

**Ministère de l'Enseignement Supérieure
et de la Recherche Scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme

de MASTER

FILIERE : Hydraulique

Option : Ouvrages Hydrauliques et Aménagements

THEME

**Contribution à l'étude numérique de la stabilité des
barrages en remblai renforcés par des
géosynthétiques**

Cas barrage Ouled Abdelouahab – Sidi Aissa- M'sila

Dirigé par :

Mr. LAHMADI Azzeddine.

Présenté par :

Mr. AMALI Abdelhamid

Promotion: 2015/2016.

CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES BARRAGES EN TERRE

Introduction générale	1
I- Les Barrages en terre	3
I-1- Définition	3
I-2- Différents types de barrages en terre.....	3
I-2- 1- Barrage homogène	3
I-2-2- Barrage zoné avec un noyau étanche	4
I-2-3- Barrage à masque amont.....	5
I-3- La stabilité des barrages en remblai	6
I-3-1- Comportement du barrage pendant et en fin de construction	7
I-3-2- Comportement du barrage en fonction normal	7
I-4 - Les risques de rupture des barrages	7
I- 4-1- Quelques ruptures graves des barrages.....	9
I-4-1-1- Exemple de la rupture par la submersion	9
I-4-1-2- Exemple de la rupture par l'érosion régressive	11
I-4-1-2-1- Cause de rupture.....	11
I-5- Infiltration à travers le corps du barrage	13
I-5-1- Méthode de kozeny.....	14
I-5-1-1- Cas de la digue homogène sur une fondation imperméable	15
I-5-1-2- Cas de la digue avec un noyau sur une fondation imperméable	16
I-5-2- Etude des pressions interstitielles	16
I-5-3- Phénomène de Renard	17
I-6- Débit de fuite par infiltration à travers le corps de la digue.....	17

CHAPITRE II

PRESENTATION DU BARRAGE OULED ABDELOUAHAB

II-1- Situation géographique et accès	20
II-2- Morphologie du site de la retenue.....	22
II-2-1- Caractéristiques hydromorphologiques	22
II-2-2- Climat	22

II-2-3- Précipitation.....	22
II-2-4- Les apports liquides.....	22
II-2-5- Les crues	22
II-2-6- Transport solide	23
II-3- Géologie du site de la retenue	23
II-3-1- Présentation Géomorphologique et condition de site de la retenue.....	23
II-3-2- Géologie régionale.....	24
II-4- Stratigraphie et lithologie à l'axe de de la retenue :.....	26
II-5- Conditions générales de l'étanchéité au droit du site de la retenue :.....	28
II-5-1- Stabilité et classification du site	28
II-5-1- Conditions générales de fondation.....	29
II-6- Matériaux locaux de construction.....	29
II-6-1- Présentation des zones d'emprunt potentielles.....	29
II-7- Description du corps de barrage.....	30
II-7-1- Système de drainage	31
II-8- Organe d'étanchéité	32
II-8-1- Géomembrane.....	32
II-8-2- Définition.....	34
II-8-3- Différentes types de bentonite	34
II-8-4- La géomembrane choisie	34

CHAPITRE III

PRESENTATION DE L'OUTIL NUMERIQUE, PLAXIS

III-1- Introduction	36
III-2- Aperçu de la méthode des éléments finis (MEF).....	36
III-2-1- Historique	36
III-2-2- Concepts de base	36
III-2-3- Calculs par la MEF.....	37
III-3- Présentation du logiciel.....	39
III-3-1- Les points forts de Plaxis	40

III-3-2- Les sous-programmes de Plaxis.....	41
III-3-3- La démarche de modélisation avec Plaxis.....	42
III-4- Modèles de comportement de Plaxis	45
III-4-1- Comportement élastoplastique.....	45
III-4-2- Modèle élastique linéaire.....	46
III-4-3- Modèle de Mohr-Coulomb	47
a-Module d'Young	49
b- Coefficient de Poisson	50
c- Angle de frottement	50
d- Cohésion	51
e- Angle de dilatance.....	51
f-Les contraintes de traction.....	51

CHAPITRE IV

APPLICATION SUR BARRAGE OULED ABDELOUAHAB

IV-1- Introduction	53
IV-2- Les principales hypothèses	53
IV-3-Profils du barrage à traiter	53
IV-4- Géométrie et la stratification de la structure avec des nœuds significants.....	54
IV-5- Matériaux des différentes couches	54
IV-6- Maillage.....	55
IV-7-phases des calculs	55
IV-8- Résultats et interprétations	56
IV-8-1- Stabilité du barrage en phase finale de son exécution (barrage vide)	56
IV-8-2- Stabilité du barrage sous les charges hydrostatique et sous l'effet du poids propre	59
des matériaux constituant la structure du barrage (barrage plein d'eau)	59
IV-8-3- Cas de vidange rapide	62
IV-9- Récapitulation des Coefficients de sécurité.....	65
IV-10- Commentaires et interprétations.....	65
a-En fin de construction	65

b-En cas niveau normal.....	65
c-En cas de vidange rapide.....	65

CHAPITRE V

ETUDE PARAMETRIQUE

V-1- Introduction.....	67
V-2- Résultats et interprétations.....	67
V-2-1- Stabilité du barrage en phase finale de son exécution (barrage vide)	67
V-2-2- Stabilité du barrage sous les charges hydrostatique et sous l'effet du poids propre	70
des matériaux constituant la structure du barrage (barrage plein d'eau)	70
V-3- Cas de vidange rapide	72
V-4- Récapitulation des Coefficients de sécurité	75
V-5-Conclusion	75

Liste des figures

Figure I- 1- Barrage homogène.	3
Figure I- 2- Barrage zoné avec un noyau étanche.	4
Figure I- 3- Barrage à noyau central	5
Figure I- 4- Barrage à masque amont.....	6
Figure I- 5- Photo du Barrage de Swift aux USA avant la rupture	10
Figure I- 6- Les premières heures de rupture du barrage de Swift.....	10
Figure I- 7- Etat final de la rupture du barrage de Swift	11
Figure I- 8-Photo de vue du barrage de Teton (rive nord proche de l'évacuateur).....	12
Figure I- 9-Rupture du barrage de Teton.....	12
Figure I- 10- Lignes de courant à travers un barrage homogène sans dispositif de drain.....	13
Figure I- 11- Lignes de courant à travers un barrage homogène avec un dispositif de drain.	13
Figure I- 12- Ligne de saturation dans un barrage homogène (Méthode de Kozeny).....	15
Figure I- 13- Données nécessaires pour trouver la parabole de Kozeny.....	16
Figure II- 1- Situation du barrage Ouled Abdelouahab.....	20
Figure II- 2- Situation du barrage Ouled Abdelouahab (photo de Google Earth).....	21
Figure II- 3- Situation du barrage Ouled Abdelouahab.....	21
Figure II- 4- Unité d'apparence de l'aire d'étude.....	25
Figure II- 5- Géologie régionale de la retenue.	26
Figure II- 6-Coupe géologique sommaire à l'axe du barrage.	27
Figure II- 7- Coupe lithologique a l'axe du barrage.....	27
Figure II- 8- L'état actuelle du barrage.	31
Figure II- 9-Photo imaginaire du barrage en fin de construction.	31
Figure II- 10--Drain en amont du barrage.	32
Figure III- 1- Domaine discrétisé	38
Figure III- 2- Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique).....	40
Figure III- 3-Modèle monodimensionnel du comportement élastique parfaitement plastique.	45
Figure III- 4-Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	46
Figure III- 5-Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.	46
Figure III- 6-Surfaces de charge adoptées par le modèle MC pour un sol sans cohésion.....	48

Liste des figures

Figure III- 7-Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	48
Figure III- 8- Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	49
Figure III- 9-Définition du modèle a 50% de rupture.	50
Figure IV- 1- Le profil traité	53
Figure IV- 2- Géométrie et nœuds signifïes.	54
Figure IV- 3- Les différents composant du barrage	54
Figure IV- 4- Maillage à 15 nœuds.	55
Figure IV- 5- Déplacements totaux en fin de construction.	56
Figure IV- 6- Les déplacements horizontaux.	57
Figure IV- 7- Les déplacements verticaux.	57
Figure IV- 8- Le résultat de calcule de F_s en fin de construction ; $F_s=1,5$	58
Figure IV- 9- Répartition des pressions totales.	58
Figure IV- 10- La ligne de saturation.	59
Figure IV- 11- Déplacements totaux sous l'effet des forces hydrostatiques	59
Figure IV- 12- Les déplacements horizontaux.	60
Figure IV- 13- Les déplacements verticaux.	60
Figure IV- 14- Le résultat de sécurité en fin de construction ; $F_s=1,37$	61
Figure IV- 15- Répartition des pressions totales.	61
Figure IV- 16- Définition de la nappe phréatique après vidange rapide.	62
Figure IV- 17- Déplacements totaux en cas de vidange rapide.....	62
Figure IV- 18- Les déplacements horizontaux en cas de vidange rapide du barrage.....	63
Figure IV- 19- Les déplacements verticaux en cas de vidange rapide du barrage.	63
Figure IV- 20- Le résultat de sécurité en cas de vidange rapide ; $F_s=1,28$	64
Figure IV- 21- Les pressions totales.	64
Figure V- 1- Déplacements totaux en fin de construction.....	67
Figure V- 2- Les déplacements horizontaux.	68
Figure V- 3- Les déplacements verticaux.....	68
Figure V- 4- Le resultat de calcule de F_s en fin de construction ; $F_s=1,61$	69
Figure V- 5- Répartition des préssions totales.	69
Figure V- 6- Déplacements totaux sous l'effet des forces hydrostatiques.	70
Figure V- 7- Les déplacements horizontaux	70
Figure V- 8- Les déplacements	71

Liste des figures

Figure V- 9- Le resultat de calcul de coefficient de sécurité en état normale ; $F_s=1,52$	71
Figure V- 10- Répartition des pressions totales.	72
Figure V- 11- Déplacements totaux en cas de vidange rapide.	72
Figure V- 12- Les déplacements horizontaux en cas de vidange rapide du barrage.	73
Figure V- 13- Les déplacements verticaux en cas de vidange rapide du barrage.	73
Figure V- 14- Le resultat de calcul de coefficient en cas de vidange ; $F_s=1,40$	74
Figure V- 15- Les pressions totales.....	74

Liste des tableaux

Tableau I-1 -Les accidents les plus graves entre 1959 et 1987.....	9
Tableau II.1-Débits maximums de différentes fréquences.....	22
Tableau IV-1- Paramètres des sols de fondation et du matériau de la digue	55
Tableau V-2 - Coefficients de sécurité calculé pour les différents cas.	65
Tableau V-1 - Comparaison entre les valeur du F_s calculées poue les deux cas.	75

Introcution générale

INTRODUCTION GENERALE

Les ouvrages d'accumulation des eaux sont des constructions particulières qui en cas de rupture peuvent entraîner d'énormes dégâts. En effet, une rupture peut entraîner des pertes en vies humaines et de considérables dommages aux biens. Les coûts d'un tel accident peuvent atteindre des montants importants.

Cela justifie évidemment les hautes exigences imposées en ce qui concerne le projet, la réalisation et l'exploitation, de même que les contrôles de tels ouvrages. Pour garantir un haut niveau de sécurité et pour minimiser le risque résiduel, il s'agit particulièrement d'être en mesure de détecter toute anomalie du comportement des ouvrages ainsi que de leurs fondations et de leurs environs. Il n'est donc pas étonnant qu'il existe dans le domaine des ouvrages d'accumulation une législation afin de garantir la sécurité des personnes et celle des biens. Il est évident que les mesures qui sont prises lors du projet, de sa construction et de son exploitation doivent tendre à éviter toute défaillance de l'ouvrage pouvant entraîner l'écoulement incontrôlé de masses d'eau.

Les barrages en remblai peuvent être affectés par un ensemble de désordres, colmatage, perte d'étanchéité, glissement, érosion..., qui influencent la performance de l'ouvrage et de ses composants.

Dans le contexte des digues, des travaux de recherche réalisés depuis quelques années, ont développé des approches physiques. Des méthodologies d'évaluation de l'état des ouvrages ont été identifiées et formalisées : étude morpho dynamique, analyse topographique, études hydrologiques et hydrauliques, inspections visuelles, reconnaissances géotechniques et géophysiques, modélisation géo mécanique... Appuyées par l'analyse experte, ces approches sont performantes pour l'évaluation préliminaire ou approfondie des digues. En revanche, il n'existe pas de méthodes destinées à formaliser l'évaluation de l'état des ouvrages, prenant en compte l'ensemble des mécanismes de rupture auxquels une digue est potentiellement soumise et intégrant les aléas et l'environnement extérieur (crues, végétation, animaux, actions de l'homme...). De même, aucune méthode proposant des critères de décision ou des indicateurs de performance et pouvant être associée à un système d'information

L'objectif de ce travail est d'étudier la sensibilité des déformations des barrages en terre aux modèles de comportement du sol. Une étude de sensibilité des déformations aux paramètres du modèle sera faite. Le barrage d'application est celui de Oued Ouled Abdelouahab à Sidi Aissa en utilisant un modèle de comportement incorporé dans le logiciel Plaxis .

Ce mémoire est scindé en cinq chapitres :

Après une introduction générale, nous avons passé en revue dans le premier chapitre les différentes définitions concernant les barrages en terre et les différents risques de rupture auxquels est soumis l'ouvrage.

Le deuxième chapitre, sera consacré à la présentation de la méthode des éléments finis ainsi que du logiciel Plaxis et les modèles de comportement, employés dans les simulations numériques. Le troisième chapitre, a été réservé pour la présentation du barrage d'Ouled Abdelouhab.

Dans le quatrième chapitre, on présente les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés puis on effectue les essais numériques en utilisant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb ensuite dans le cinquième chapitre on a fait une étude paramétrique pour étudier l'influence de changement de la pente du parement amont sur le calcul de stabilité du barrage. Enfin les résultats obtenus seront discutés et comparés avec ceux trouvés en état réel.

Nous clôturons ce mémoire par une conclusion générale donnant une synthèse des résultats obtenus.

Chapitre I

Etude bibliographique sur les barrages en terre

Chapitre I

Etude bibliographique sur les barrages en terre

I- Les barrages en terre [1]

I-1- Définition

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

Le terme "Terre" couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des chistes et grès tendres.

I-2- Différents types de barrages en terre

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

- ✓ Le barrage homogène,
- ✓ Le barrage à noyau étanche,
- ✓ Le barrage à masque d'étanchéité.

I-2- 1- Barrage homogène

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont.

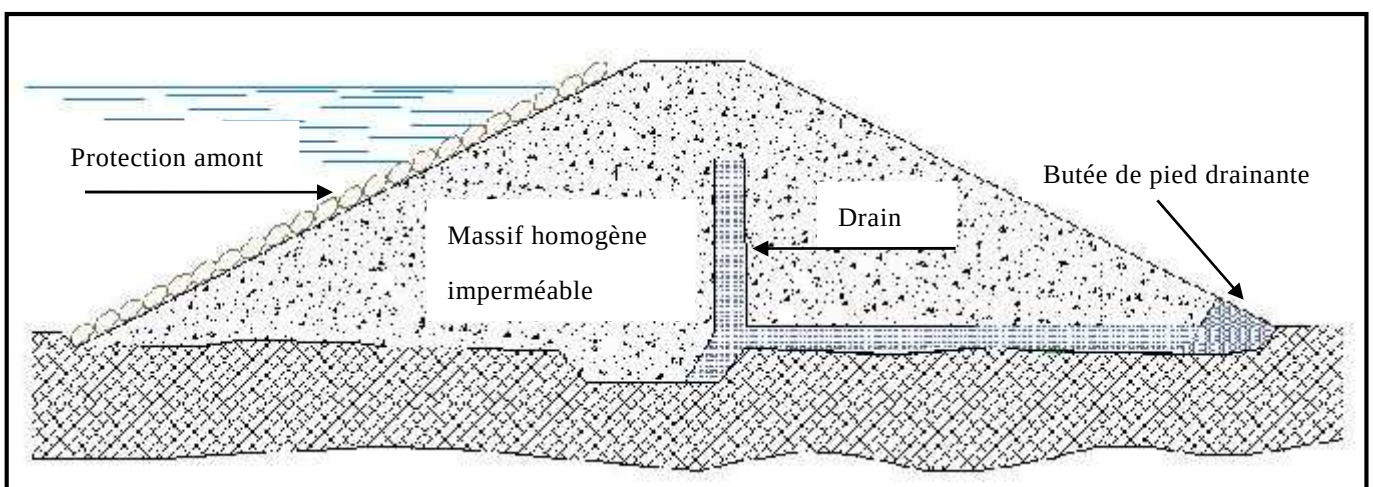


Figure I- 1- Barrage homogène.

I-2-2- Barrage zoné avec un noyau étanche

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche.

Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

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

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

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

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

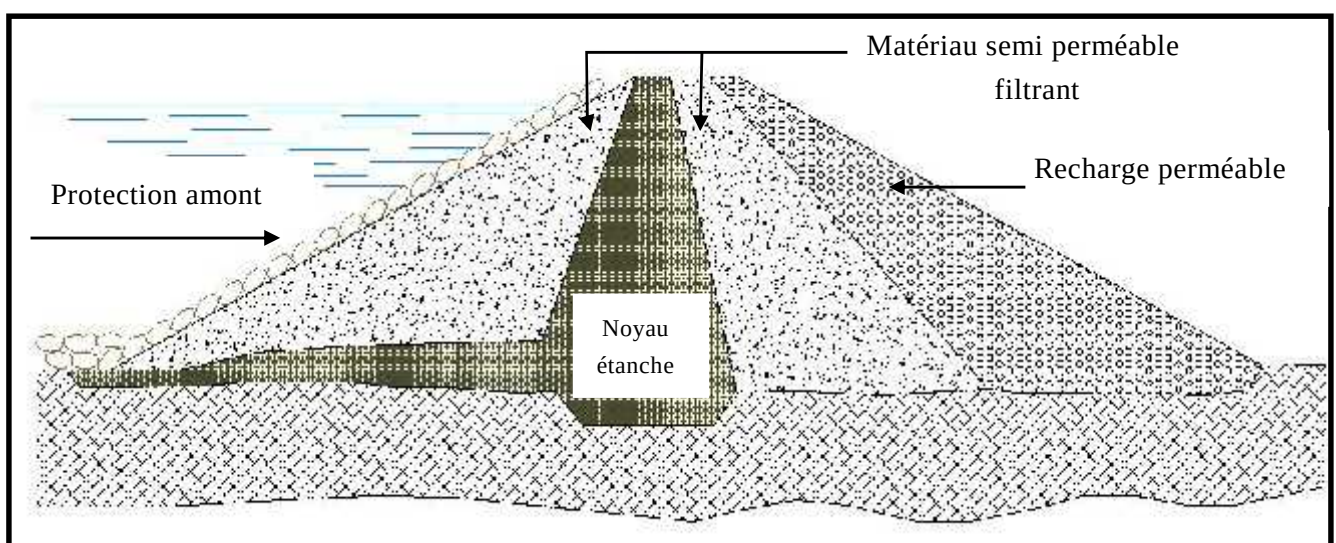


Figure I- 2- Barrage zoné avec un noyau étanche.

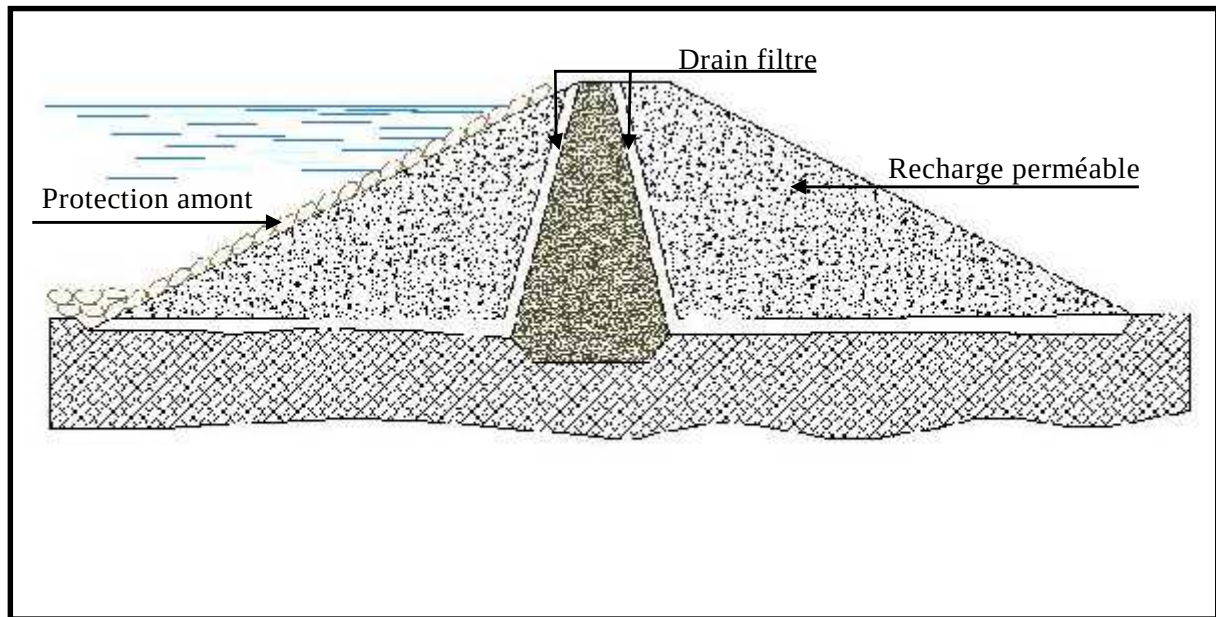


Figure I- 3- Barrage à noyau central.

