs,  $E'$ ,  $\nu'$ ,  $C'$ ,  $\phi'$  et non pas  $E_u$ ,  $\nu_u$ ,  $C_u$ ,  $\phi_u$ . En plus de la raideur et de la résistance du squelette du sol, PLAXIS ajoute automatiquement un module de compressibilité pour l'eau et distingue les contraintes totales, les contraintes effectives et les surpressions interstitielles.

- **Comportement non poreux (Non-porous behaviour) :** En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures.

Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linear elastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux. La caractéristique "non poreux" (Non-porous) peut aussi être appliquée à des interfaces.

Pour empêcher tout écoulement à travers un écran de palplanches ou d'autres structures imperméables, on peut affecter aux interfaces placées autour un jeu de données spécifique où le type de matériau est choisi comme Non porous.

#### **Autres Paramètres :**

- **Poids volumique saturé et non saturé ( $\gamma_{sat}$  et  $\gamma_{unsat}$ ) :** Les poids volumiques saturé et non saturé se réfèrent au poids volumique total du sol incluant le fluide interstitiel. Le poids volumique non saturé  $\gamma_{unsat}$  s'applique à tous les matériaux au-dessus de la nappe phréatique et le poids volumique saturé  $\gamma_{sat}$  à tous les matériaux situés sous la nappe. Pour les matériaux non poreux, seul le poids non saturé est significatif, et il correspond exactement au poids total unitaire. Pour des sols poreux, le poids volumique non saturé est évidemment inférieur au poids volumique saturé
- **Perméabilités ( $k_x$  et  $k_y$ ) :** PLAXIS distingue une perméabilité horizontale  $k_x$ , et une perméabilité verticale  $k_y$ , puisque dans certains types de sols, il peut y avoir une différence significative entre ces deux perméabilités. Les perméabilités ont la dimension d'une vitesse (unité de longueur par unité de temps). La donnée des

perméabilités n'est nécessaire que pour des analyses de consolidation et des calculs d'écoulement. Pour obtenir des résultats précis, le rapport entre la perméabilité la plus forte et la perméabilité la plus faible ne devra pas dépasser  $10^5$ .

- **Module d'Young (E) :** PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface).

En mécanique des sols, la pente initiale est désignée par  $E_0$ , et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté  $E_{50}$ . Pour les argiles très surconsolidées et certaines roches présentant un large domaine élastique, l'utilisation de  $E_0$  est réaliste. En revanche, pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable d'utiliser  $E_{50}$  (**Figure 1.6**).

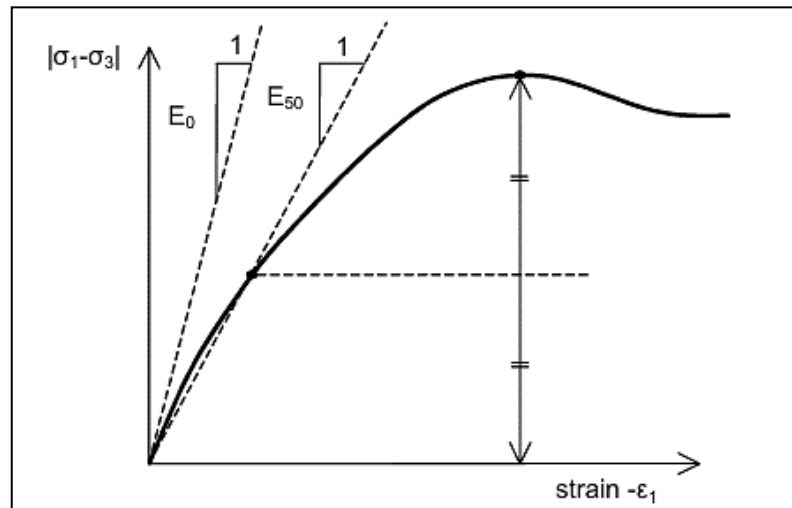


Figure 1.6 : Définition de  $E_0$  et de  $E_{50}$

- **Coefficient de Poisson ( $\nu$ ) :** Dans la majorité des cas, les valeurs de ( $\nu$ ) se situent entre 0,3 et 0,4. En général, ces valeurs peuvent également être utilisées pour des conditions de chargement différentes de la compression unidimensionnelle. Pour un comportement non drainé, il est recommandé de saisir une valeur effective pour le coefficient de Poisson.