I-2-3- Barrage à masque amont

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

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

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

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

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

- Un matériau de réglage ou de transition servant de support à l'étanchéité mince et la

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

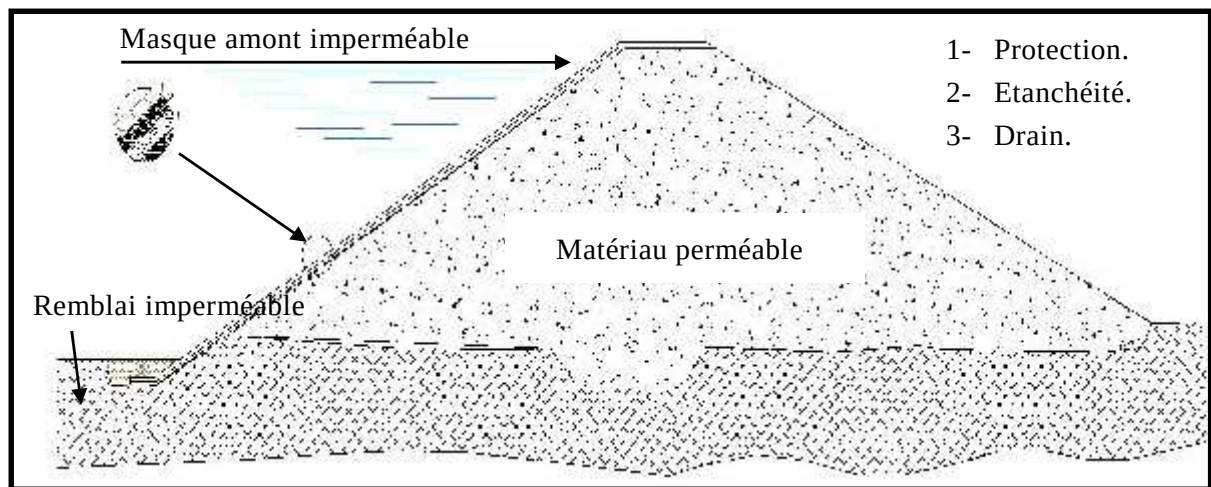


Figure I- 4- Barrage à masque amont.

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

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

Le masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage.

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

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

I-3- La stabilité des barrages en remblai [2]

Le coefficient de sécurité F_s d'un talus et en fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement inter granulaire c et ϕ du sol et des pressions interstitielles qui s'y développent.

Dans le cas d'un barrage en terre, les pressions interstitielles dans le corps de la digue

évoluent considérablement au cours de la vie de celui-ci, les paramètres de cisaillement du corps de l'ouvrage surtout C peuvent également subir des variations lors de la mise en eau aussi, la stabilité d'une digue en terre doit être donc vérifiée aux différents stades de son histoire :

- En fin de construction.
- Lorsque l'eau est à son niveau normal dans la retenue est qu'un écoulement permanent s'est établi à travers l'ouvrage, c'est-à-dire, dans les conditions normales d'exploitation.
- Vidange rapide.
- État normal en service pendant un séisme.

I-3-1- Comportement du barrage pendant et en fin de construction

Pendant la période de construction, la stabilité d'un barrage en terre peut être comprise lorsque les pressions interstitielles excessives se développent dans le corps c'est-à-dire, lorsque celui-ci est constitué en grande partie de sols fins et argileux de teneur en eau élevée ayant une perméabilité de façon à qu'ils ne se drainent très lentement. Dans ce cas on peut diminuer sensiblement les pressions interstitielles qui se développent dans le corps du barrage en augmentant le degré de saturation du sol d'où une diminution de la compressibilité du fluide interstitielle.

I-3-2- Comportement du barrage en fonction normal

Lors du remplissage de la retenue, un écoulement permanent s'établit plus ou moins rapide à travers l'ouvrage. Une fois le régime permanent établi, on se trouve dans les conditions normales d'exploitation qui déterminent pour une large part les caractéristiques de l'ouvrage ;

Lorsque le régime permanent s'établit, les pressions interstitielles dans le corps de la digue sont totalement indépendantes des contraintes existantes dans le sol. L'étude de la stabilité ne peut, dans ces conditions, être faite à partir des contraintes effectives. Il est alors nécessaire de connaître les paramètres inter granulaires C' et ϕ' .

I-4 - Les risques de rupture des barrages [3]

Le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale.

Les causes de rupture peuvent être diverses :

- **Techniques** : Peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des

fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

- **Naturelles** : Peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue déca millénaire. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements.

La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels. Les glissements de terrains, soient de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être destabilisé par un glissement ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue.

- **Humaines** : insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance.

Le phénomène de rupture de barrage dépend des caractéristiques propres du barrage.

Ainsi, la rupture peut être :

- **Brutale** : dans le cas des barrages en béton, par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots.

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

- **Drains** généraux pour évacuer l'eau à travers les milieux poreux ;
- Noyau **étanche** épais, constitué de matériau plastique non fissurant ;
- Drains cheminés dans la partie centrale de la digue ;
- Filtre à granulométrie continue à l'amont du noyau utilisé pour réduire le phénomène de renard ;
- Confortement des talus de la retenue pour éviter les glissements ;
- Transitions larges, constituées de matériaux non fissurant ;
- Revanche suffisante pour tenir des tassements, des affaissements a noté que dans la majorité des cas de rupture des barrages en remblai sont due à l'augmentation des pressions interstitielles dans le corps des barrages.

I- 4-1- Quelques ruptures graves des barrages [4]

Entre 1959 et 1987, 30 accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18 000 victimes. Seuls les accidents ayant causé plus de 100 morts est répertoriés dans le tableau ci-après (Tableau I.1).

barrage	Pays	Date de rupture	Hauteur de barrage (m)	Volume de la retenu (hm ³)	Nombre de victimes
Rupture durant la construction					
Dale dyke	Grande	1864	29	3.2	230
Rupture lors de la première mise en eau					
Iruhaike	Japon	1868	28	18	1200
Mill River	États-Unis	1874	13	Inconnu	140
South Fork	États-Unis	1889	21	18	2 200
Walnut Grove	États-Unis	1890	33	11	129
Hyogiri	Corée du Sud	1961	15	0.2	139
Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	100
Machu	Inde	1979	26	101	2000
Gotvan	Iran	1980	22	Inconnu	200
Kantale	Sri Lanka	1986	27	135	127

Tableau I-1 -Les accidents les plus graves entre 1959 et 1987.

I-4-1-1- Exemple de la rupture par la submersion

La figure suivant représente la rupture de barrage Swift (en remblai de hauteur < 30 m) par la submersion 1964 aux USA.



Figure I- 5- Photo du Barrage de Swift aux USA avant la rupture.



Figure I- 6- Les premières heures de rupture du barrage de Swift.



Figure I- 7- Etat final de la rupture du barrage de Swift.

I-4-1-2- Exemple de la rupture par l'érosion régressive

Exemple : Barrage de **Teton**

Plusieurs accidents provoqués par l'érosion, parmi les exemples les plus connus on a la rupture du barrage de Teton.

Le barrage de Teton a été situé sur la rivière de Teton (U.S.A). À une hauteur maximum de remblai de 93 mètres au-dessus de la rivière et la capacité de réservoir est de 356 millions de mètres cubes une fois rempli jusqu' au-dessus. La rupture du barrage de Teton pendant le remplissage initial du réservoir, 3 juin 1976 a tué quatorze personnes et a causé des centaines de millions de dollars dans des dégâts matériels en aval.

- ✓ Plusieurs petites infiltrations observées dans le mur de rive nord ;
- ✓ La première fuite principale coulait à environ 500 à 800 litres par seconde dans la rive droite de la roche.
- ✓ Gros morceau de 6 mètre du barrage est tombé dans le tourbillon et dans des minutes le barrage entier s'est effondré (Panel indépendant, 1976), cité par .

I-4-1-2-1- Cause de rupture

- L'érosion par le contact direct pourrait être produite, où l'eau était en contact avec les joints ouverts ;

- L'infiltration par le matériel pourrait avoir causé l'érosion en arrière ;
- Les roches volcaniques de site sont «fortement perméables et modérément intensément à joint» ;
- La présence des sols argileux légèrement plastiques, est fortement érodables ;



Figure I- 8-Photo de vue du barrage de Teton (rive nord proche de l'évacuateur).



Figure I- 9-Rupture du barrage de Teton.

I-5- Infiltration à travers le corps du barrage [5]

Le barrage en terre possédant deux talus amont et aval, dont la stabilité doit être vérifiée aux différentes phases de la vie de l'ouvrage, en particulier du fait du développement de la pression interstitielle dans le corps du barrage. Pour un réservoir en eau, (conditions normales d'exploitation), un écoulement se produit à travers le barrage ; défavorable à la stabilité du talus aval, puisqu'une surface de suintement peut apparaître sur ce talus et que la poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides a tendance à le déstabiliser. C'est pourquoi un drainage de ce talus est généralement prévu.

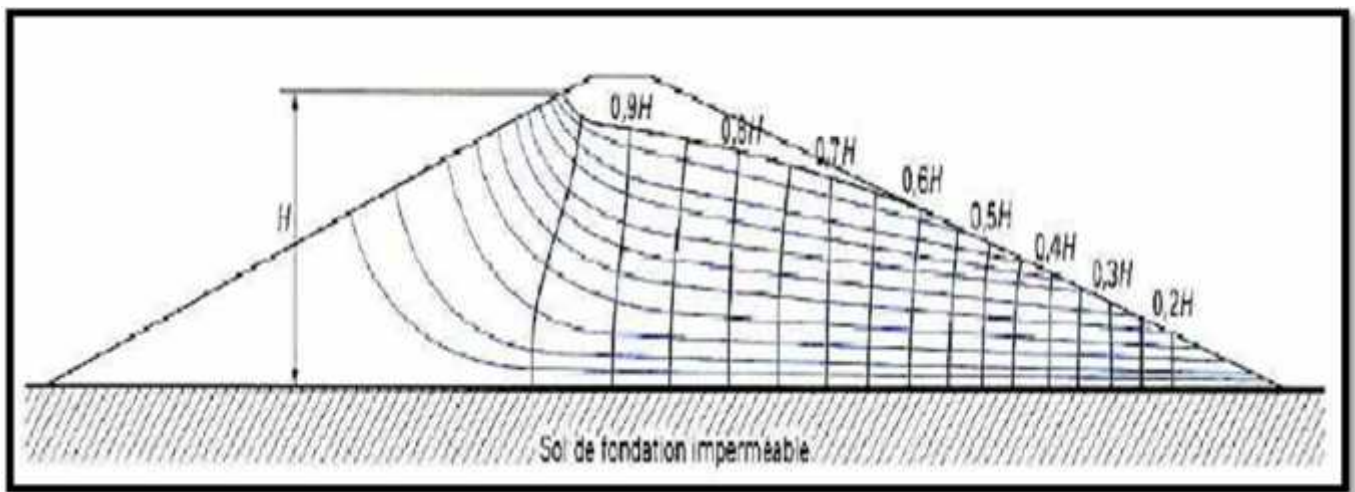


Figure I- 10- Lignes de courant à travers un barrage homogène sans dispositif de drain.

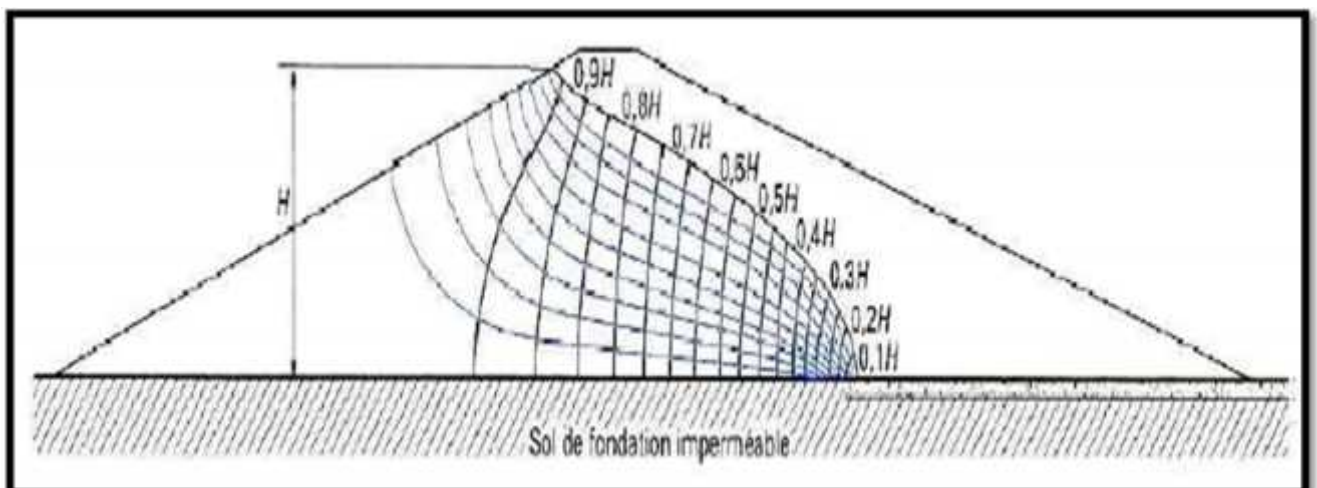


Figure I- 11- Lignes de courant à travers un barrage homogène avec un dispositif de drain.

L'étude de infiltration consiste essentiellement sur la détermination des équipotentiels et des lignes de courant qui permettent de trouver les éléments suivants :

- ✓ La ligne de saturation du massif du barrage, qui en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage.
- ✓ La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée d'un réseau des lignes équipotentiels, c'est-à-dire des lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et de fondation .Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité.
- ✓ Le débit de fuite du aux l'infiltration qui peut s'obtenir à partir du réseau de ligne de courant, orthogonales aux équipotentiels. Ces lignes de courant représentent théoriquement la ligne de trajectoire de l'eau à travées le barrage. Si ce débit est trop important, le barrage ne fait pas son office il faut alors augmente la taille des parties imperméables du corps de digue.
- ✓ la détermination du linge de saturation se fait de diverses manières plus au moins compliquées selon le besoin. On peut se faire des résolutions analytique complète, soit simulation numérique, où soit utilisée des méthodes simplifiée telles que la méthode de Kozeny qui utilisée des approximations et propriété graphique du réseau d'écoulement.

I-5-1- Méthode de kozeny

Le grand avantage de la méthode de Kozeny, c'est quel permet de trouvée les paramètres qui nous avons cites, sans être réellement obligé de connaître la répartition de toutes les lignes de courant .il est juste de respecté quelques réglé de distribution des linges :

- la fondation est une ligne de courant, cas d'une fondation imperméable.
- La ligne de saturation une ligne de courant.
- Le parement amont est une ligne équipotentielle.
- La pression hydraulique étant nulle sur la courbe de saturation, le potentielle est point de cette ligne est due uniquement à la cote de ce point.
- Les équipotentiels sont perpendiculaires aux linges de courant.

Cette méthode est basée sur la bonne estimation de la ligne de saturation.

I-5-1-1- Cas de la digue homogène sur une fondation imperméable

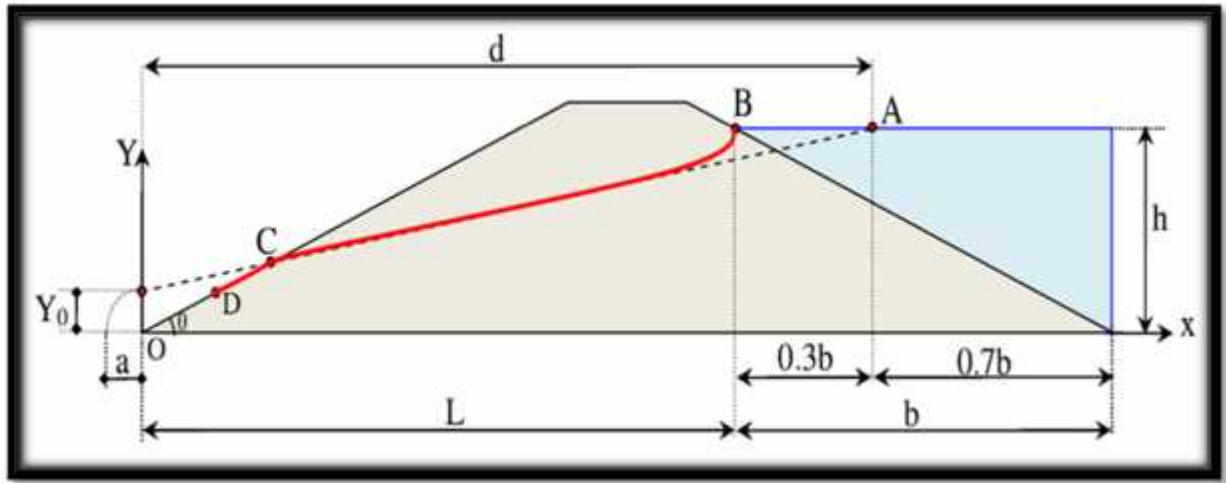


Figure I- 12- Ligne de saturation dans un barrage homogène (Méthode de Kozeny).

Kozeny a montré que dans un barrage homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer «O» est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

D : étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

X, Y : coordonnées dans le plan (X, Y) de la courbe de saturation.

B : étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ($b = m_1 \cdot h$).

La parabole coupe le plan d'eau amont en A située à une distance horizontale de ce parement, tel que : $BA = 0.3b$. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au point $(\frac{2}{3})$ de OC théoriquement tel que :

$$\frac{DC}{OC} = \frac{3}{8} \cos \frac{\theta}{2}$$

Avec : θ l'angle aval en A.

I-5-1-2- Cas de la digue avec un noyau sur une fondation imperméable

La théorie va surtout nous permettre de connaître le point de résurgence de l'eau dans le noyau ; voir (Fig. II.16). Une fois la hauteur de résurgence connue, nous pourrions dimensionner nos filtres et nos drains pour rabaisser la ligne de saturation vers le fond de la digue.

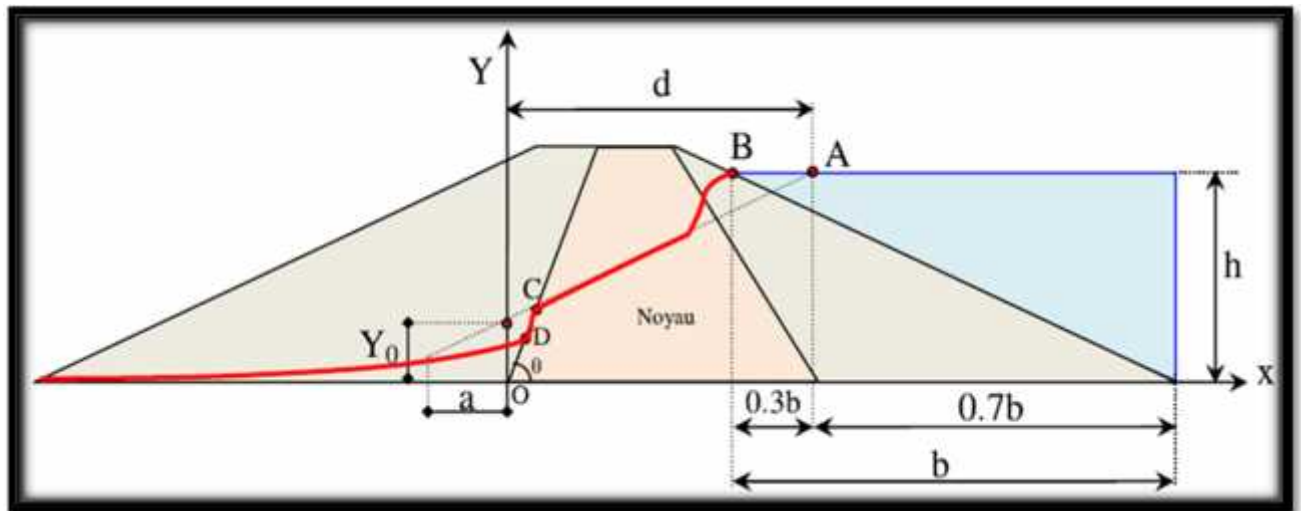


Figure I- 13- Données nécessaires pour trouver la parabole de Kozeny.