PLAXIS ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, en utilisant un coefficient de Poisson non drainé implicite de 0,495. Le coefficient de Poisson effectif doit être inférieur à 0,35. Des valeurs plus élevées impliqueraient que l'eau n'est pas suffisamment rigide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé.

- **Cohésion (C) :** La cohésion, qui a la dimension d'une contrainte, peut être nulle pour les sables ( $c = 0$ ) dans PLAXIS. Cependant, certaines options peuvent ne pas fonctionner correctement. Il est donc recommandé, surtout pour les utilisateurs moins expérimentés, de définir une valeur minimale de cohésion supérieure à 0,2 kPa.
- **Angle de frottement ( $\phi$ ) :** L'angle de frottement  $\phi$  (phi) est spécifié en degrés. Les angles de frottement élevés, souvent trouvés dans les sables denses, augmentent considérablement la complexité numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul croît exponentiellement avec l'angle de frottement et devient significatif pour des angles supérieurs à 35 degrés (**Figure 1.7**).

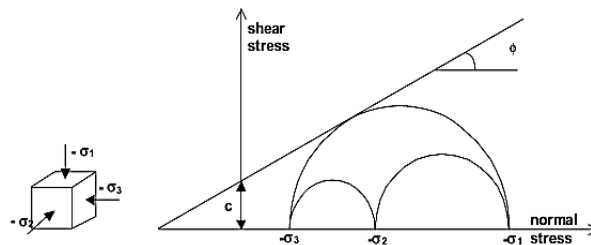


Figure 1.7 : Cercles de contrainte à la rupture

- **Angle de dilatance ( $\psi$ ) :** L'angle de dilatance  $\psi$  (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ( $\psi = 0$ ). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est  $\psi = \phi - 30^\circ$ .

Dans la plupart des cas, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de  $\phi$  inférieures à  $30^\circ$ . Une valeur négative faible pour  $\psi$  n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

### Paramètres avancés de Mohr-Coulomb

Les paramètres avancés de Mohr-Coulomb comprennent l'accroissement de la rigidité ( $E_{\text{increment}}$ ) et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur ( $C_{\text{increment}}$ ), ainsi que la suppression des tractions.

- **Rigide** : Cette option est utilisée pour que l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant et ne réduit pas ces caractéristiques. Ces interfaces doivent être déclarées Rigid (ce qui correspond à  $R_{\text{inter}} = 1.0$ ).
- **Manuel (Manual)** : Si la résistance d'interface est régie par l'option Manual, la valeur de  $R_{\text{inter}}$  peut être saisie manuellement. En général, pour des interactions réelles entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de  $R_{\text{inter}}$  est inférieure à 1. Des valeurs de  $R_{\text{inter}}$  supérieures à 1 ne devraient normalement pas être utilisées.

#### 1.4.2. Jeux de données pour les matériaux des plaques

- **Rigidité** : Le comportement élastique nécessite deux propriétés :
  - Une rigidité normale EA : Donnée en unité de force par unité de largeur,
  - Une rigidité de flexion EI : Exprimée en force fois la longueur au carré par unité de large.
- **Coefficient de Poisson ( $\nu$ )** : Pour les structures flexibles dans la direction perpendiculaire à la figure, comme les palplanches et autres structures métalliques, un coefficient de Poisson généralement nul est utilisé. Pour des structures plus massives telles que les murs en béton, une valeur réaliste pour le coefficient de Poisson, autour de 0.15, est préférable.
- **Poids (P)** : Dans les propriétés des matériaux des plaques, un poids volumique peut être spécifié ; il est exprimé en force par unité de surface. Pour des structures relativement massives cette force est obtenue, en principe, en multipliant le poids volumique de la plaque par son épaisseur.
- **Paramètres de résistance (plasticité)** : Il est possible de tenir compte de la plasticité en spécifiant un moment fléchissant maximum  $M_p$ , exprimé en unité d'une force fois longueur par mètre linéaire (perpendiculairement au plan de la coupe).

### 1.4.3. Jeux de données des géogrilles

Les géogrilles sont des éléments élastiques flexibles qui représentent une nappe synthétique. Elles ne peuvent pas supporter de force de compression. La seule propriété d'une géogrille est sa rigidité axiale élastique EA. Elle est le rapport de l'effort axial par unité de longueur et de la déformation axiale. ( $EA = \frac{F}{\Delta l/l}$ ) avec :  $\Delta l$  est l'allongement et  $l$  est la longueur.

### 1.4.4. Jeux de données des ancrages

Un jeu de données d'ancrage comprend les caractéristiques d'un ancrage nœud à nœud ou d'un ancrage à tête fixe. Dans les deux cas, l'ancrage est un élément élastique. Sa principale propriété est la rigidité axiale EA, saisie par ancrage selon l'unité de force, et non par mètre linéaire. Pour calculer une rigidité équivalente par mètre linéaire, PLAXIS demande la saisie de l'espacement dans la direction perpendiculaire à la figure. Si le comportement choisi est élastoplastique, les forces maximales d'ancrage en traction et en compression peuvent être définies. Si le matériau est élastique, les forces maximales par défaut sont  $1 \times 10^{15}$  dans l'unité choisie.

-Les ancrages peuvent être précontraints au cours d'un calcul de construction par étapes (Staged construction). La force de précontrainte n'est pas considérée comme une propriété du matériau et n'est donc pas incluse dans les jeux de propriétés des ancrages.

## 1.5. Génération du maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds.

La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés. Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers.

La génération du maillage est lancée en cliquant sur le bouton de génération du maillage situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Generate depuis le menu Mesh. La génération est aussi activée directement après la sélection d'une option d'affinage.

Après la génération du maillage, le programme de résultats (Output) est lancé et une représentation du maillage est affichée. -La distinction est faite entre cinq niveaux de finesse globale : très grossier (Very coarse), grossier (Coarse), moyen (Medium), fin (Fine), très fin (Very fine). Par défaut, la finesse globale est réglée sur Coarse (grossier).

Un maillage d'éléments finis peut être affiné globalement ou localement Dans des zones où des concentrations importantes de contraintes ou des gradients importants de déformations sont attendus.

## 1.6. Conditions initiales

Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

La commutation entre ces deux modes se fait au moyen du bouton "bascule" (**Figure 1.8**) dans la barre d'outils. Les conditions initiales permettent un retour au mode géométrique, mais cette opération est à déconseiller puisque des informations relatives aux conditions initiales seront perdues.



Figure 1.8 : Bouton bascule

## 1.7. Conditions hydrauliques

PLAXIS est généralement utilisé pour des analyses en contraintes effectives dans lesquelles une distinction claire est faite entre les pressions interstitielles  $P_{active}$  et les contraintes effectives  $\sigma'$ . Les pressions interstitielles sont elles-mêmes décomposées en deux parties : les pressions interstitielles permanentes  $P_{steady}$  et les surpressions interstitielles  $P_{excess}$  (**équation 1.1**) :

$$P_{active} = P_{steady} + P_{excess} \quad 1-1$$

Les surpressions interstitielles apparaissent à cause du chargement de couches dont le matériau a été défini comme non drainer (Undrained). Dans un calcul plastique, les surpressions interstitielles ne peuvent être créées que dans ces matériaux non drainés. Une analyse en consolidation peut permettre de calculer la dissipation de ces surpressions en fonction du temps.

Les pressions interstitielles permanentes proviennent d'une situation hydraulique en équilibre. Un tel état est obtenu quand les conditions hydrauliques extérieures restent constantes au cours d'une longue période.