La méthode de Kozeny n'est pas claire pour trouver la suite de la ligne de saturation. Il semble qu'une fois sortie du noyau, l'eau ruisselle un temps sur le noyau, puis elle forme une surface à la cote $\frac{Y_0}{2}$ jusqu'à la sortie du barrage.

I-5-2- Etude des pressions interstitielles

La pression interstitielle P représente la pression existant entre deux points de même potentiel. Sa forme générale est :

$$P = \gamma(H - z)$$

Avec :

H : la charge hydraulique.

Z : la cote d'un point du barrage.

Cette pression doit être minimisée pour des raisons de stabilité. En effet, si cette pression est trop élevée, cela signifie qu'il y a beaucoup d'eau, il y a alors un risque de présence du phénomène

de renards, ce qui nécessite un bon drainage du corps de barrage, notamment dans la partie amont qui en générale la plus soumise à de forts gradients hydrauliques

I-5-3- Phénomène de Renard

Le phénomène de Renard survient quand le gradient hydraulique dépasse la valeur critique :

$$\frac{\gamma_t}{\gamma_w} = \frac{\text{poids volumique immergé du terrain}}{\text{poids volumique de l'eau}}$$

Si le gradient dépasse cette valeur critique, cela signifie que ce gradient est ascendant et vertical, il s'oppose alors aux forces de pesanteurs ; la résultante de ses deux forces est dirigées vers le haut, les grains en surface sont alors entraînés. Les grains situés en dessous ne supportant plus le poids des grains supérieurs, sont entraînés à la leurs tour. Il se forme un petit tunnel ou la circulation des eaux est aisée.

La distance de percolation à travers le terrain diminue, le gradient hydraulique augmente ce qui va accentuer l'effet de renard qui va alors déboucher dans la retenue amont une fuite brutale et énorme va alors être déclenchée et va amener à la destruction du barrage.

Pour éviter les phénomènes de renard, on applique la règle de **LANE**

$$L_V + \frac{1}{3}L_H \geq c.H$$

$C = 3$: pour l'argile plastique ;

L_V : représente la longueur de cheminement vertical ;

L_H : La longueur de cheminement horizontale dans le barrage.

Pour éviter les phénomènes de renard, on place des filtres sur le dessus de la fondation pour éviter les accumulations d'eau et pour limiter les longueurs de cheminement. En effet, quand on augmente la perméabilité d'une zone, les lignes de courants sont comme aspirées vers cette zone ; les cheminements diminuent alors.

I-6- Débit de fuite par infiltration à travers le corps de la digue

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

$$q = K.I.A$$

Avec :

q : Débit de fuite en (m³ /s/ml).

I : Gradient hydraulique adimensionnel.

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage (m).

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

Or dans le cas de l'écoulement parabolique, la section A est estimée par l'ordonnée Z de la ligne phréatique et le gradient hydraulique I par sa pente $\frac{dy}{dx}$; $q = k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$ cela nous donne :

$$q_{cb} = k \cdot Y_0$$

$$q_{cb} = k \left(\sqrt{H^2 + d^2} - d \right)$$

Le débit total à travers le barrage est :

$$Q_{cb} = q_{cb} \cdot L$$

Chapitre II

Présentation du barrage

Ouled Abdelouahab

Chapitre II

Présentation du barrage Ouled Abdelouahab

II-1- Situation géographique et accès [6]

Le site du barrage est situé sur l'Oued Ouled Abdelouahab juste à la confluence des deux oueds plus importants du bassin, à savoir oued Maamoura et Défaila à 15 km environ à l'ouest de la ville de Sidi Aïssa, situé à 100 km environ du chef-lieu de la wilaya de M'sila.

Le meilleur accès est assuré à partir de l'ex chemin de la wilaya CW 136 reliant Sidi Aïssa à Ksar Chellela, en suivant une piste carrossable de quelques centaines de mètres, qui est mène jusqu'en rive gauche du site retenue.

Le site peut être repéré sur la carte topographique d'Etat-major Majenot, carte N°138 dressée en 1947 à l'échelle 1/50000ème, selon le système de coordonnées Lambert Nord d'Algérie, par les coordonnées suivants :

- X = 583.25 km
- Y = 290.50 km
- Z = 680 m

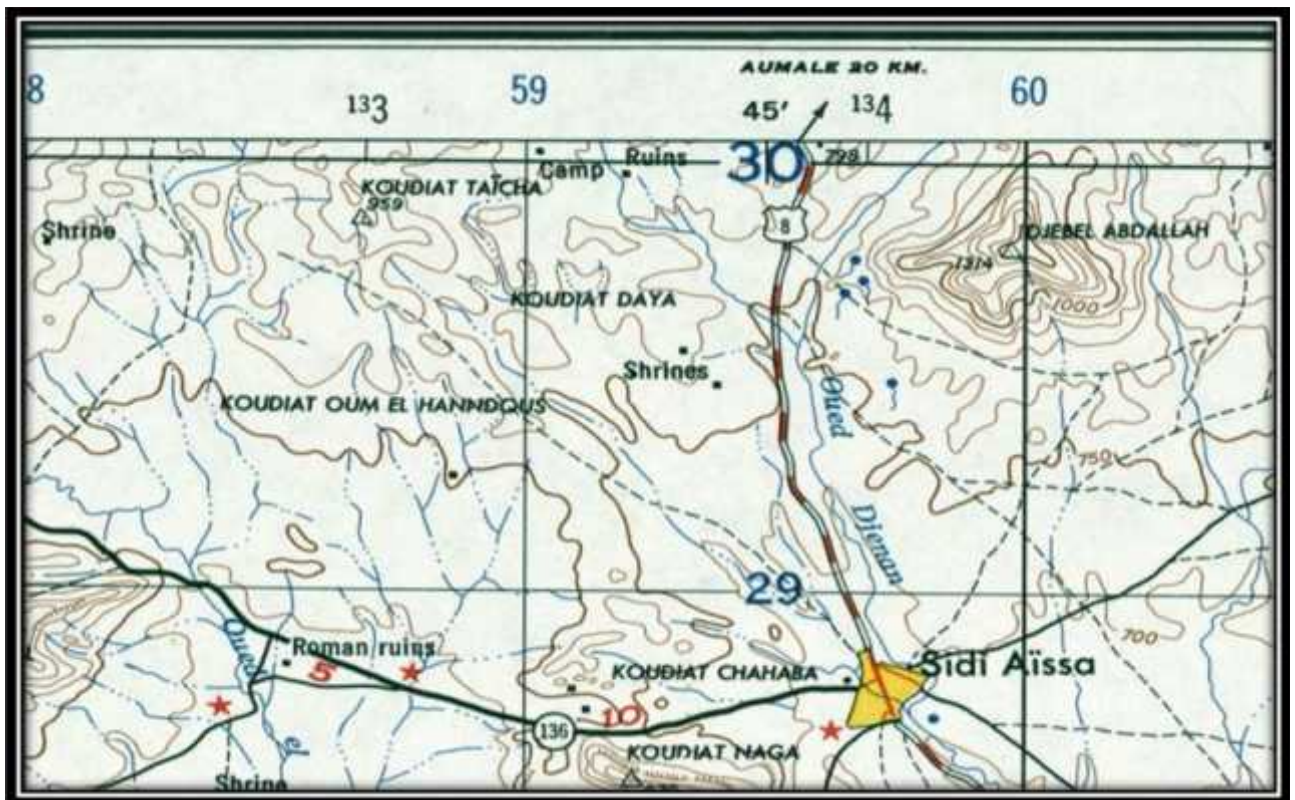


Figure II- 1- Situation du barrage Ouled Abdelouahab.



Figure II- 2- Situation du barrage Ouled Abdelouahab (photo de Google Earth).

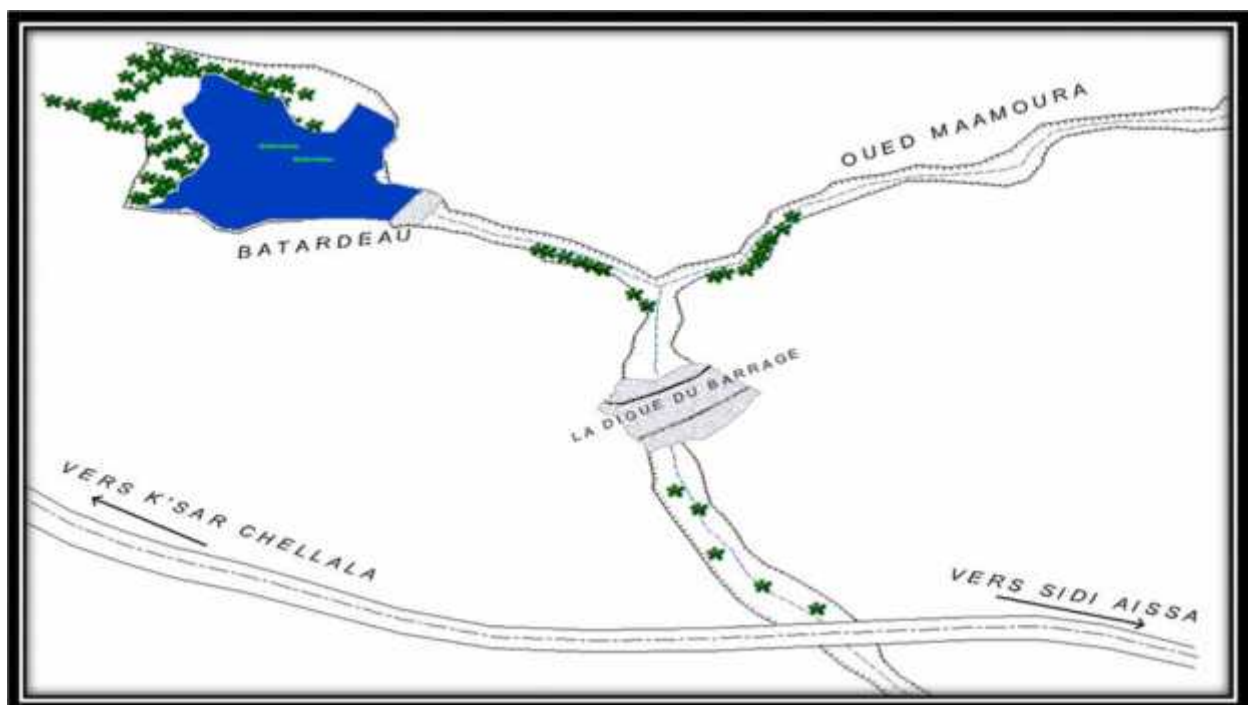


Figure II- 3- Situation du barrage Ouled Abdelouahab.

II-2- Morphologie du site de la retenue [7]

II-2-1- Caractéristiques hydromorphologiques

Le bassin versant de l'oued Ouled Abdelouahab au site de la retenue s'entend sur une superficie de 460 km². Il est caractérisé par indice de compacité 1,4. Caractérisant la forme peu allongée du bassin versant, L'altitude maximum est de 1810 m et la minimale est de 680 m.

II-2-2- Climat

Aucune station climatique n'a été localisée dans le bassin versant, pour cela les caractéristiques climatiques ont été déterminées sur la base des données recueillies au niveau de la station climatique de M'sila qui enregistre une température moyenne d'environ 18° C.

L'évaporation moyenne est estimée d'après les données recueillies au niveau du barrage de K'sob qui est indiqué d'un Bac Colorado, elle est de : $E_v = 1900$ m.

II-2-3- Précipitation

L'estimation sommaire de la pluie moyenne s'est fait sur la base de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord établie par A.N.R.H, les résultats d'exploitation de cette carte donnent une valeur de la pluie moyenne de : $P = 350$ mm.

II-2-4- Les apports liquides

Les apports annuels moyens sont estimés sur la base des données disponibles de la station de Ain Nessissa (localisée juste au niveau du site de la retenue), à savoir une série des apports qui s'étale de 1965 à 1978, Il est de l'ordre de 15 millions de mètre cube, dont 12 millions représente l'apport ruisselé et 03 millions l'apport de base.

II-2-5- Les crues

Sur la base des données disponibles de la station hydrométrique de Ain Nessissa, Les résultats obtenus pour l'estimation des valeurs des débits maximums de différentes fréquences sont données dans le tableau suivant :

Période de retour (ans)	Q (m ³ /s)
20	456
100	813
1000	1550

Tableau II.1. Débits maximums de différentes fréquences

II-2-5- Transport solide

Le volume des apports solides pour une durée de 30 années est de l'ordre de 7 Mm³.

II-3- Géologie du site de la retenue

II-3-1- Présentation Géomorphologique et condition de site de la retenue

Le site de la retenue proprement dite s'inscrit entièrement dans les pied-montes de la partie terminale sud des Monts de Dirah.

L'essentiel du relief environnant constituant le bassin de oued Ouled Abdelouahab est fortement raviné.

Les deux principaux affluents convergeant au site proposé à l'étude sont oued Maamoura à l'ouest et oued Defaila à l'Est.

Le premier cours d'eau suscité est issu partiellement du massif de Draa Essekoum, Ras Touil, Draa El Guenfda, Draa Essenar, aux mêmes traversées du Nord Sud par des oueds secondaires que sont :

- Oued Nessafa.
- Oued Zemlane.
- Oued El Khing.
- Oued Esmia puis Cheniguel.
- Oued Mellah puis Tarfa.

L'ensemble de ces ravinements collectent leurs eaux vers oued Maamoura à hauteur du lieu-dit Djelf Hamza.

Plus à l'Est oued Defaila coule à travers une large vallée alluviale et peu méandriforme, la confluence des deux principaux oueds s'établit à l'amorce du domaine plat dans une gorge étroite à l'amont de l'intersection du cours d'eau majeurs devenu oued Ouled Abdelouahab, avec la route principale Sidi Aissa - Ksar Chellala.

L'axe potentiel de l'ouvrage est choisi dans ce dernier étranglement de la vallée, il est constitué de rives à lithologies compactés, relativement abruptes, à rare végétation.

Ainsi, l'espace inter-rives est constitué d'un fond de vallée plat et étroit, facilement accessible, particulièrement depuis la rive gauche, il forme le lit mineur de l'oued.

L'encaissement général du lit mineur par rapport aux berges est de l'ordre de quelques mètres seulement.

A l'amont une large cuvette présente une topographie peu chahutée, elle est contenue à l'intérieur de deux massifs continus ; en arc, que sont Draa Sefra à l'est et Mendene au Sud-Ouest à cote maximale 768 m.

Plus au nord, à l'interfluve des oueds Maamoura et Defila a cuvette délimitée au point

de vue hydraulique, butte contre la massif gréseux, le contourne puis se prolonge dans les thalwegs des deux oueds respectifs.

II-3-2- Géologie régionale

Les analyses des données géologiques régionales laissent comprendre que notre aire d'étude appartient à Atlas Tellien, plus précisément au domaine dit que « nappe de charriages ».

Ces derrières sont constitués d'une succession d'unités tectono-sédimentaires, à faciès très variable à l'échelle du bassin d'alimentation. L'emboîtement de différentes nappes s'est établi dans une direction majeur Sud Nord.

On établit que cette configuration s'illustre par une superposition de nappes chevauchantes, d'épaisseurs également variables et à matériaux différents.

On peut dire que ces unités sont de grandes extensions géographiques : elles affleurent de part et d'autre de l'Oued.

Les formations les plus superficielles, récentes, occupent tous les fonds des vallées, il s'agit de dépôts Quaternaire formants les hautes terrasses relativement développées de part et d'autre des lits mineurs des deux oueds Defila et Maâmoura.

Des alluvions agro-sablo-limoneuse occupent de très vastes surfaces dans la cuvette de réservoir et le long des lit majeurs des Oueds respectifs cités ci-dessus.

Latéralement gisement important colluvion de pente et éboulis en rive droite de Oued Defila et en rive gauche de Oued Maâmoura.

La nature de l'ensemble des terrains superficiels aux larges affleurements et relativement tendre (argile, grès à ciments argileux et marne) exposés aux ruissellements intenses, l'importance des pentes des reliefs du bassin confèrent à ce dernier une forte aptitude à l'érosion. Cette forte érodabilité sélectives des matériaux engendre un risque de fluage et éboulement partiels des masses.

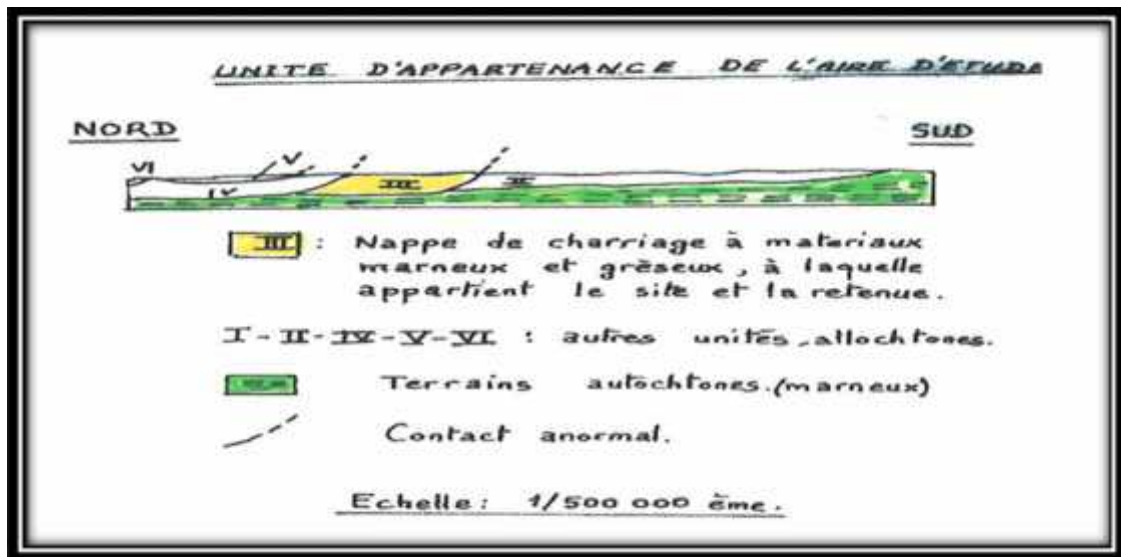


Figure II- 4- Unité d'apparence de l'aire d'étude.

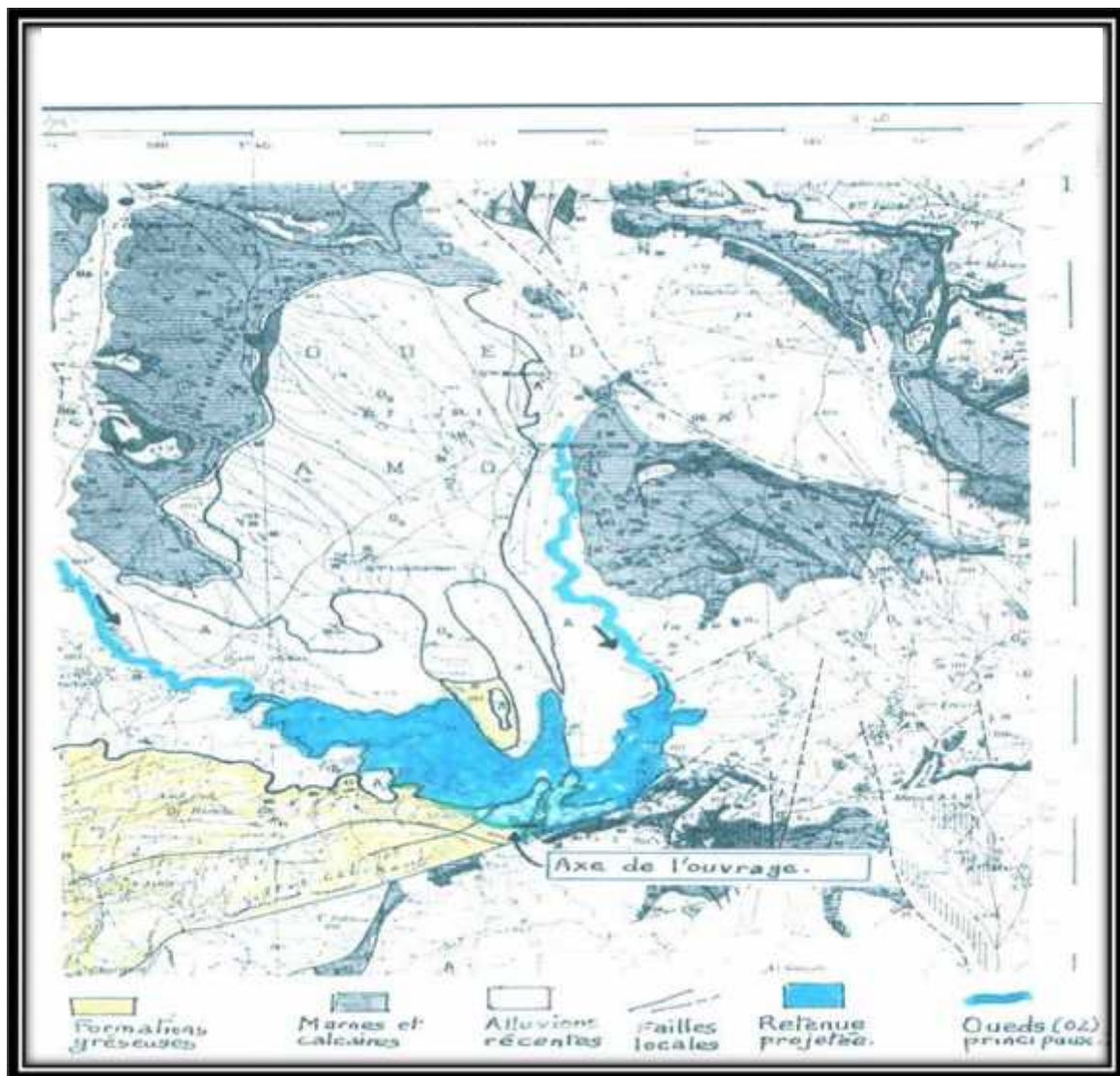


Figure II- 5- Géologie régionale de la retenue.

II-4- Stratigraphie et lithologie à l'axe de de la retenue [8]

Le site de la retenue présente l'avantage de l'apparence des formations de base qui serviront d'assiette porteuse pour l'ouvrage, les recouvrements colluvionnaires sont de faible importance voire localement inexistants.

En effet sur les deux rives, il est aisé de comprendre et de dresser la structure géologique d'ensemble afin de définir les appuis latéraux de l'ouvrage.

Au site de la retenue on montre que la structure est de type monoclinale avec un faible pendage général des bancs d'environ 20° à 30°.

L'inclinaison est dirigée vers le nord ; c'est-à-dire vers l'amont de la retenue, cette considération laisse exclure la possibilité de glissement de « banc par banc » de cette assise de base de fondation et d'appui l'ouvrage.

On rapportera que les grès constituent, en tout lieu, l'ossature stratigraphie et lithologique du site de la cuvette.

Les bancs de grès sont massifs, épais, respectivement de quelques mètres de puissance. Les épaisseurs les plus fréquentes sont comprises entre 1,5 et 3 m à la base de la coupe à partir du lit de l'Oued.

Certains bancs plus développés, peuvent localement et exceptionnellement atteindre une épaisseur de 8 à 10 m.

Les reconnaissances sur le terrain ont par ailleurs permis d'observer quelques intercalations de bancs de marnes peu épais (quelques dizaines de centimètres seulement) notamment à la base ou pieds de la falaise rive droite dans son versant sud orientale. En se dirigeant vers l'axe de l'oued et vers la rive gauche, il est difficile de suivre la continuité de ces marnes dont l'importance au point de vue étanchéité du site est évidente.

La raison est le recouvrement des formations compactes (grès et marnes) par les alluvions des terrasses et du lit de l'oued. Ainsi à l'axe de l'ouvrage, comme aux rives d'appuis, l'épaisseur des alluvions de vallée et des recouvrements colluvionnaires de surface, restent à déterminer.

La nature précise du substratum général qui servira de sol de fondation au droit du lit mineur devra nécessairement être définie à la faveur de reconnaissances par fouilles dans tout l'espace actuellement occupé par le lit mineur.

Il y a lieu d'ajouter le passage présumé d'une faille à pendage et direction indéfinis à ce stade de l'étude, parallèlement à l'oued. Cette donnée devra faire l'objet d'un intérêt sur le terrain au cours des reconnaissances visuelles in situ.

L'état actuel des connaissances laisse toutefois élaborer la coupe géologique, provisoire, passant approximativement par l'axe de la digue.

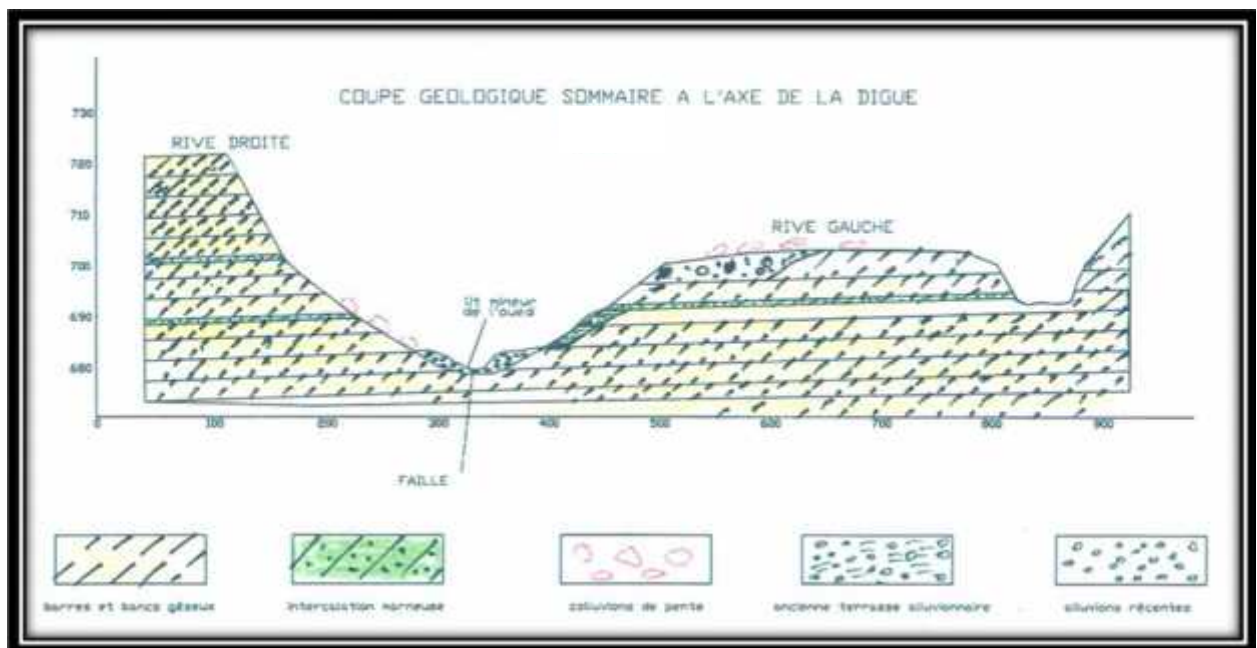


Figure II- 6-Coupe géologique sommaire à l'axe du barrage.

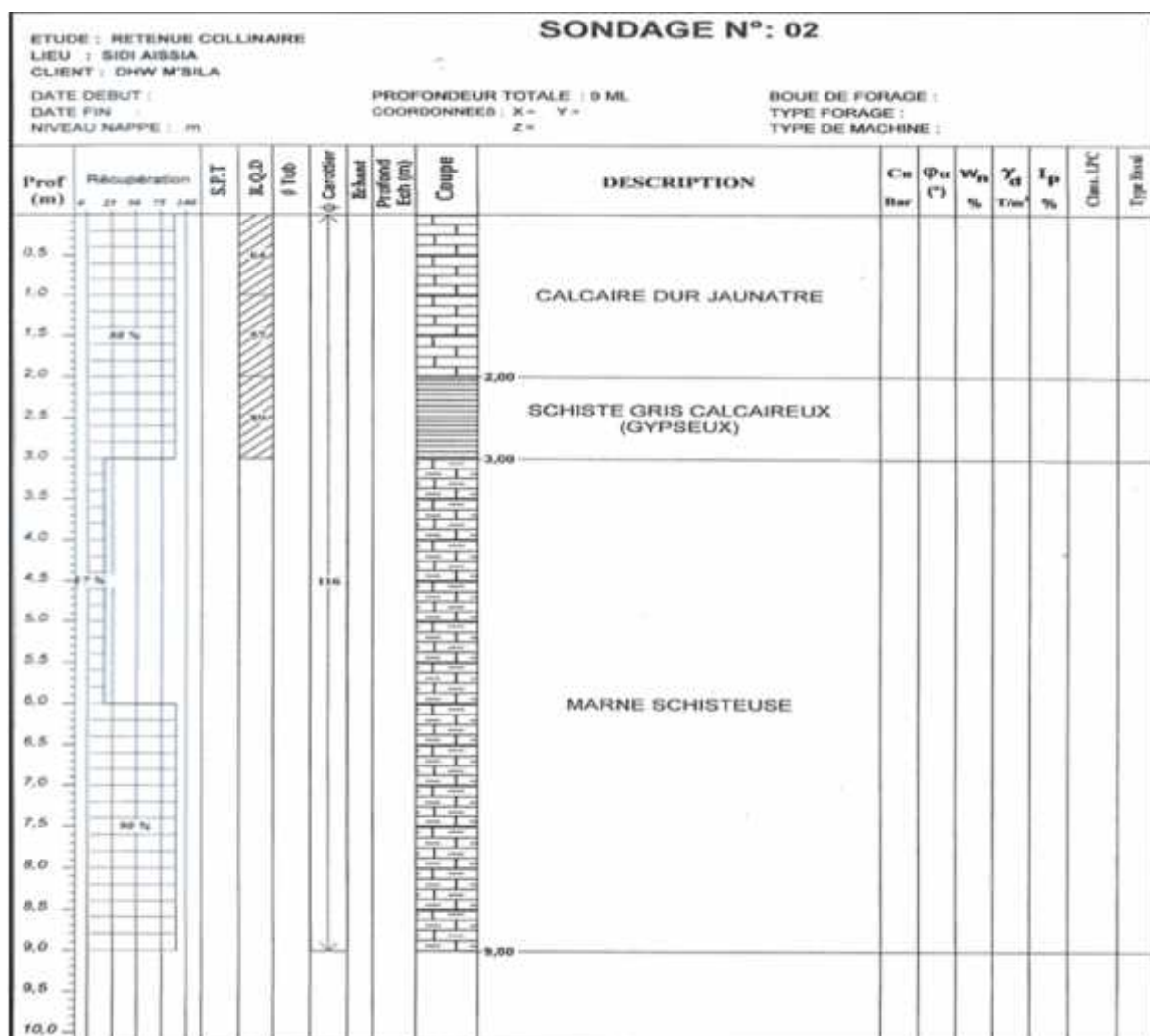


Figure II- 7- Coupe lithologique a l'axe du barrage.

II-5- Conditions générales de l'étanchéité au droit du site de la retenue :

On entend par site l'axe de l'ouvrage et toute l'enceinte de la retenue dans son aire inondée. L'approche développée pour cette étude préliminaire a comporté d'abord une analyse régionale de la lithostratigraphie et sur une base documentaire sont retenus les éléments descriptifs suivants :

L'ensemble de la nappe de charriage formant l'unité III repose sur la formation autochtone basale constituée par une série marneuse donc imperméable du Miocène inférieur. (Voir coupe des différentes nappes). Au droit de notre site on ignore toutefois la profondeur de cet horizon étanche.

A l'échelle de l'impluvium du bassin d'alimentation, au point de vue étanchéité, on relèvera, d'une manière générale, la présence quasi constante de la composante marneuse ou argileuse dans les différentes formations mises en évidence, notamment les terrains Oligocène. Ceci constitue un critère hydro lithologique défavorable aux infiltrations, c'est à dire aux pertes d'eau superficielles le long du chevelu hydrographique.

La conservation de l'écoulement actuel des eaux à l'exutoire est justifiée par ces considérations stratigraphiques.

A ce stade de collecte de données de terrain et d'analyse des conditions de faisabilité, le critère d'étanchéité à l'axe de la digue et par extension dans la retenue, reposera sur les paramètres définis ci-dessous :

- La structure géologique d'ensemble du site montre que le pendage général est opposé au sens d'écoulement des eaux.
- L'assiette de l'aménagement est à sous bassement général constituée d'une série prédominance grés - marneuse.
- Les grès sont à ciment gauconeux (variété d'argile) donc très peu perméable voir imperméable.
- Les passages marneux formant un écran sous les grès diaclases garantissent l'étanchéité verticale pour peu que leurs continuités et localisation soit établies à l'issue des travaux de sondages aux deux rives.

II-5- Stabilité et classification du site

Le site de future barrage paraît naturellement stable, la mesure où aucun indice de mouvement du sol n'y a été observé, tel qu'un glissement, arrachement, bourreler, etc. Ce qui dénote que la topographie est relativement calme. D'autant plus que la roche mère constitutive du site est constituée d'un grès très compact en faveur d'un état d'équilibre potentiel de ce dernier.

Le seul risque naturel et d'ailleurs imprévisible demeure le séisme dont il convient, dans tous les cas, de prendre en compte la lithologie constitutive ci-indiquée, le site est classer S2 selon le document sus cité.

II-5-1- Conditions générales de fondation

L'analyse des critères techniques de faisabilité d'une retenue sur Oued Ouled Abdelouahab appelle dès à présent le respect des considérations géologiques et dispositions constructives suivantes :

- L'ouvrage est fondé sur un substratum sain, à dénuder par l'élimination du recouvrement alluvial et colluvial des berges et du fond de l'Oued .Tous les éboulis de proximité des rives devront être éliminés et éloignés.
- Les craintes sur la portance des sols ne semblent pas se poser compte tenu de la forte compacité des formations affleurantes.
- D'un point de vue hydrogéologique, l'existence d'une nappe alluviale est plus Que probable dans la cuvette de l'oued. Pour la nappe potentielle des grès les indications sur la profondeur du niveau statique.

II-6- Matériaux locaux de construction

II-6- 1 Présentation des zones d'emprunt potentielles

En prévision de l'étude de variantes de barrage homogène ou hétérogène, avec usage des matériaux naturels locaux, il a été procédé à une distance proche du site, à une localisation sommaire de ces matériaux, en vue de leur exploitation pour les besoins de réalisation.

- **Enrochements**

Au voisinage du site on peut définir plusieurs zones potentielles d'extraction de pierres ou autre enrochement en quantité importante et selon les tailles souhaitées lors de la réalisation.

Les grès des reliefs limitrophes peuvent constituer le matériau. Les quantités disponibles peuvent répondre pour tous les besoins de construction d'une retenue.

A proximité de l'aire des travaux, l'ouverture d'une ou de deux carrières d'extraction de ces matériaux, s'impose.

- **Alluvions d'Oued.**

La vallée alluvionnaire de l'Oued Ouled Abdelouahab et de ses deux affluents, pourra fournir toute quantité de matériaux meubles. Il s'agit d'une zone potentielle pour l'extraction de granulats (sables et graviers) en quantité souhaitée.

Pour les besoins de chantier, une sélection des zones potentielles granulométrique est

toutefois nécessaire au cours de l'étude de faisabilité.

- **Gabions pour Rip-Rap.**

On estime qu'une recherche supplémentaire dans les cours amont des oueds Maamora et Défila est nécessaire pour la localisation de blocs roulés pluridécimétriques susceptibles d'être utilisés pour les parements de l'ouvrage.

Dans une deuxième possibilité, ce matériau naturel peut être extrait par fragmentation, selon les tailles souhaitées, des massifs gréseux de la cuvette.

Dès lors, la quantité disponible de ces matériaux pourra garantir une couverture totale des parements.

II-7- Description du corps de barrage

- Le barrage est constitué par une digue en TVO et il est en cours de réalisation.
- La cote du fond du barrage est à 660.83 NGA.
- La cote du niveau mort est à 675.86 NGA.
- La cote du niveau normal est à 681 NGA.
- La cote du niveau de PHE est à 683 NGA.
- Hauteur de la revanche est de l'ordre de 1 m.
- La cote de la crête du barrage est à 684 NGA. La géométrie du barrage retenue est la suivante :
- Sa longueur et largeur sont respectivement de 183 m et 7 m et sa hauteur maximale est de l'ordre de 24 m sur terrain naturel et de 26 m sur la fondation.
- La pente du talus amont est de 2H/1V, et celle du talus aval de 2H/1V .
- Les recharges amont et aval du barrage sont réalisés en enrochements de grès issus de la nappe du Numidien.
- Le parement amont comporte une protection supplémentaire en calcaire complétée par une couche de rip-rap.
- Le parement aval comporte une simple protection en enrochement calcaire d'une épaisseur de 1 m.

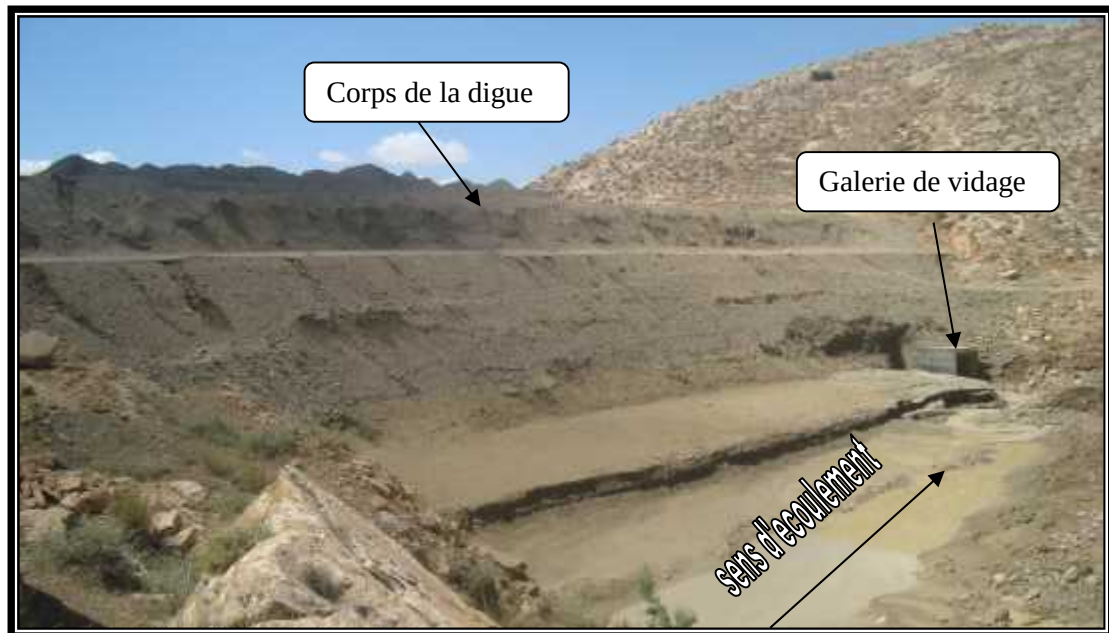


Figure II- 8- L'état actuelle du barrage.

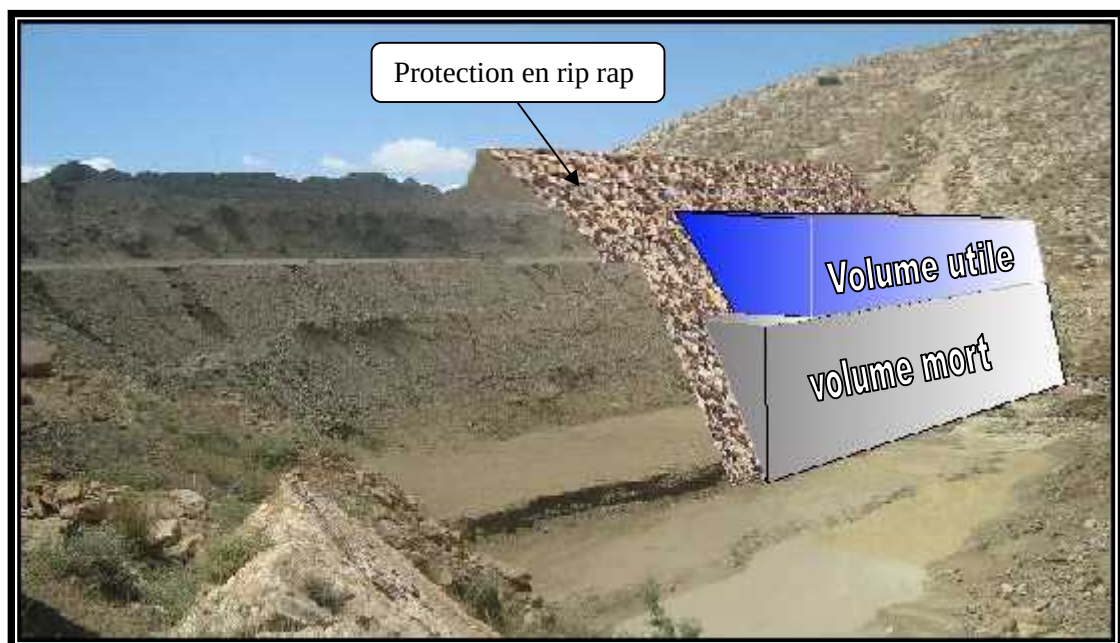


Figure II- 9-Photo imaginaire du barrage en fin de construction.