#### **1.7.1. Poids volumique de l'eau**

Dans des projets qui incluent des pressions interstitielles, la saisie d'un poids volumique pour l'eau est nécessaire pour faire la distinction entre les contraintes effectives et les pressions interstitielles.

#### **1.7.2. Nappes phréatiques**

Les pressions interstitielles et hydrauliques externes peuvent être simulées à partir de nappes phréatiques. L'utilisation d'une nappe phréatique permet une augmentation linéaire de la pression de l'eau avec la profondeur, en fonction du poids volumique de l'eau.

#### **1.7.3. Nappes phréatiques générales**

En l'absence de sélection de couche ou de dessin de nappe phréatique, une nappe phréatique générale est automatiquement considérée. Par défaut, cette nappe est positionnée en bas du modèle géométrique. Lorsque qu'une nouvelle nappe est définie, elle remplace automatiquement la précédente.

#### **1.7.4. Nappe phréatique propre à une couche de sol**

Une nappe phréatique individuelle (Cluster phreatic level) peut être attribuée à chaque couche de sol.

#### **1.7.5. Génération des pressions hydrauliques**

Après la saisie des nappes phréatiques ou la saisie de conditions aux limites pour un calcul d'écoulement, les pressions hydrauliques peuvent être générées. Ceci s'effectue en cliquant sur le bouton de génération des pressions hydrauliques (Generate water pressures). Une fenêtre apparaît alors dans laquelle l'utilisateur doit spécifier s'il veut générer les pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique ou au moyen d'un calcul d'écoulement. La première option est rapide et directe alors que la seconde peut être plus réaliste mais requiert la saisie de plus de données et prend plus de temps.

PLAXIS peut introduire une frontière imperméable à l'écoulement (Closed flow boundary) qui peut être placé à la limite du modèle géométrique pour s'assurer qu'aucun écoulement n'apparaîtra au travers de cette limite. -Il est aussi possible de réaliser sous PLAXIS

des analyses de consolidation pour calculer le développement des surpressions interstitielles dans le temps. Une analyse de consolidation implique des conditions limites supplémentaires pour les surpressions.

## 1.8. Configuration de la géométrie initiale

Pour passer du mode de conditions hydrauliques (Water conditions mode) au mode de configuration géométrique (Geometry configuration mode), il faut cliquer sur le ‘bouton de basculement’ droit de la barre d’outils. Le mode de configuration géométrique est utilisé pour définir la configuration initiale de la géométrie et permet de désélectionner les couches de sol de la géométrie qui ne sont pas actives dans la situation initiale. De plus, les contraintes effectives initiales peuvent être générées par la procédure K0 (K0-procedure) (**Figure 1.9**).

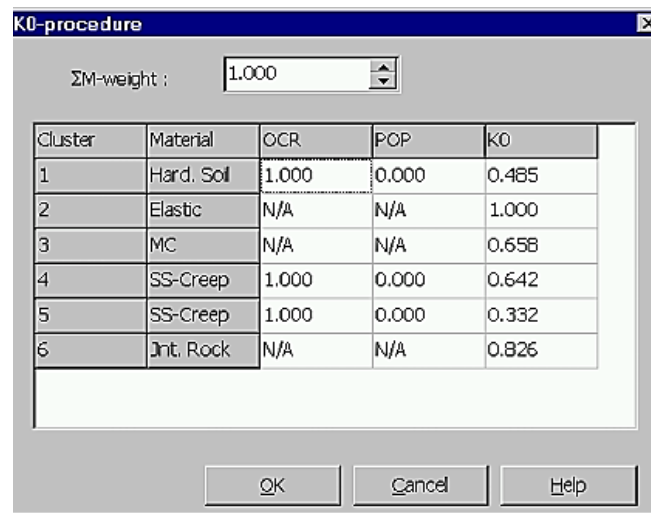


Figure 1.9 : Fenêtre de génération des contraintes initiales (procédure K0)

## 1.9. Calculs

Après la définition d’un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation). Celui-ci contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis (**Figure 1.10**).