II-7-1- Système de drainage

Le système de drainage a pour but de collecter et d'organiser l'évacuation des eaux infiltrées à travers le bief aval vers le prisme d'évacuation afin d'éliminer les déformations du sol de la fondation de la digue dues aux infiltrations, ainsi que pour abaisser la zone d'influence du courant d'infiltration.

Le drainage constitué de deux parties :

- La partie collectrice (filtre inverse) est composée par trois couches de transitions en contact avec le corps de la digue et la fondation d'une longueur de 34 m.
 - La première couche d'une épaisseur de 20 cm en sable se situant entre le remblai de la digue et de la fondation d'un côté et la deuxième couche de l'autre côté.
 - La deuxième couche d'une épaisseur de 20 cm est constituée de gravier, se situant entre la première et la troisième couche.
 - La troisième couche d'une épaisseur de 30 cm constituée en enrochement, et située au centre de drain tapis.
- La partie évacuatrice est composée de matériaux perméables de roches et de pierres d'un diamètre de (200-300) mm, occupe la grande partie centrale du prisme de drainage.

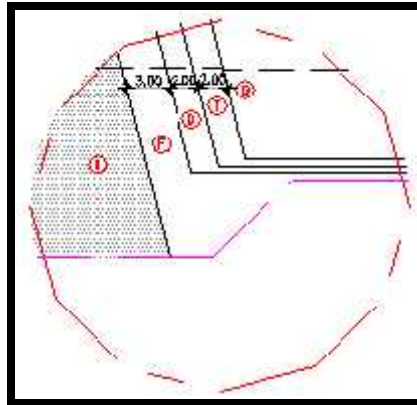


Figure II- 10--Drain en amont du barrage.

II-8- Organe d'étanchéité

II-8-1- Géomembrane

Les géomembranes sont des produits étanches, minces, souples, continus dont l'épaisseur est d'un mm au minimum. Les produits commercialisés sont très variés. Les principales catégories sont :

- Les géomembranes bitumineuses (bitumes soufflés ou modifiés par ajout de polymères).
- Les géomembranes plastomères : PVC (polychlorure de vinyle), PEHD (polyéthylène haute densité).
- Les géomembranes élastomères : butyl, EPDM (éthylène propylène diène monomère).

Une bonne conception et une pose soignée permettent d'assurer une bonne tenue dans

le temps de ce produit dont les premières applications datent de la fin des années 60.

Les géomembranes sont fabriquées en usine et livrées en rouleaux (appelés lés) de quelques mètres de largeur ou en panneaux préassemblés en atelier de 200 à 1000 m². Les raccordements des lés ou des panneaux sont réalisés sur le site par soudure ou par collage.

Cette opération doit être réalisée avec grand soin en respectant certaines règles selon les produits (exemple : limites de température). Sur un parement de barrage, les joints horizontaux sont à proscrire à cause de leur plus faible résistance vis-à-vis des efforts de traction susceptibles de se développer.

En ce qui concerne le support de la géomembrane, deux éléments sont à considérer :

- Le risque de poinçonnement, de déchirure, dû à un support trop agressif, soit dès la pose, soit ultérieurement sous l'effet du poids de l'eau : en plus d'une recherche d'amélioration de la surface du support granulaire, il est souvent ajouté un géotextile de protection, indépendant ou bien associé en usine à la géomembrane;
- Le risque de sous-pressions lors d'une vidange dû à des fuites toujours possibles et à un matériau de remblai insuffisamment perméable ; une couche bien drainant continue sous la géomembrane et des exutoires à la base du remblai permettent l'évacuation des eaux au pied aval du barrage.

Dans le cas des bassins étanchés à l'aide d'une géomembrane, il faut aussi mettre en place un dispositif d'évacuation des gaz susceptibles de se former sous cette dernière.

La protection superficielle contre le rayonnement ultraviolet et contre le piétinement, le batillage, les corps flottants et le vandalisme est assurée par des enrochements ou des dalles en béton. Une transition est nécessaire pour protéger la géomembrane, des géotextiles remplissant bien cette fonction.

Il est important de bien s'assurer de la stabilité au glissement des différentes interfaces et d'éviter toute mise en traction de la géomembrane.

Il est tout à fait envisageable de ne pas protéger superficiellement les géomembranes des petits barrages, ce qui implique toutefois un minimum de surveillance ; les réparations sont aisées mais les géomembranes sont plus vulnérables, leur vieillissement est plus rapide et toute sortie de l'eau d'une personne ou d'un animal tombé accidentellement peut être très difficile. Une clôture est donc nécessaire. Cette solution facilite énormément la surveillance et la réparation.

Il convient d'ancrer la géomembrane au-dessus des plus hautes eaux, au moins à la cote PHE + 0,5 Rmin. Un raccordement adéquat est à prévoir, d'une part en pied de talus avec le dispositif d'étanchéité de la fondation et, d'autre part avec les structures rigides (évacuateur de crues, vidange).

Lorsque les matériaux disponibles sont semi-perméables à peu perméables, il peut s'avérer intéressant de placer la seule géomembrane à l'intérieur du talus amont : la recharge amont, d'une épaisseur suffisante vis-à-vis des sous-pressions, doit être mise en place avec précaution sur la géomembrane dont les deux faces doivent avoir un frottement suffisamment élevé; les fuites éventuelles sont alors contrôlées à l'aide d'un drain cheminée classique et la géomembrane a finalement un rôle d'étanchéité complémentaire.

II-8-2- Définition de la bentonite

La bentonite est une argile dont le nom vient de Fort Benton aux États-Unis. Connue aussi sous le terme de terre à foulon, elle peut être considérée comme une smectite, étant essentiellement constituée de montmorillonite (80%) et d'argile ce qui explique sa capacité de rétention d'eau. On trouve également d'autres minéraux comme le quartz, le mica, le feldspath, la pyrite ou la calcite. Les gisements de bentonites sont d'origines volcaniques et hydrothermales. Elle possède diverses propriétés. Notamment, elle absorbe les protéines, réduit l'activité des enzymes. Les boues bentonitiques (recélant une fraction de bentonite) sont utilisées dans les travaux de terrassement, de parois moulées, du fait de leur capacité à laisser la place rapidement et facilement aux bétons coulés à leur place. Elles peuvent être ajoutées au composant.

II-8-3- Différentes types de bentonite

Il existe deux types de bentonites :

- La bentonite à base de sodium l'augmente de volume lorsqu'elle est humide et qui peut absorber plusieurs fois sa masse en eau. Cette propriété est mise en valeur dans les mastics pour l'enfouissement de matières polluantes du sol. Elle est utilisée dans les puits de forage de pétrole et la recherche géothermique.
- La bentonite à base de calcium (pascalite), qui ne possède pas ces propriétés de gonflement, a des applications pharmaceutiques dont les résultats restent à prouver. Notamment dans le domaine du système digestif. Des tribus indigènes d'Amérique du Sud, d'Afrique et d'Australie ont longtemps employé l'argile de bentonite pour cet usage.

En raison de ses fonctionnalités rhéologiques, la bentonite a un comportement thixotrope. Des petites quantités de bentonite en solution aqueuse forme un mélange visqueux, dont la viscosité baisse lorsque l'effort mécanique qui lui est appliqué au centre.

II-8-4- La géomembrane choisie

Dans le cas de barrage de Sidi Aissa, la géomembrane utilisée est de type Bentomat (Sodium Bentonite Géocomposite liner). [Annexe 01]

Chapitre III

Présentation de l'outil numérique, Plaxis

Chapitre III

Présentation de l'outil numérique, Plaxis

III-1- Introduction

L'utilisation d'outils de modélisation numérique connaît depuis une vingtaine d'années un développement considérable dans le domaine de la géotechnique. La modélisation numérique permet l'analyse du comportement des matériaux sous diverses conditions de sollicitation. Les simulations numériques sont souvent utilisées pour résoudre des problèmes complexes. Les techniques numériques comme les méthodes d'éléments finis et des différences finies sont plus flexibles et plus versatiles que les solutions analytiques, qui sont surtout appliquées à des situations simples ou idéalisées.

Dans le présent chapitre, nous donnons une description du code de calcul par élément finis PLAXIS 2D, qui sera utilisé dans notre étude et plus particulièrement La description de quelques modèles de comportement disponibles dans ce code.

III-2- Aperçu de la méthode des éléments finis (MEF) [9]

III-2-1- Historique

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établit les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Tumer et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

III-2-2- Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des

forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures Continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

III-2-3- Calculs par la MEF

La méthode des éléments finis est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique : problèmes linéaires ou non linéaires, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions. De plus elle s'adapte très bien aux milieux hétérogènes souvent rencontrés dans la pratique par l'ingénieur.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, ... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement.
- De simuler toutes les phases de travaux.
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain.

Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- Les déplacements des ouvrages.
- Les sollicitations internes des ouvrages.

Et pour le sol :

- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- Les pressions interstitielles.

La méthode des éléments finis englobe les étapes suivantes :

- a- La discrétisation :** C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.

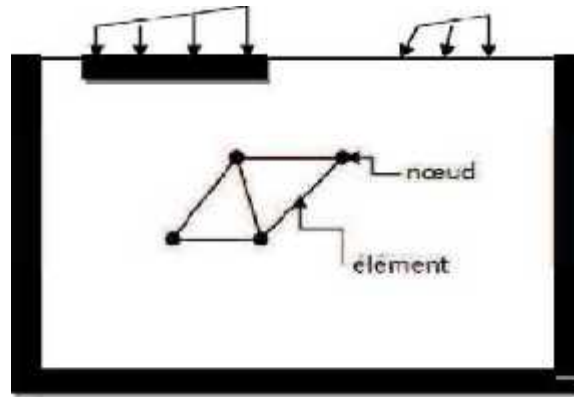


Figure III- 1- Domaine discrétisé

- b- L'approximation des variables fondamentales :** Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée, comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.
- c- Équations élémentaires :** L'utilisation du principe variationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément :

$$K^e U^e = P^e$$

- d- Équations globales :** L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales :

$$KU = P$$

- e- Les conditions aux limites :** La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. L'affectation des charges P , lorsque les déplacements affectent U . Résoudre les équations globales. Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, tel que les contraintes et les déplacements sont évalués.

III-3- Présentation du logiciel [10]

Le logiciel Plaxis est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée.

PLAXIS 2D est donc un programme en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan (déformation plane) ou axisymétrique. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les valeurs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Le manuel d'utilisation du code Plaxis [Brinkgreve et al (2003)] présente une description détaillée du logiciel.

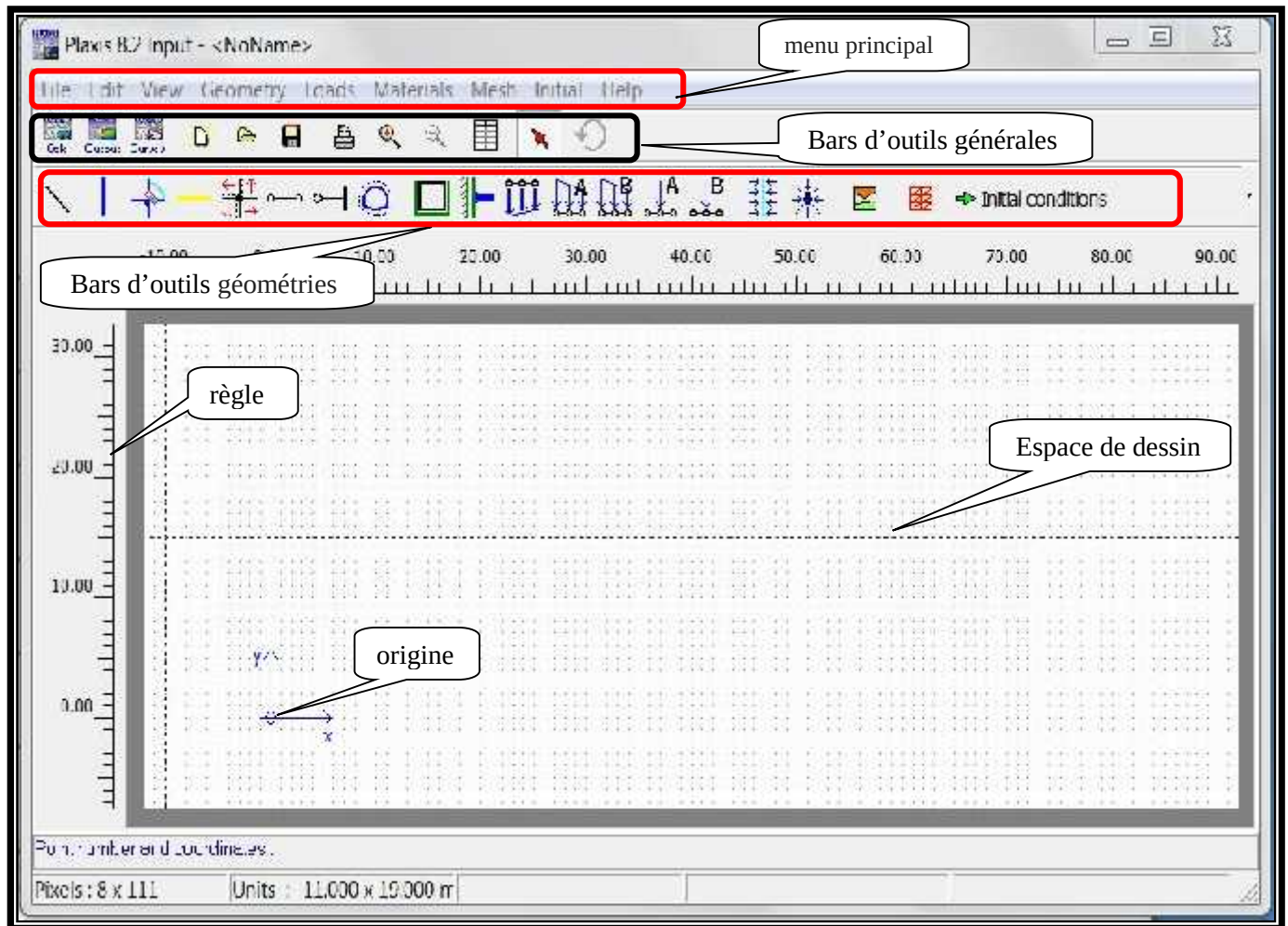


Figure III- 2- Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique).

III-3-1- Les points forts de Plaxis

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ;
- Générateur automatique de maillage ;
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement ;
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ;
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ;
- Calculs de coefficient de sécurité.

III-3-2- Les sous-programmes de Plaxis

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) :

a- Le programme d'entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

b- Le programme de calcul (Calculations)

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

c- Le programme de résultats (Output)

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

d- Le programme courbes (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

La réalisation d'une modélisation avec Plaxis se traduit en général, par l'enchaînement des étapes suivantes :

- Utilisation du préprocesseur « Plaxis Input », pour la génération des données (maillage, jeu des données et contraintes initiales).
- Lancement du code de calcul éléments finis « Plaxis Calcúlate », pour effectuer la résolution numérique du problème étudié.
- Utilisation de post-processeur « Plaxis Output », pour l'interprétation des résultats sur

écran graphique.

- Utilisation de post-processeur « Plaxis curve », pour l'interprétation des courbes (courbe de consolidation, chemin des contraintes,...etc.).

III-3-3- La démarche de modélisation avec Plaxis

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous Plaxis :

a- Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont la pour dessiner l'organisation du sol ;
- L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion, Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides, (principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation (ici) ;
- « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau ;
- L'outil « géogrid » ,sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

b- Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement

dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée, ?lusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force repartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.....).

c- Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrid, etc.....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

d- Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « *Refine* » dans le « *Mesh* » menu.

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

e- Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes :

Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposées, ancrage, plaque) qui correspondent à l' instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « *Switch bouton* » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle « *Initiale pore pressure* » permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes ;
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

f- Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir « *Calculation* ». L'interface « *Input* » de *Plaxis* se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : « *Calculation* ». Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à

l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phases on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité el/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc....

D'autre types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique).

Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être places. Les courbes de résultats de *Plaxis* seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « *Calculate* » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « *Output* » .

g- Visualisation des Résultats

Le code *plaxis* contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

III-4- Modèles de comportement de Plaxis

Plusieurs lois de comportement ont été utilisées dans les logiciels de calcul en géotechnique en se basant sur les méthodes des éléments finis. Les lois de comportement expriment une relation entre le tenseur de contraintes, le tenseur de déformations et leurs accroissements respectifs pouvant impliquer un critère de rupture ou de limite d'élasticité. Le choix d'un modèle dépend du comportement du matériau à étudier et du type d'analyse que l'ingénieur géotechnicien souhaite effectuer.

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc. Il reste toutefois à l'ingénieur de choisir le modèle le mieux adapté au problème qu'il désire traiter en fonction des conditions rencontrées in situ.

III-4-1- Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique (cas élastique parfaitement plastique) peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure 3.3).

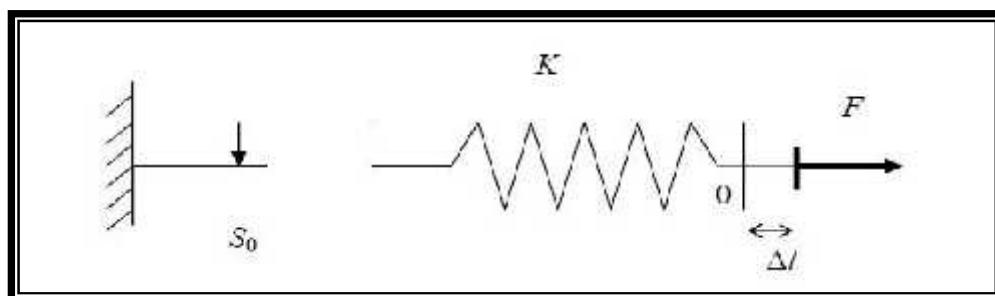


Figure III- 3-Modèle monodimensionnel du comportement élastique parfaitement plastique.

La courbe effort déplacement ou contrainte déformation que l'on trouve est présentée sur la figure III.4.

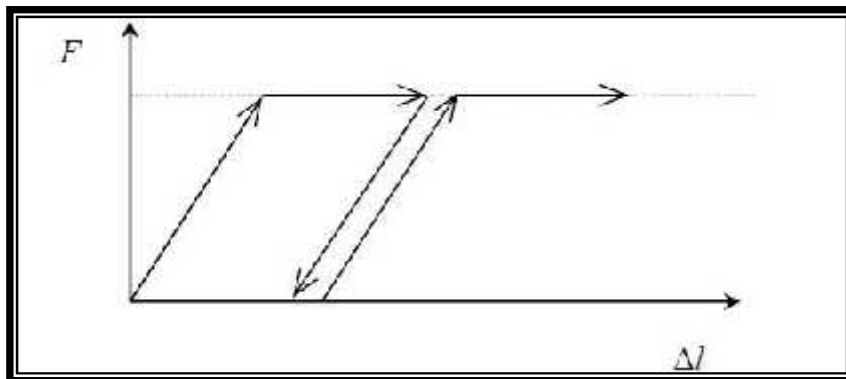


Figure III- 4-Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est à priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures III.3 et III.4 est un comportement élastique- plastique sans écrouissage. La figure III.5 représente un comportement élastique- plastique avec écrouissage.