Lors de définition des phases de calcul, il est possible :

- ✓ D'activation ou modification des chargements, couches de sol ou des éléments de structure.
- ✓ Changement de la configuration géométrique, changement des caractéristiques des matériaux, changement dans la distribution de pressions hydrauliques.
- ✓ Application d'une contraction a un soutènement de tunnel, application de déplacements imposés, application d'une déformation volumique dans les couches de sol ...

Le programme de calcul ne traite que l'analyse des déformations et permet de réaliser :

- ✓ Un calcul plastique (Plastic calculation), -une analyse de consolidation (Consolidation analysis),
- ✓ Un calcul de coefficients de sécurité (Phi-c reduction)
- ✓ Un calcul dynamique (Dynamic calculation).

Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (PLAXIS Dynamic module), qui est une extension de la Version 8.

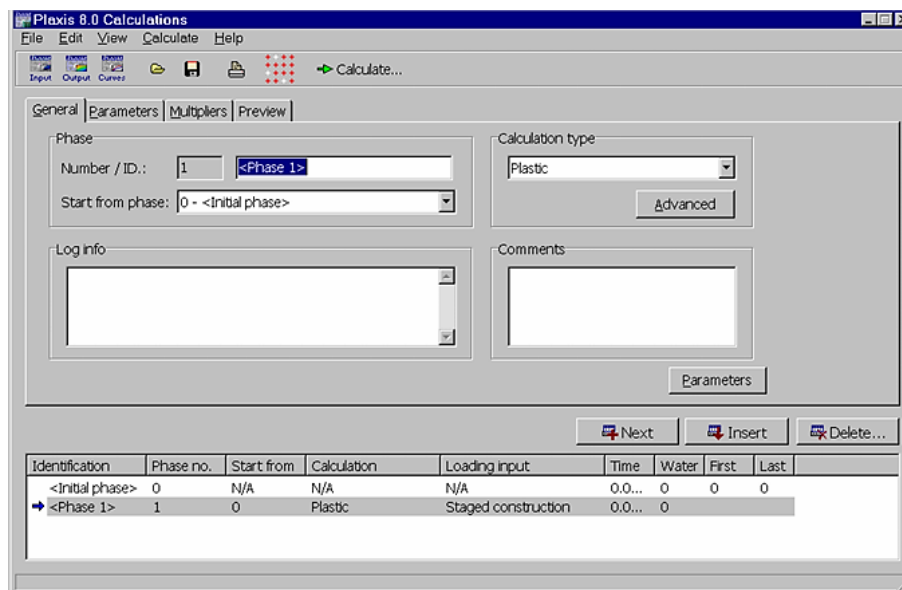


Figure 1.10 : Fenêtre principale du programme de calcul.

### 1.9.1. Construction par étapes

La construction par étapes est une fonctionnalité essentielle de PLAXIS qui permet de simuler des chargements progressifs en activant ou désactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure. Cette méthode offre une simulation précise et réaliste des processus de chargement, de construction et d'excavation, en permettant des modifications

géométriques et de chargement tout au long de l'analyse. Elle peut également être utilisée pour ajuster les caractéristiques des matériaux et les distributions de pressions hydrauliques.

### **1.9.2. Coefficients multiplicateurs de chargement**

Pendant une analyse en déformations, il est nécessaire de contrôler les valeurs de tous les types de charges. En général, les chargements sont activés dans le cadre d'une construction par étapes en définissant une valeur appropriée.

### **1.9.3. Sélection de points témoins pour les courbes**

Avant de lancer le calcul, il est possible de sélectionner des points pour tracer des courbes effort-déplacement et des chemins de contrainte. Pendant les calculs, les résultats relatifs aux points sélectionnés sont stockés dans un fichier à part. Après le calcul, le programme de tracé des courbes (Curves) permet de générer des courbes effort-déplacement et des chemins de contraintes.

### **1.9.4. Exécution de la procédure de calcul**

Lorsque les phases de calcul ont été définies et les points pour les courbes sélectionnés, la procédure de calcul peut être exécutée, en appuyant sur le bouton Calculate de la barre d'outils. Ce bouton n'est visible que si le curseur est placé sur une phase de calcul "à calculer".

### **1.9.5. Interruption d'un calcul**

Si, pour une raison quelconque, l'utilisateur décide d'interrompre une phase de calcul, ceci est possible en appuyant sur le bouton Cancel dans la fenêtre qui affiche les informations concernant le processus itératif de la phase de calcul en cours.

### **1.9.6. Résultats affichés pendant les calculs**

Pendant une analyse en déformations par éléments finis, les informations à propos du processus itératif et le pas de calcul sont présentées dans une fenêtre séparée. Pendant une phase de calcul, une courbe charge-déplacement réduite est affichée et permet d'analyser la situation de la géométrie (entre élasticité et rupture) (**Figure 1.11**).

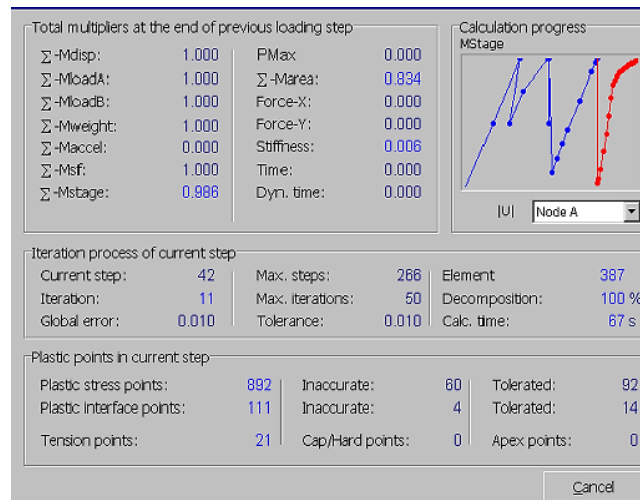


Figure 1.11 : Fenêtre de calcul.

- **Tolérance :** est l'erreur maximale sur l'équilibre global qui est tolérée. La valeur de la tolérance correspond à la valeur du paramètre Tolerated error des réglages de la procédure itérative. Le processus itératif continuera jusqu'à ce que l'erreur globale soit inférieure à la tolérance.
- **Précision des calculs :** Dans toutes les analyses non linéaires où un nombre défini de pas de calcul est utilisé, un décalage avec la solution exacte apparaît. Un algorithme de résolution doit s'assurer que les erreurs d'équilibre restent localement et globalement dans des limites acceptables. Les seuils d'erreur adoptés par PLAXIS sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée (tolerated error).

A l'intérieur de chaque pas, le programme de calcul continue les itérations jusqu'à ce que les erreurs calculées soient inférieures à la valeur spécifiée. Si l'erreur tolérée est réglée sur une valeur élevée, le calcul sera relativement rapide mais peut s'avérer inexact ; si elle est petite, le temps de calcul peut être très long. En général, le réglage standard de 0.03 est acceptable dans la plupart des calculs.

## 1.10. Résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments (**Figure 1.12**).

Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis. Le menu principal du programme Output contient des menus

déroulants qui couvrent la plupart des options pour manipuler des fichiers, transférer des données, et à avoir des graphiques et des tableaux.

Les principaux types de résultats d'un calcul aux éléments finis sont les contraintes et les déformations.

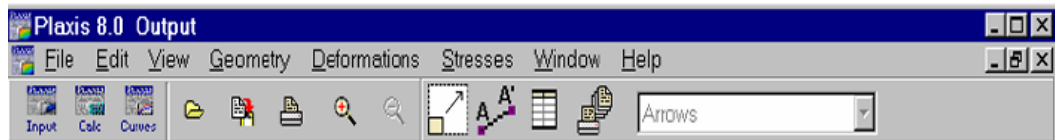


Figure 1.12 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

### 1.10.1. Déformations

Le menu "Déformations" offre différentes options pour visualiser les déplacements et les déformations dans le modèle aux éléments finis, notamment : la déformation du maillage, les déplacements totaux (horizontaux et verticaux), les déformations totales, les déformations cartésiennes, ainsi que les incréments de déplacement et de déformation.