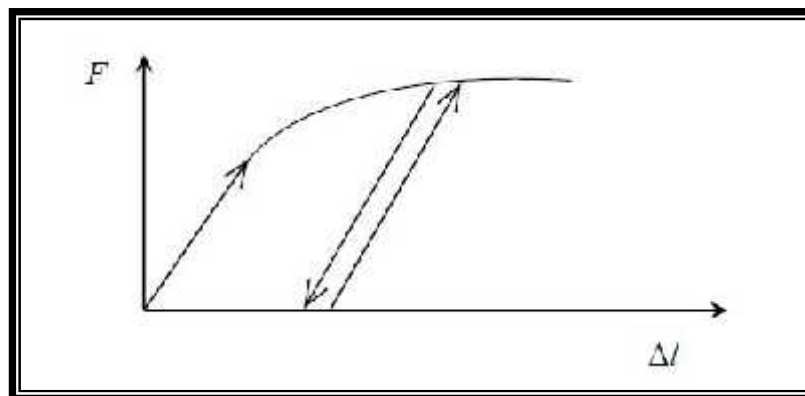


Figure III- 5-Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

III-4-2- Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans le Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas

des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est défini (correspondant à $\nu = 0.5$) et il est moins courant d'emploi, G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G et E par la relation :

$$E = 2G (1 + \nu)$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

III-4-3- Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieure de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique.

Dans l'espace de contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation :

$$F(\sigma_{ij}) = \left| \sigma_1 - \sigma_3 \right| - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1er invariant des contraintes) comme illustré figure 3-6.

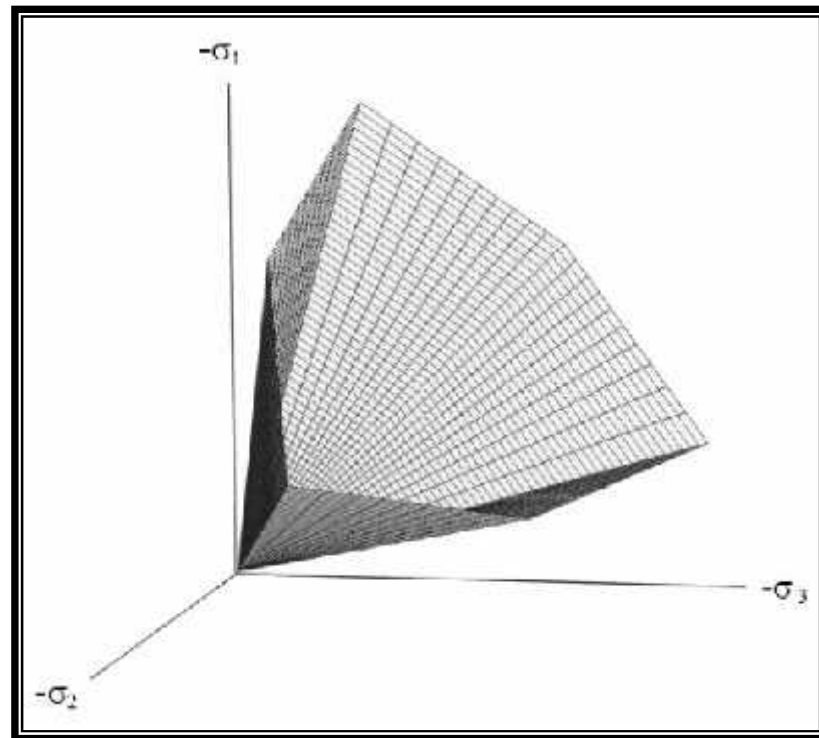


Figure III- 6-Surfaces de charge adoptées par le modèle MC pour un sol sans cohésion.

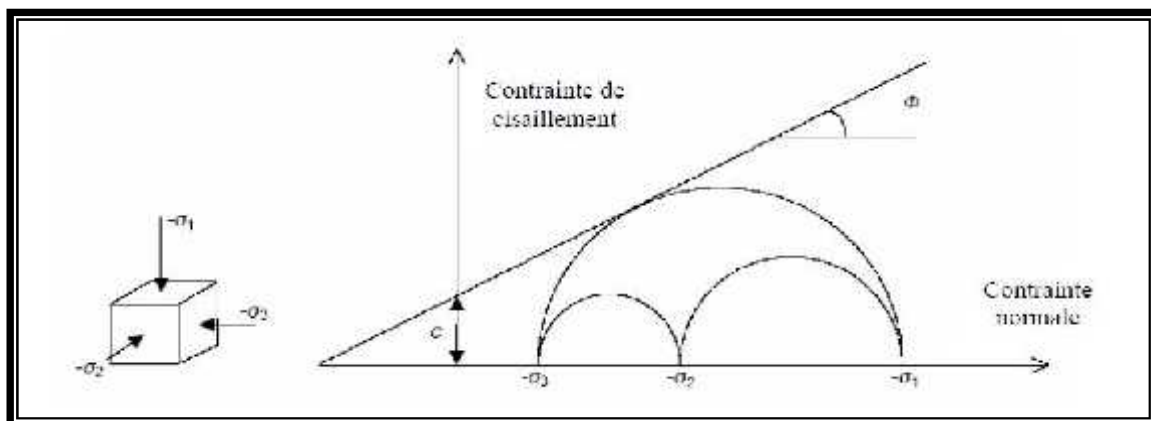


Figure III- 7-Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel d'un sol.

Le modèle de Mohr-Coulomb constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondation, stabilité de pentes, de tunnel et de soutènement.

Cependant, ce modèle suppose une rigidité constante pendant la phase de chargement alors qu'en réalité elle dépend à la fois du niveau de contrainte et du niveau de déformation du sol. De plus, expérimentalement il est possible d'observer des déformations irréversibles même pour des chemins de contraintes qui n'atteignent jamais la rupture. Or, un tel modèle n'est pas capable de reproduire ce phénomène.

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

- Deux paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ;
- Deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion c et l'angle de frottement φ ;
- Un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance ψ

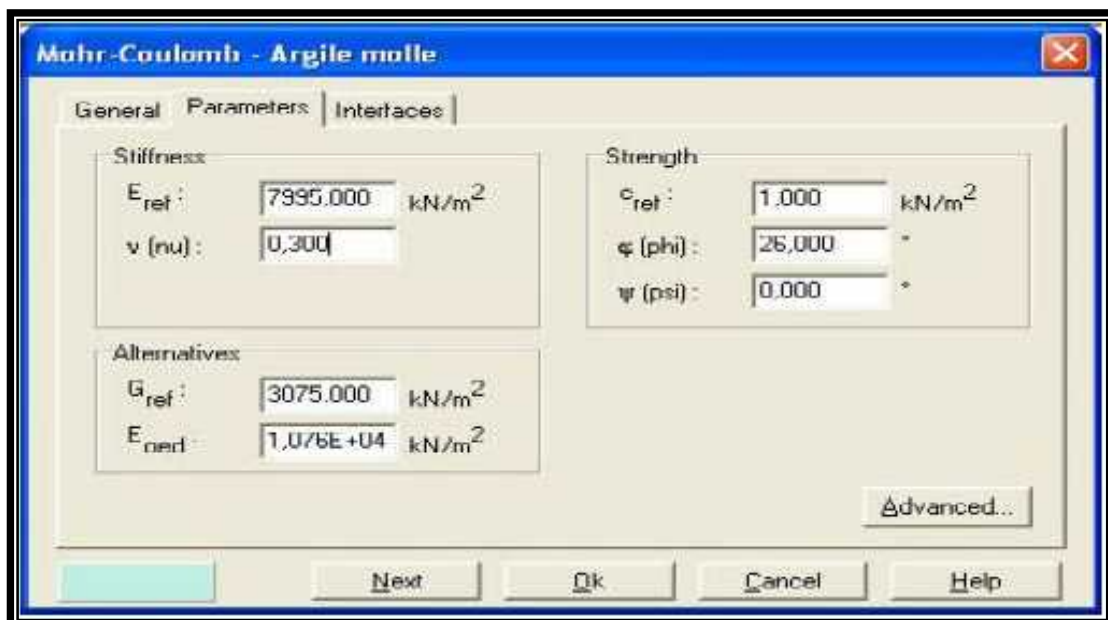


Figure III- 8- Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a-Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 3.9).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple

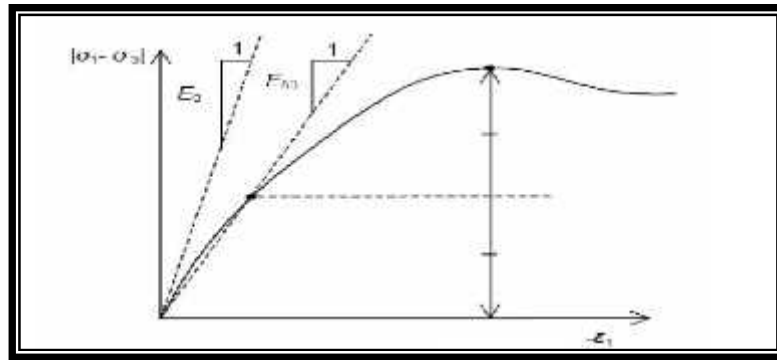


Figure III- 9-Définition du modèle a 50% de rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b- Coefficient de Poisson

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

c- Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement ϕ (à volume constant, au palier).

On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

d- Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problèmes (typiquement en kPa/m).

e- Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant.

Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f-Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (Tensile strength).

Chapitre IV

Application sur barrage
Ouled Abdelouahab

Chapitre IV

Application sur barrage Ouled Abdelouahab

IV-1- Introduction

La modélisation a été établie et calculée avec le logiciel PLAXIS 8.2. Et cela dans le but de vérifier la sensibilité des déformations des barrages en terre au modèle de comportement du sol.

Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes : méthodes de résolution, paramètres de modélisation. Les utilisateurs non avertis ne sont pas toujours conscients de ces hypothèses numériques implicites.

IV-2- Les principales hypothèses

- Modèle 2D plan.
- Eléments à 15 nœuds.
- Maillage raffiné au niveau de la digue.
- Rabattement de la nappe "hydrostatique".

Au début, la fondation est modélisée sans le barrage. Le modèle complet sera préparé sous Plaxis.

- Les filtres, de faible taille par rapport au barrage, ne sont pas pris en compte dans la modélisation, de même que la galerie et autres organes hydrauliques.

IV-3-Profils du barrage à traiter

La figure (IV-1) montre l'emplacement du barrage et le profil choisi :



Figure IV- 1- Le profil traitée.

IV-4- Géométrie et la stratification de la structure avec des nœuds significatifs

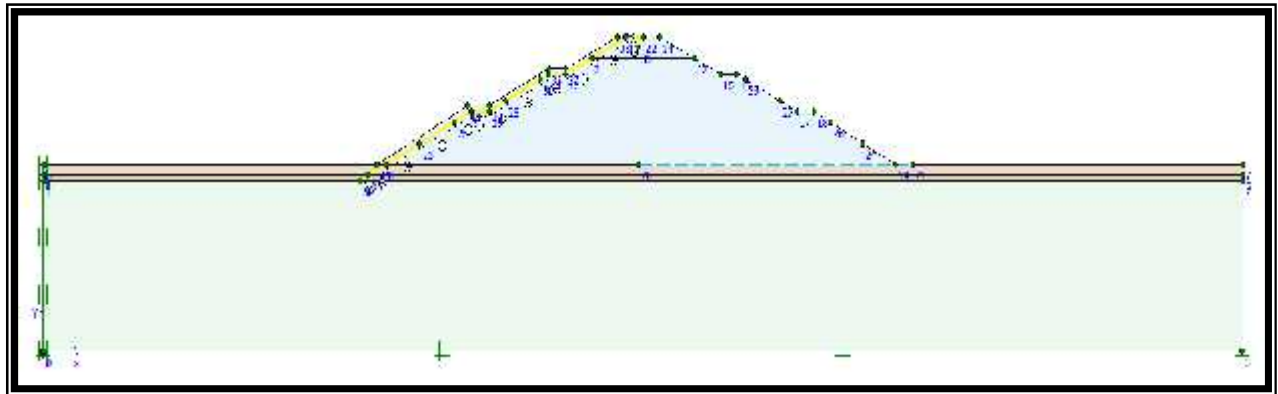


Figure IV- 2- Géométrie et nœuds significatifs.

IV-5- Matériaux des différentes couches

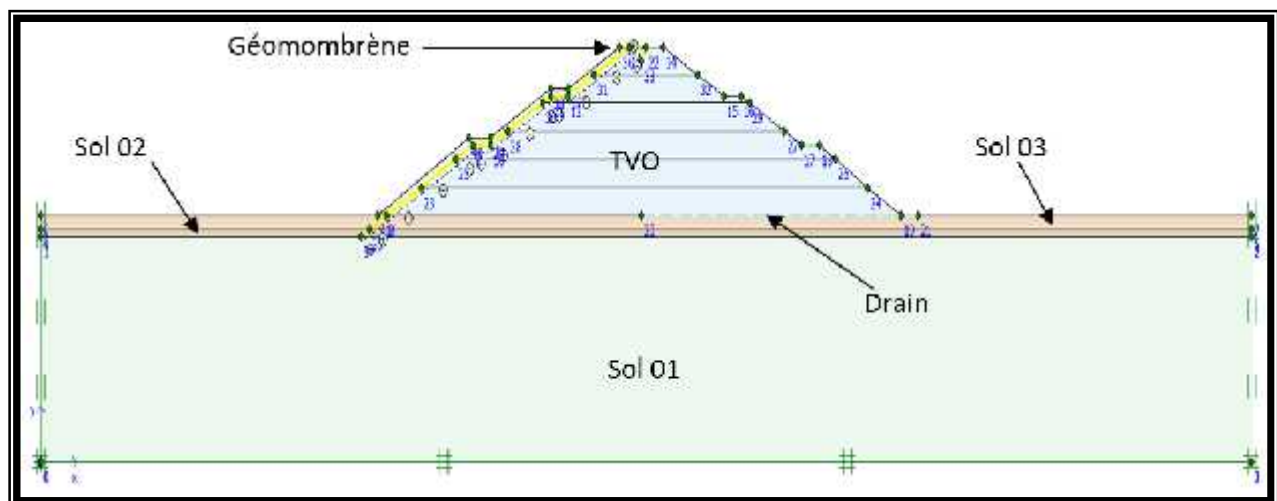


Figure IV- 3- Les différents composants du barrage

Matériau	$\gamma_d \left(\frac{KN}{m^3} \right)$	$\gamma_{sat} \left(\frac{KN}{m^3} \right)$	$e \left(\frac{KN}{m^3} \right)$	$\omega \left(\frac{KN}{m^3} \right)$	$\phi \left(^\circ \right)$	$K_h \left(\frac{m}{s} \right)$	$K_v \left(\frac{m}{s} \right)$	$E \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$\psi \left(^\circ \right)$
Digue									
Recharge colluvions/alluvions traités	19	20	1	/	30	10^{-3}	10^{-3}	20000	/
Drain calcaire	16	18	1	/	40	$8 \cdot 10^{-4}$	10^{-6}	50000	/

Fondation									
Calcaire dur	21	24	50	/	25	$8,64 \cdot 10^{-6}$	$1,85 \cdot 10^{-6}$	50000	/
Shiste calcaireux	19	22	15	/	22	$2,9 \cdot 10^{-5}$	10^{-7}	50000	/
Marne schisteuse	21	19,5	50	/	25	$9,94 \cdot 10^{-7}$	$9,94 \cdot 10^{-7}$	50000	/

Tableau IV-1- Paramètres des sols de fondation et du matériau de la digue

IV-6- Maillage

On règle la finesse de maillage « Globale coareness » pour tout le modèle. Le maillage est représenté sur la figure (IV-4). Le profil se fait par des éléments triangulaires à 15 nœuds.

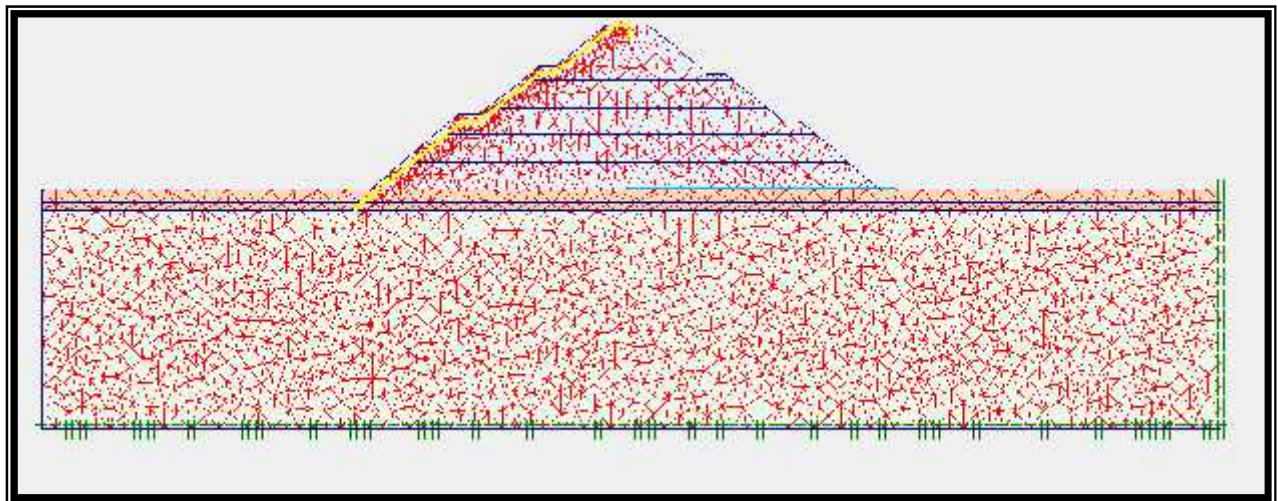


Figure IV- 4- Maillage à 15 nœuds.

IV-7-phases des calculs

Les calculs numériques ont été faits en 17 phases qui sont :

- **Les 12 premières phases :** des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de sa réalisation sur la base des paramètres des couches alternées (en état plastique et en état de consolidation) jusqu'à la fin de sa construction avec la mise en place de la géomembrane et une protection en Rip Rap dont la largeur est de l'ordre de 01m.
- **La 13^{ième} phase :** de calcul pour l'analyse de la stabilité du barrage en fin de sa construction (barrage vide).

- **De la 14^{ème} phase jusqu'à 16^{ème} phase :** des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de remplissage progressif du barrage par les eaux sous l'effet du poids propre du barrage et les forces hydrostatiques et ainsi sous l'effet des écoulements des eaux à la 20^{ème} phase qui est le cas où le barrage est plein (le niveau optimal des eaux de remplissage du barrage).
- **La 17^{ème} phase :** des calculs pour l'analyse de la stabilité du barrage en cas de vidange rapide.

IV-8- Résultats et interprétations

IV-8-1- Stabilité du barrage en phase finale de son exécution (barrage vide)

Les calculs numériques par PLAXIS en phase finale de l'exécution du barrage donnent un déplacement total de l'ordre de $22,49.10^{-3}m$. (La Figure IV-4).

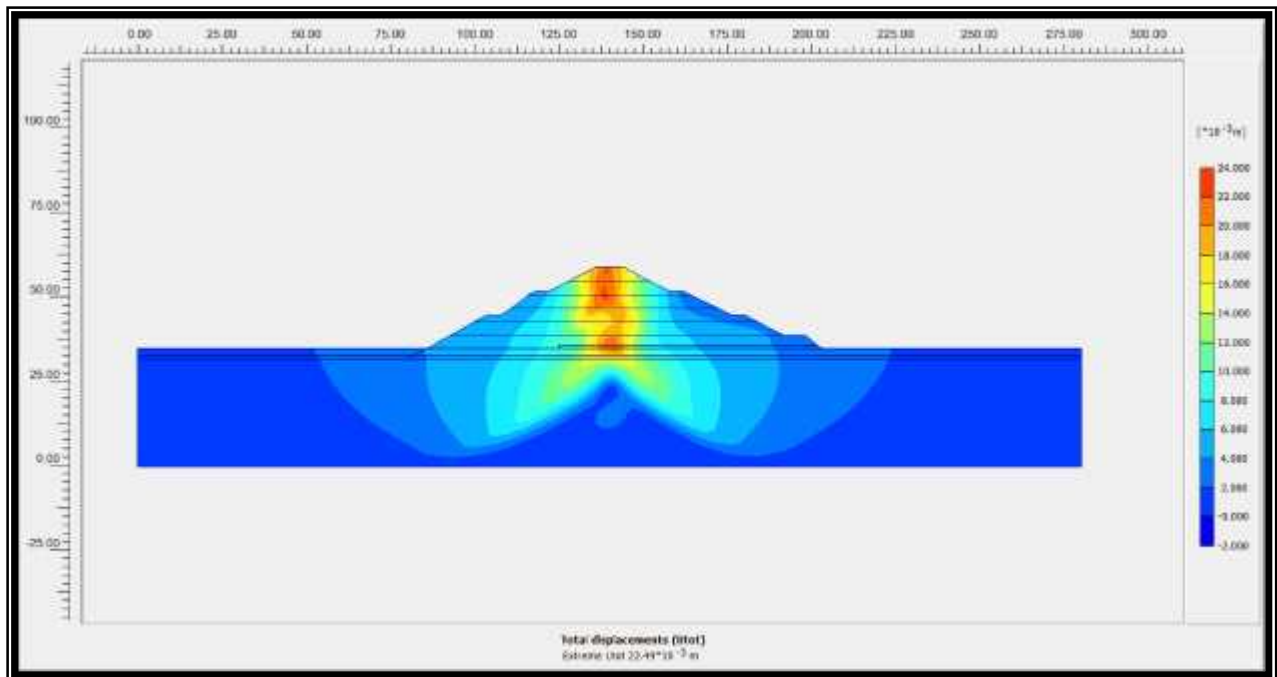


Figure IV- 5- Déplacements totaux en fin de construction.

On peut aussi avoir les valeurs de déplacement du barrage dans les deux sens, horizontal et vertical.

Les résultants trouvés sont les suivants :

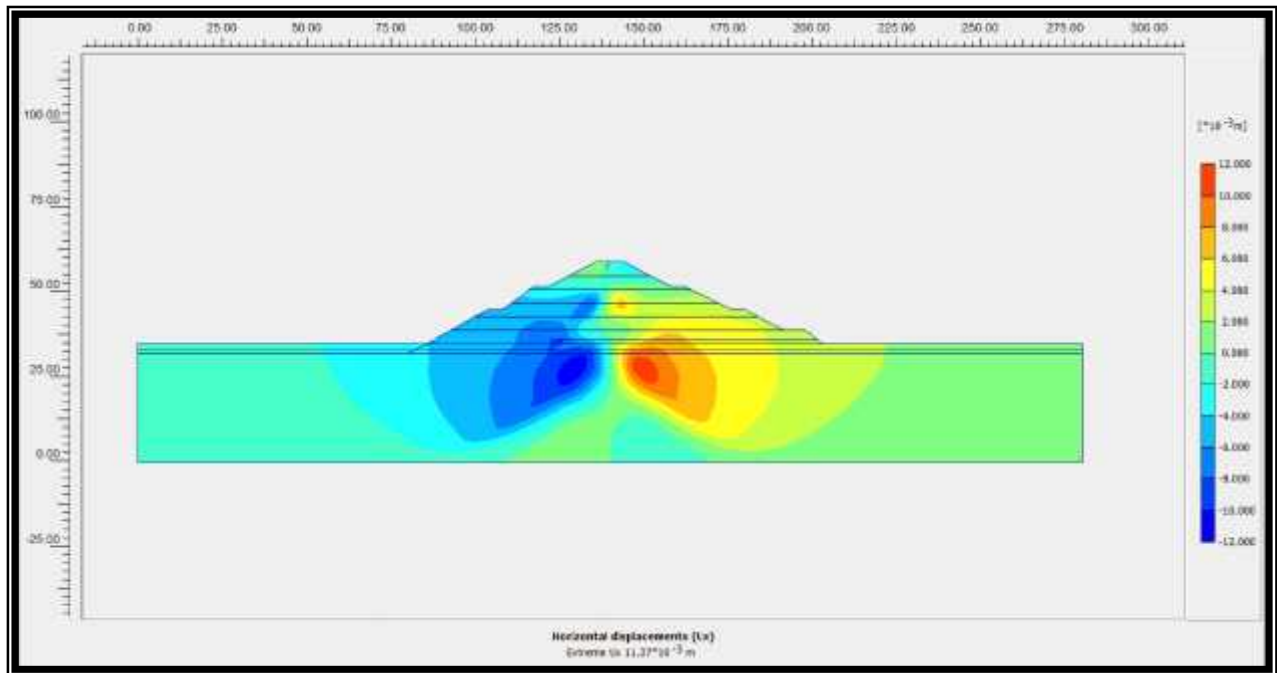


Figure IV- 6- Les déplacements horizontaux.

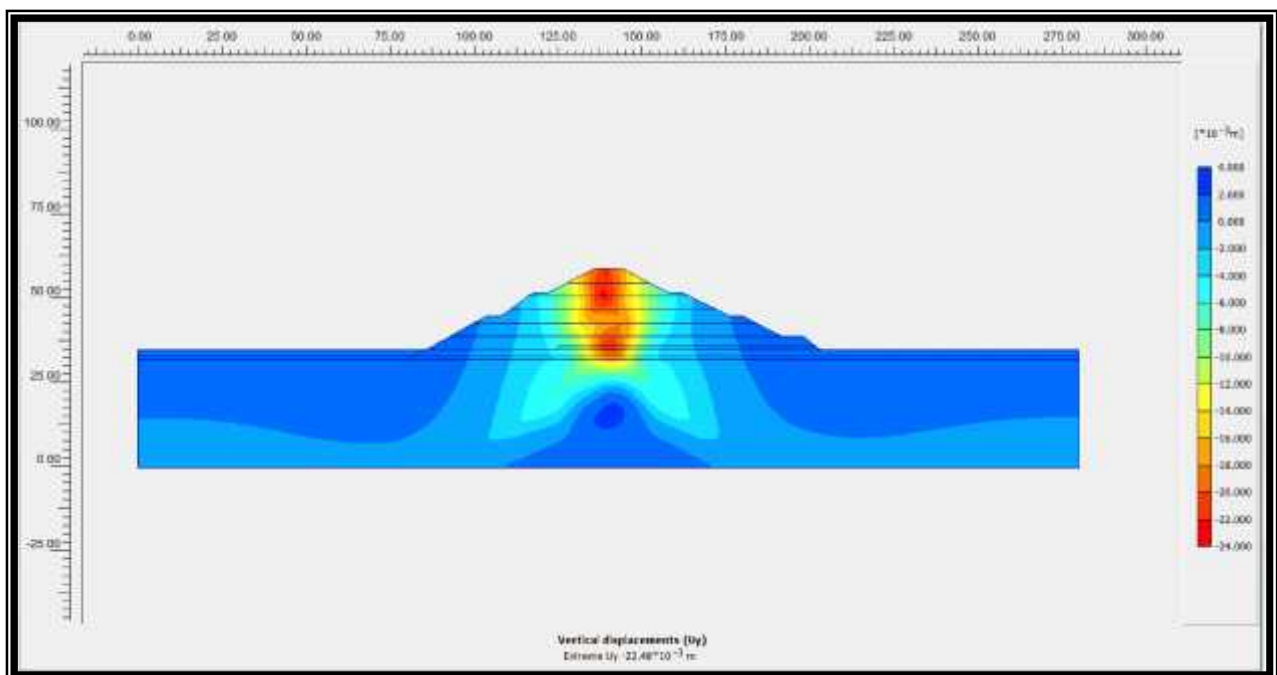


Figure IV- 7- Les déplacements verticaux.

Le coefficient de sécurité trouvé par la méthode « c- ϕ réduction » de PLAXIS en fin de construction du barrage est **Fs= 1,5**.

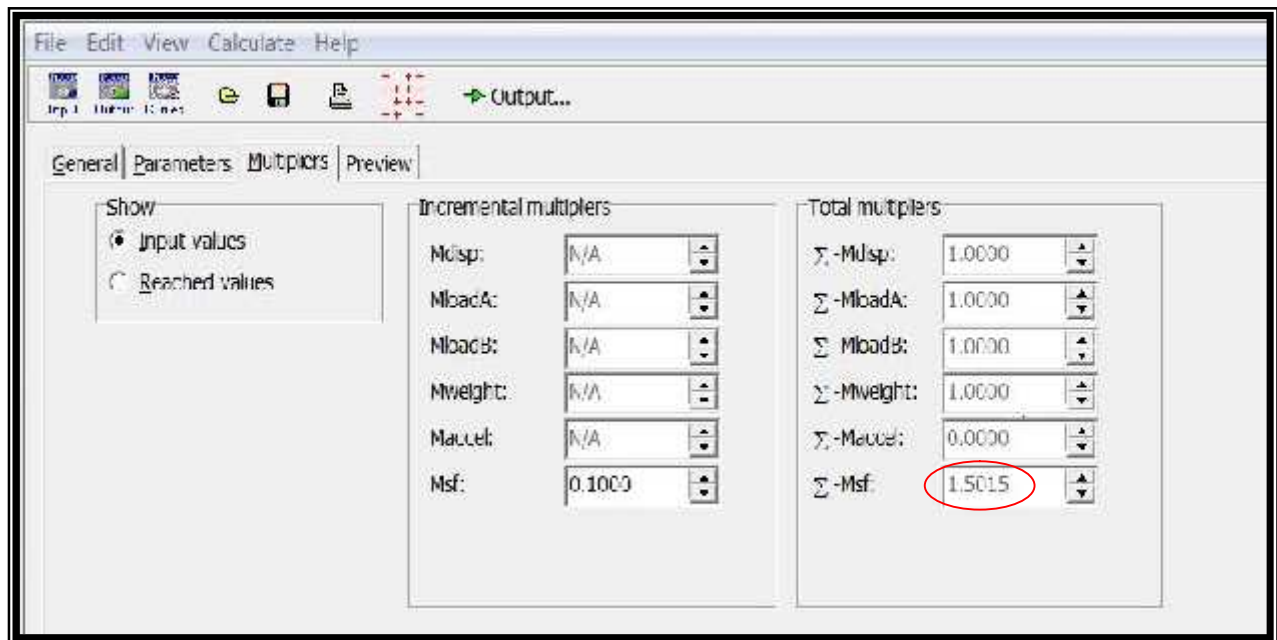


Figure IV- 8- Le résultat de calcul de F_s en fin de construction ; $F_s=1,5$.

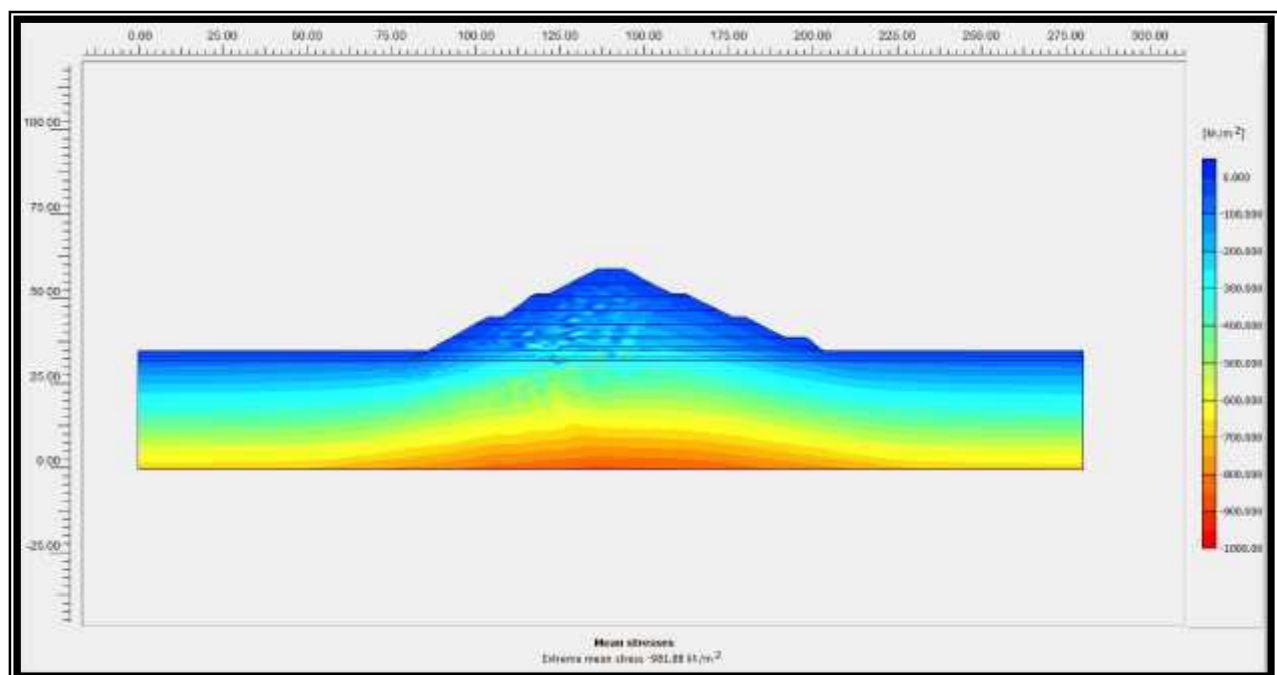


Figure IV- 9- Répartition des pressions totales.

IV-8-2- Stabilité du barrage sous les charges hydrostatique et sous l'effet du poids propre des matériaux constituant la structure du barrage (barrage plein d'eau)

Les calculs numériques par PLAXIS en phase de chargement du barrage par les eaux jusqu'au niveau optimal donnent un déplacement total qui est égale $648,25 \cdot 10^{-3} \text{m}$ (Voir Figure IV-9).

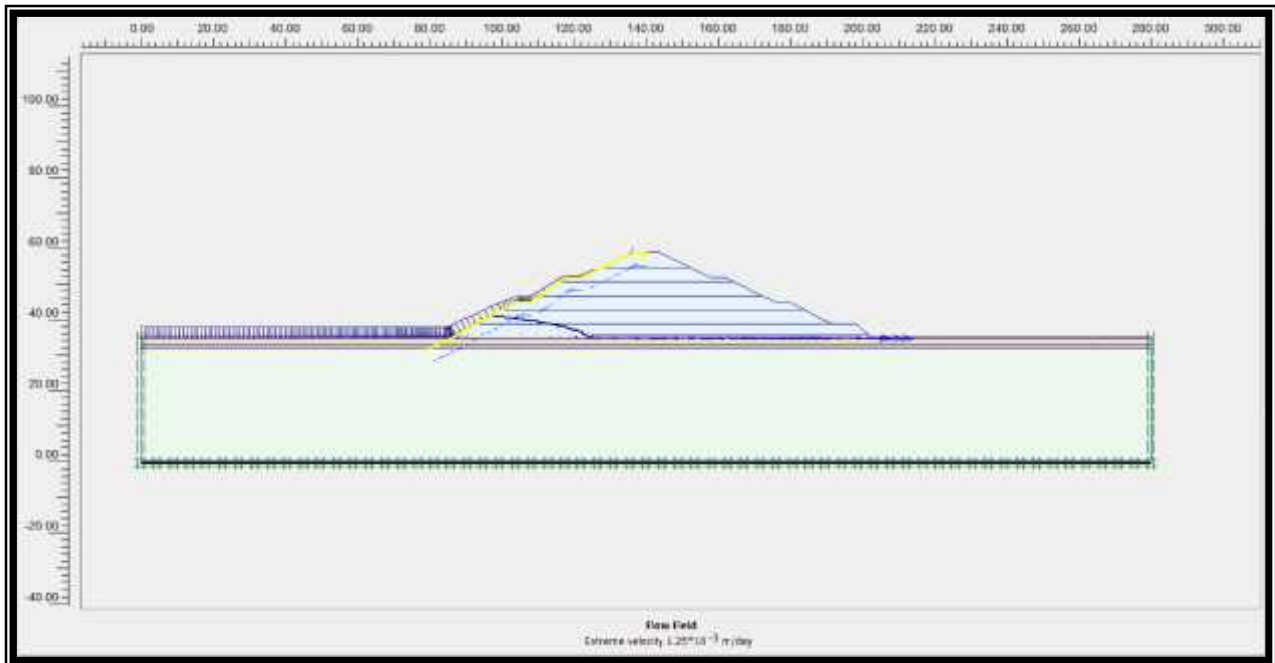


Figure IV- 10- La ligne de saturation.

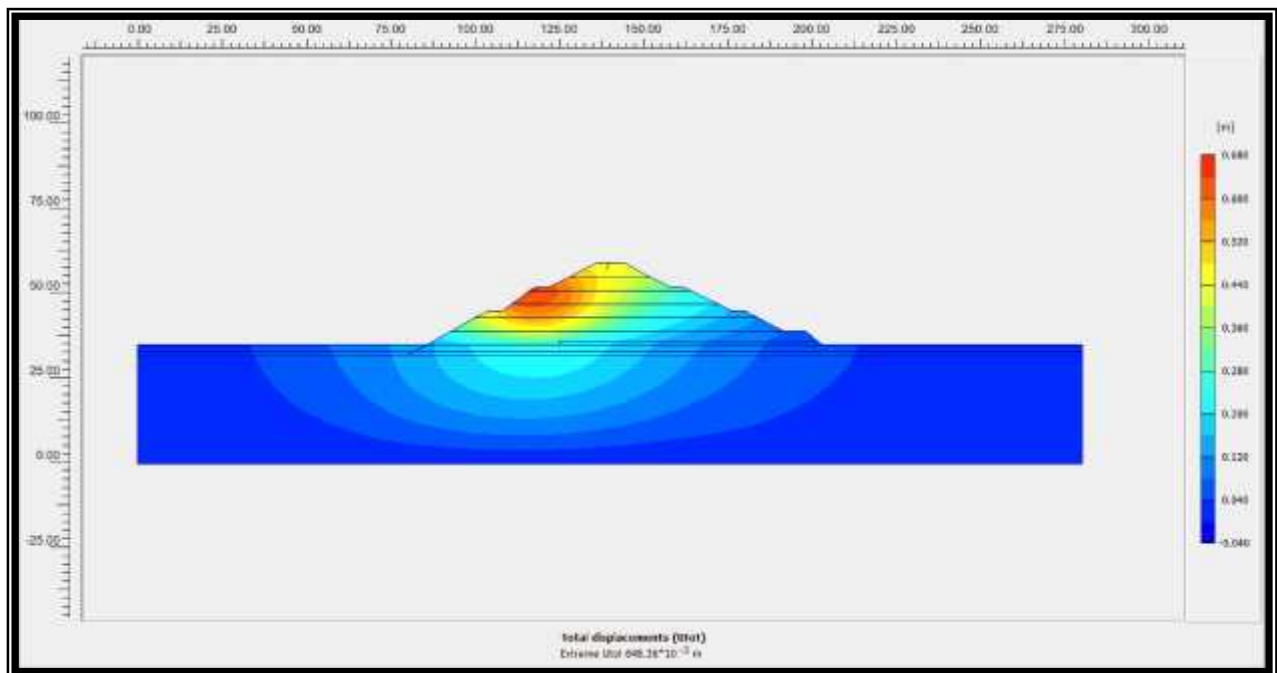


Figure IV- 11- Déplacements totaux sous l'effet des forces hydrostatiques et le poids propre du barrage.

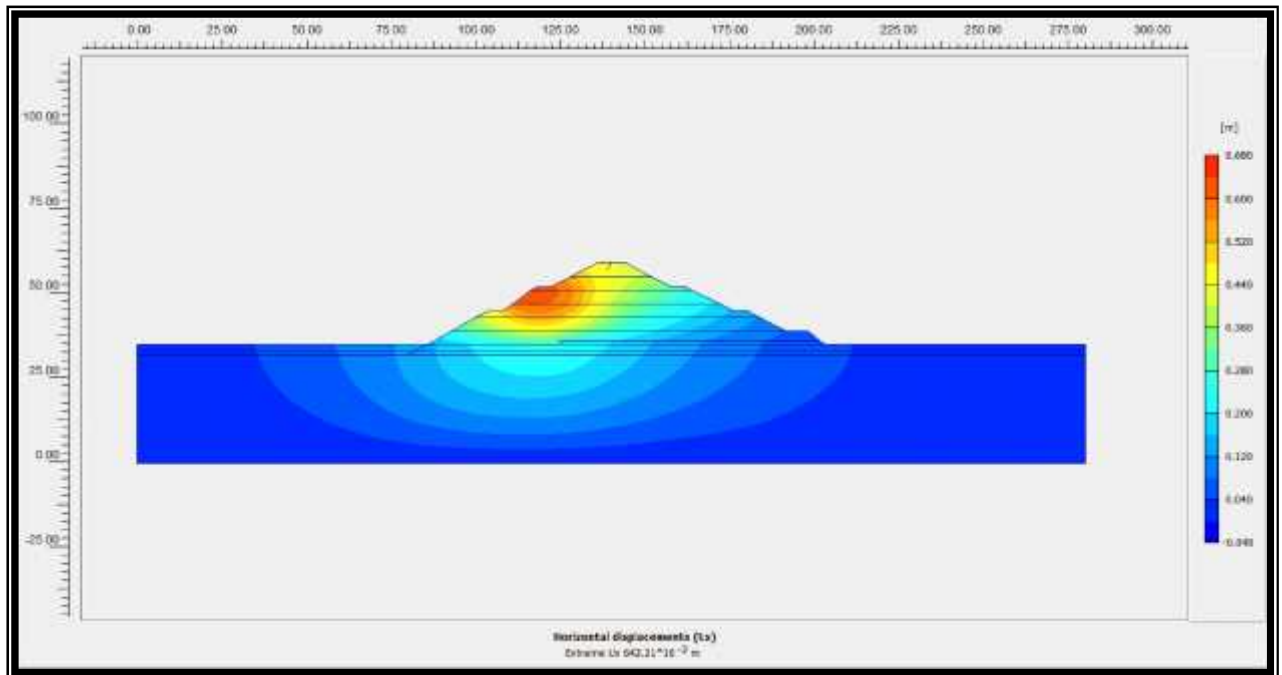


Figure IV-12- Les déplacements horizontaux.