### 1.10.2. Contraintes

Le menu "Contraintes" offre diverses options pour visualiser l'état de contrainte dans un modèle aux éléments finis, notamment les contraintes effectives et totales, les contraintes cartésiennes, le rapport de surconsolidation, les points plastiques, les pressions interstitielles, le potentiel hydraulique, le réseau de lignes d'écoulement et le degré de saturation.

### 1.10.3. Structures et interfaces

- **Plaques :** Les résultats concernant les plaques comprennent les déplacements et les forces.

A partir du menu Deformations, l'utilisateur peut sélectionner :

- Les déplacements absolus cumulés,  $|u|$ , à la fin du pas de calcul, ou les composantes individuelles de déplacement cumulées  $u_x$  et  $u_y$ .
- A partir du menu Forces, les options Axial forces, Shear forces et Bending moments sont disponibles.

Pour les modèles axisymétriques, le menu Force inclut aussi les forces dans le plan perpendiculaire au modèle (Hoop forces). Ces forces représentent les efforts réels à la fin du pas de calcul.

- **Géogrilles** : Les résultats pour une géogrille comprennent les déplacements et les efforts
- **Interface** : Les résultats relatifs aux interfaces incluent les déplacements et les forces.
- **Ancrages** : Une fenêtre affiche l'effort dans l'ancrage ainsi que son effort maximal et sa rigidité. Si la valeur absolue de l'effort d'ancrage atteint la force maximale, l'ancrage est considéré comme plastifié. Les efforts de traction sont positifs.

## 1.11. Courbes charge-déplacement et chemins de contrainte

Le programme des courbes (Curves) peut être utilisé pour dessiner :

- ✓ Des courbes charge-déplacements, courbes déplacement en fonction du temps,
- ✓ Des courbes contraintes-déformations,
- ✓ Des chemins de contrainte ou de déformation pour des points choisis dans la géométrie.

Ces courbes représentent les évolutions des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol.

### 1.11.1. Génération des courbes

Une nouvelle courbe peut être générée en lançant le programme Curves ou en sélectionnant l'option New depuis le menu File (**Figure 1.13**).

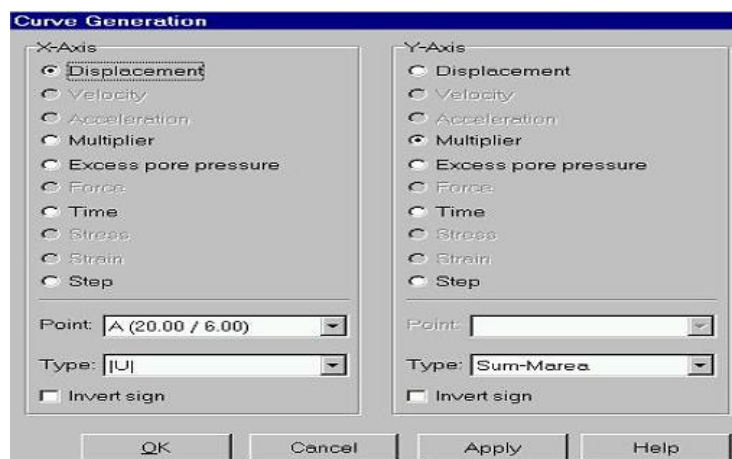


Figure 1.13 : Fenêtre de génération de courbes (Curve generation).

PLAXIS permet la génération au maximum, dix courbes sur le même graphique.

Afin de voir les données numériques présentées dans les courbes, il est possible de les afficher sous forme d'un tableau, en cliquant sur le bouton Table situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option correspondante depuis le menu View.

### 1.11.2. Option de format

Les courbes et graphiques peuvent être ajustés et personnalisés en utilisant les options disponibles dans le menu Format. Vous pouvez modifier la présentation des courbes avec l'option Curve et ajuster le cadre et les axes dans lesquels les courbes sont affichées avec l'option Frame.

### 1.11.3. Paramétrage des courbes

Vous pouvez accéder aux paramètres des courbes (Curve) via le menu Format ou en utilisant le bouton "Curve settings" dans la barre d'outils. Dans la fenêtre des paramètres des courbes, chaque courbe du graphique est représentée par un onglet offrant les mêmes options (**Figure 1.14**).

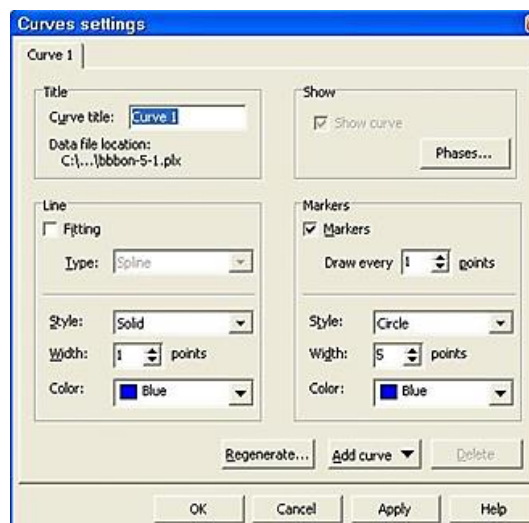


Figure 1.14 : Paramétrage des courbes (Curve settings).

### 1.11.4. Paramétrage du graphique

Vous pouvez ajuster les paramètres du cadre ou du graphique (Frame) en utilisant le menu Format ou en cliquant sur le bouton "Frame settings" dans la barre d'outils. Cela vous permet de contrôler l'apparence du cadre et des axes dans le graphique (**Figure 1.15**).

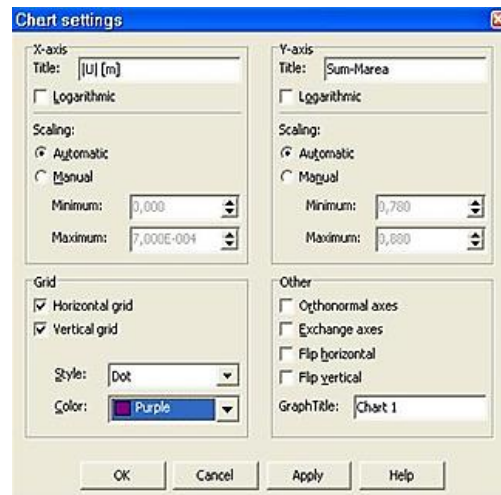


Figure 1.15 : Paramétrage du cadre (Chart settings).

## 1.12. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exploré en détail les différentes fonctionnalités de PLAXIS, un logiciel puissant dédié à l'analyse par éléments finis des ouvrages géotechniques. Nous avons examiné la création et la modification des modèles géométriques, la génération du maillage, l'application des charges et des conditions initiales, ainsi que l'interprétation des résultats. Nous avons également étudié les différents modèles de comportement des sols disponibles dans PLAXIS, en mettant l'accent sur leurs caractéristiques et leurs applications appropriées.

En outre, nous avons exploré les options avancées telles que la construction par étapes, qui permet une simulation précise des processus de chargement et de construction, ainsi que la personnalisation des visualisations à l'aide des options de formatage des courbes et des cadres.

En combinant ces fonctionnalités, les ingénieurs géotechniciens peuvent utiliser PLAXIS pour modéliser, analyser et comprendre le comportement des sols et des structures dans une variété de conditions et de scénarios. En tirant parti de la puissance de PLAXIS, ils peuvent prendre des décisions éclairées pour concevoir et optimiser des projets géotechniques complexes, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité des structures construites.