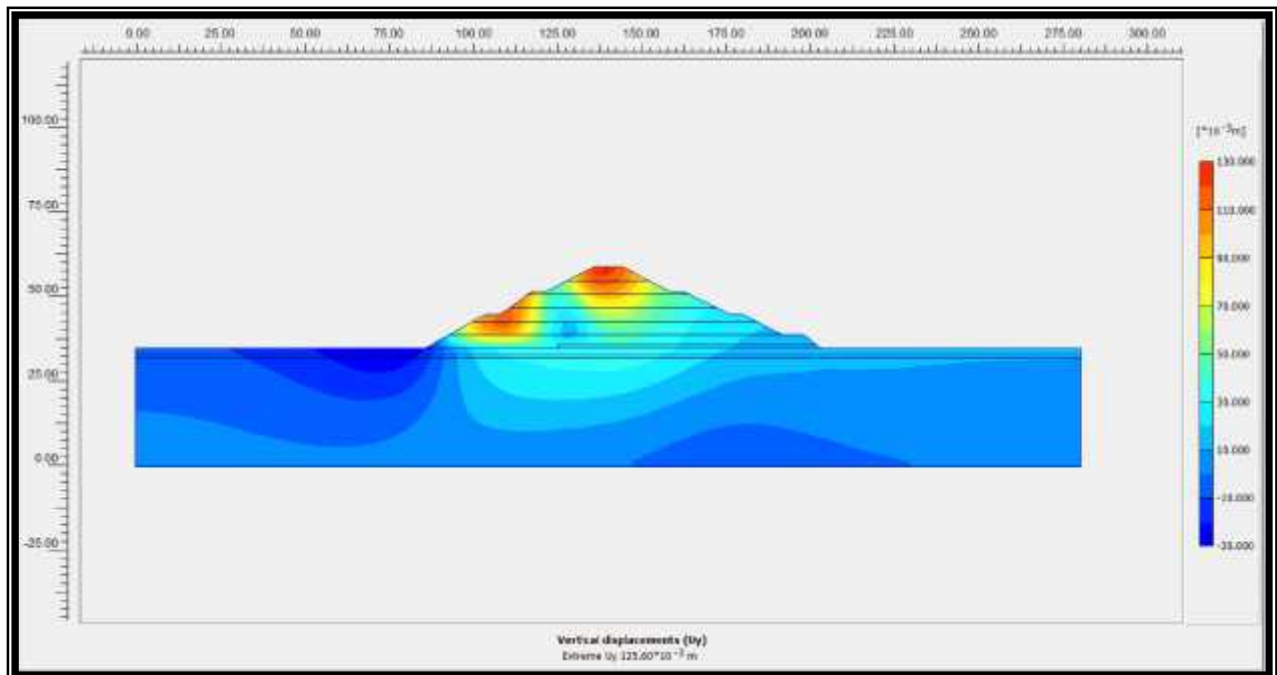


Figure IV-13- Les déplacements verticaux

Le coefficient de sécurité trouvé dans ce cas par la même méthode « $c-\phi$ réduction » de PLAXIS est **$F_s = 1,37$** .

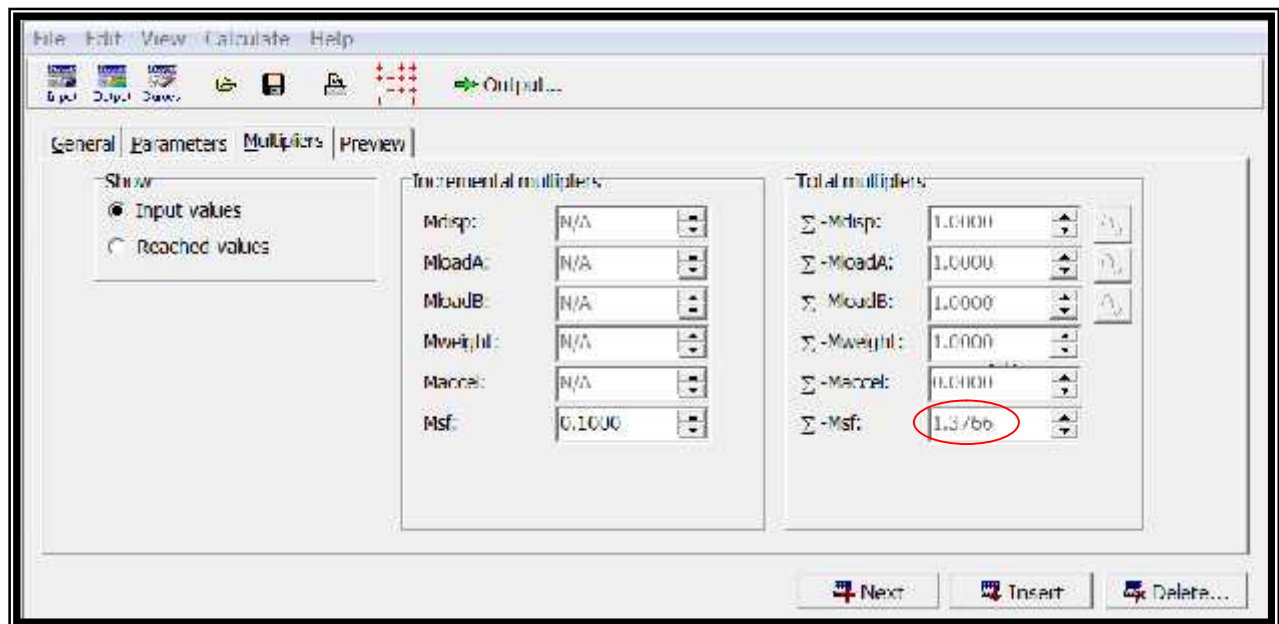


Figure IV-14- Le résultat de sécurité en fin de construction ; $F_s=1,37$.

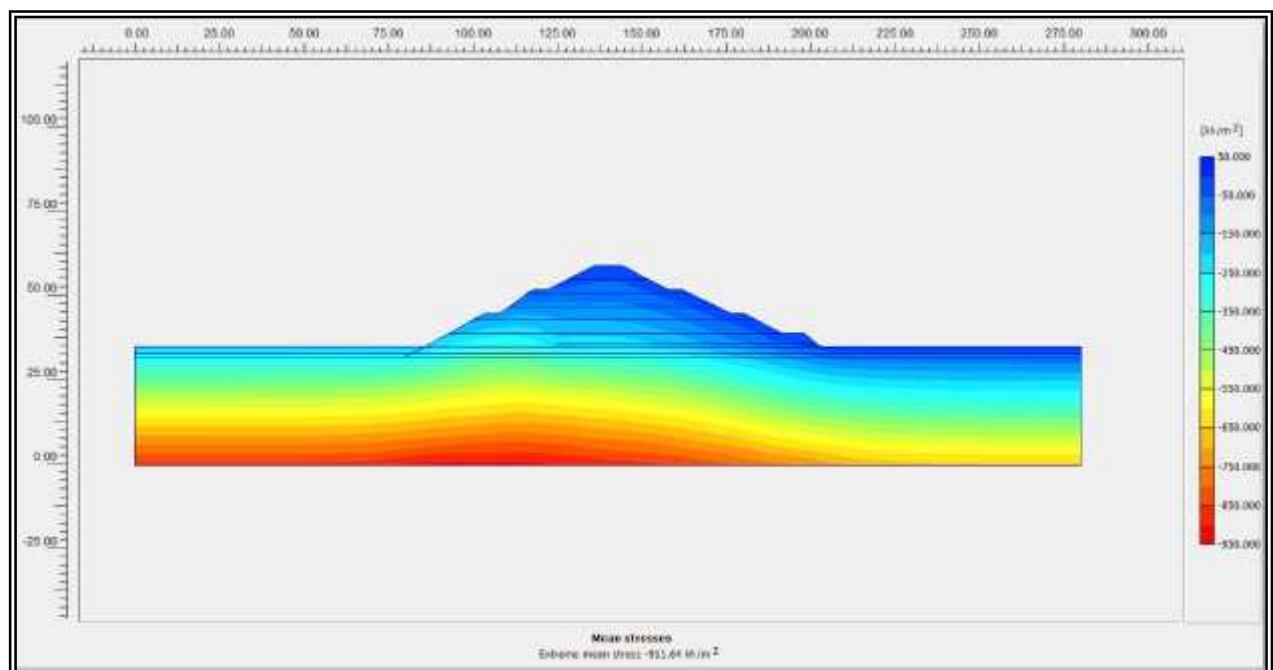


Figure IV-15- Répartition des pressions totales.

IV-8-3- Cas de vidange rapide

Les calculs numériques par PLAXIS en phase de vidange rapide du barrage donnent un déplacement total qui est égale $183,2 \cdot 10^{-3} \text{m}$ (Voir Figure IV-14).

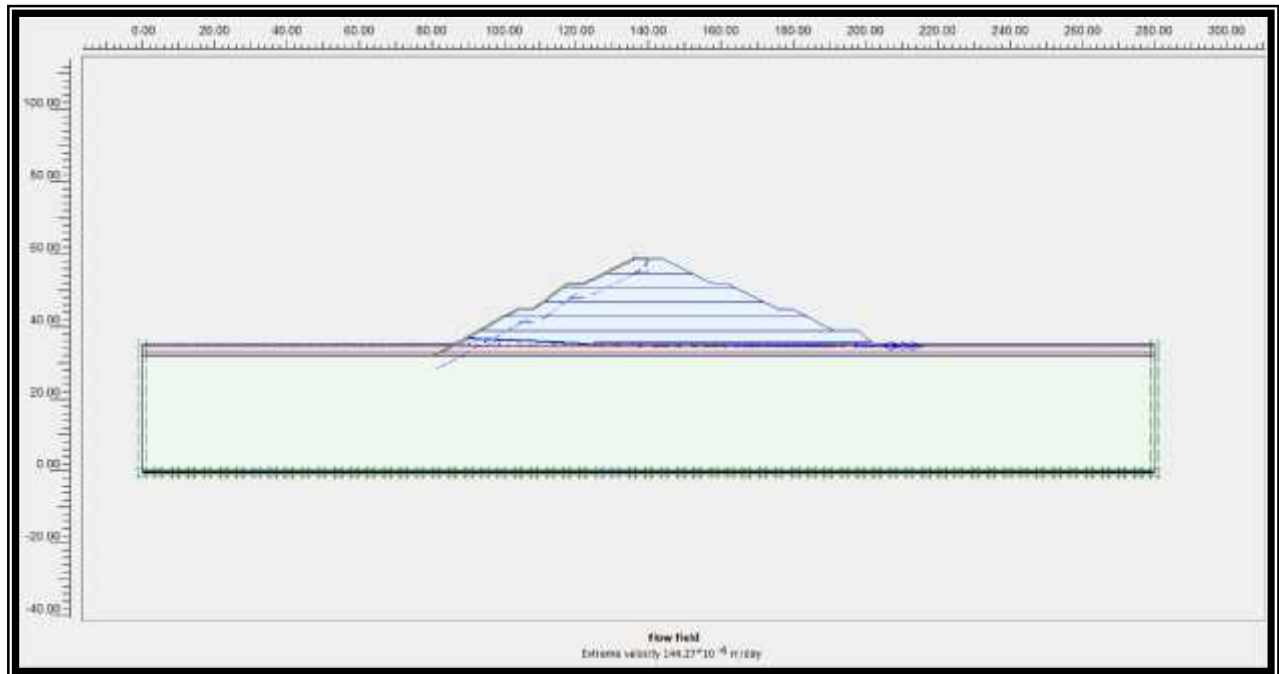


Figure IV-16- Définition de la nappe phréatique après vidange rapide.

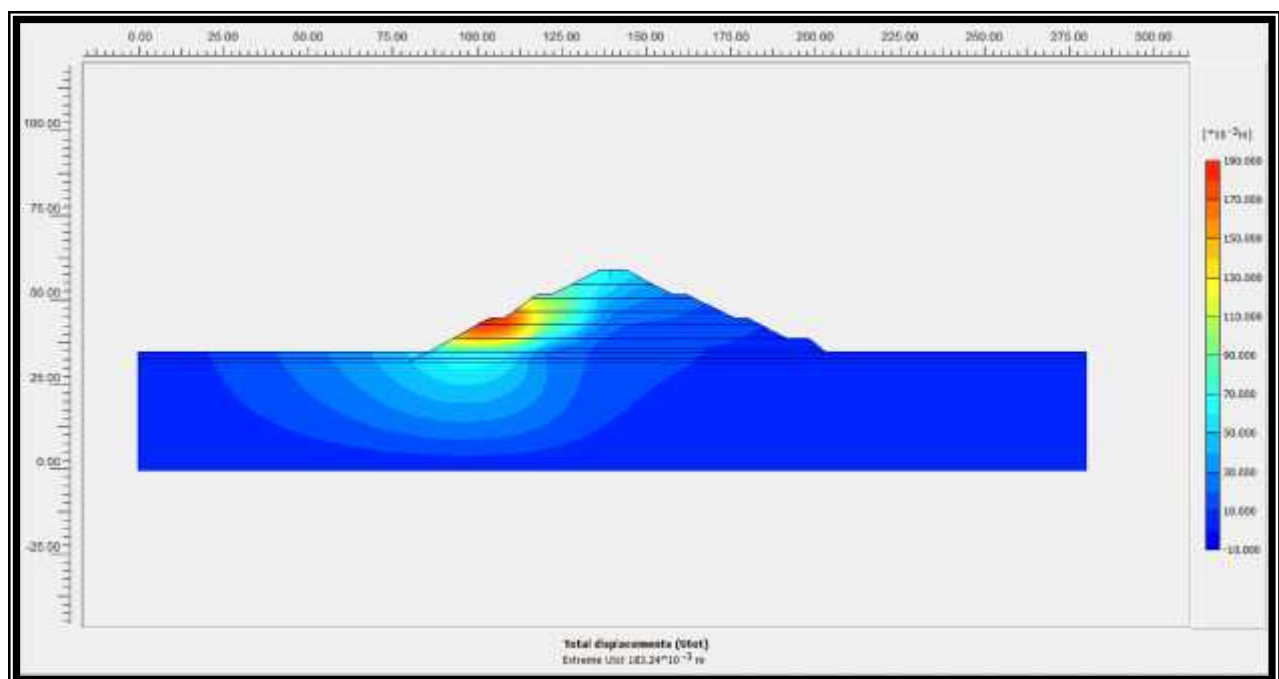


Figure IV-16- Déplacements totaux en cas de vidange rapide.

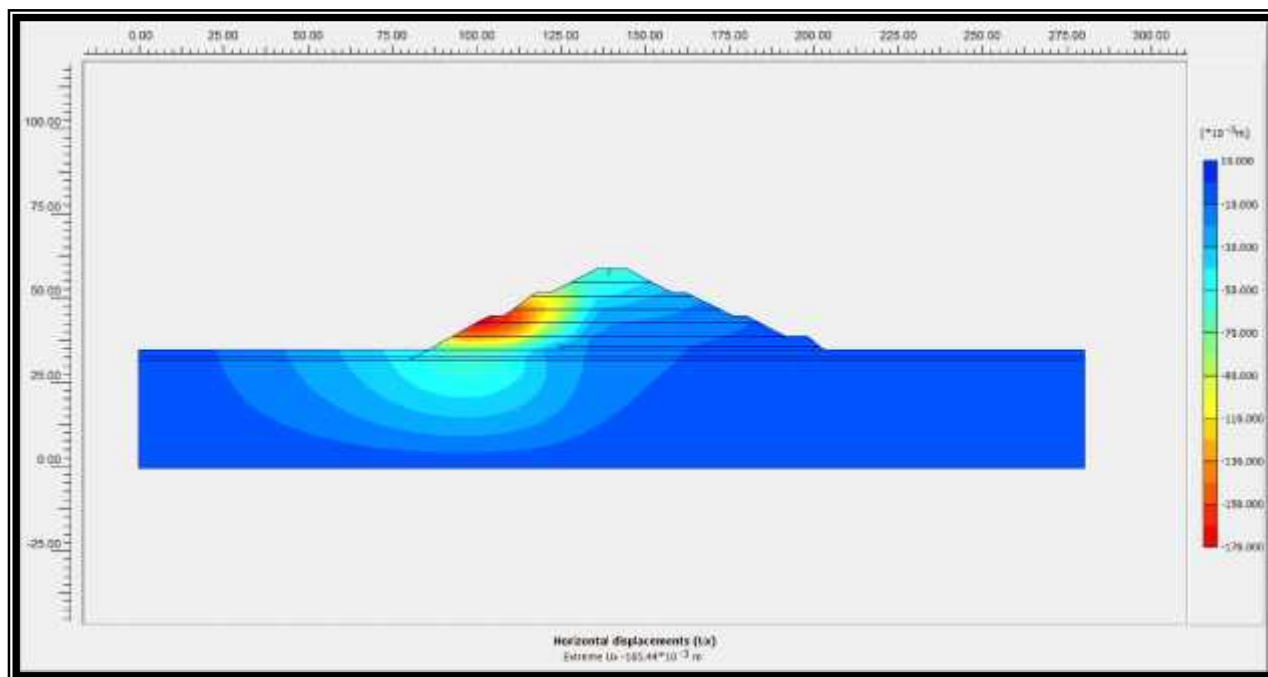


Figure IV-18- Les déplacements horizontaux en cas de vidange rapide du barrage.

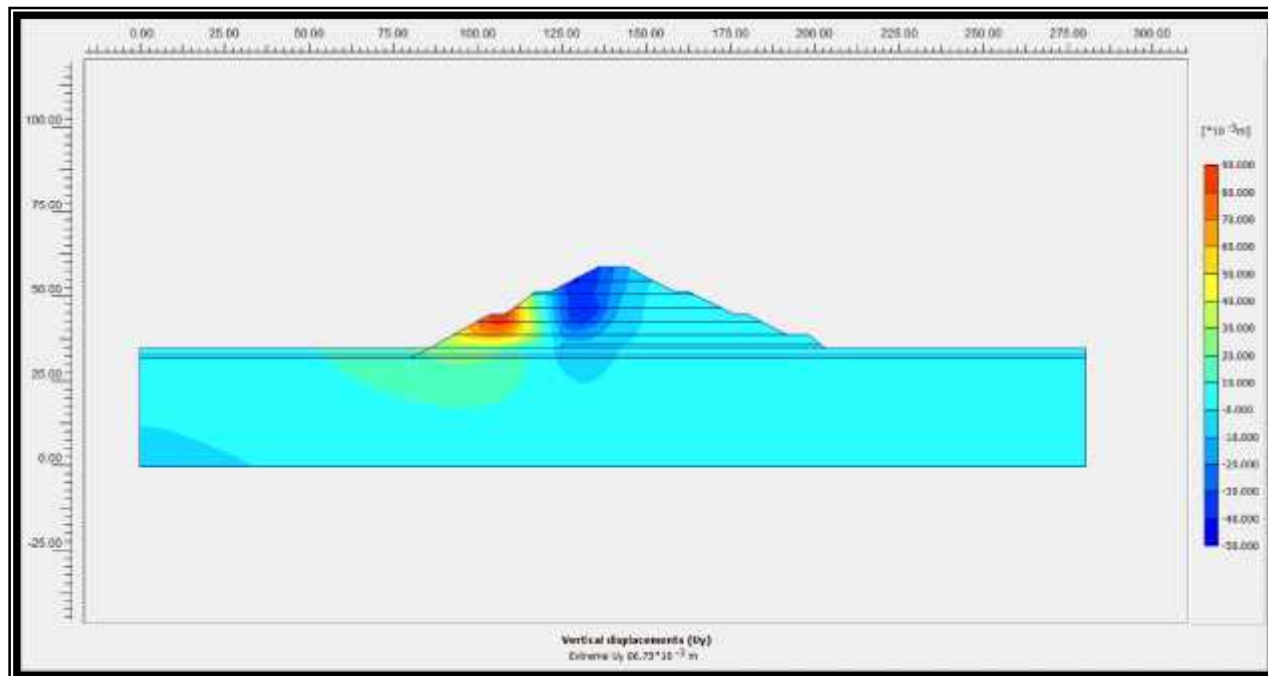


Figure IV-19- Les déplacements verticaux en cas de vidange rapide du barrage.

Le coefficient de sécurité trouvé dans ce cas par la même méthode « c-φ réduction » de PLAXIS est **Fs = 1,28**.

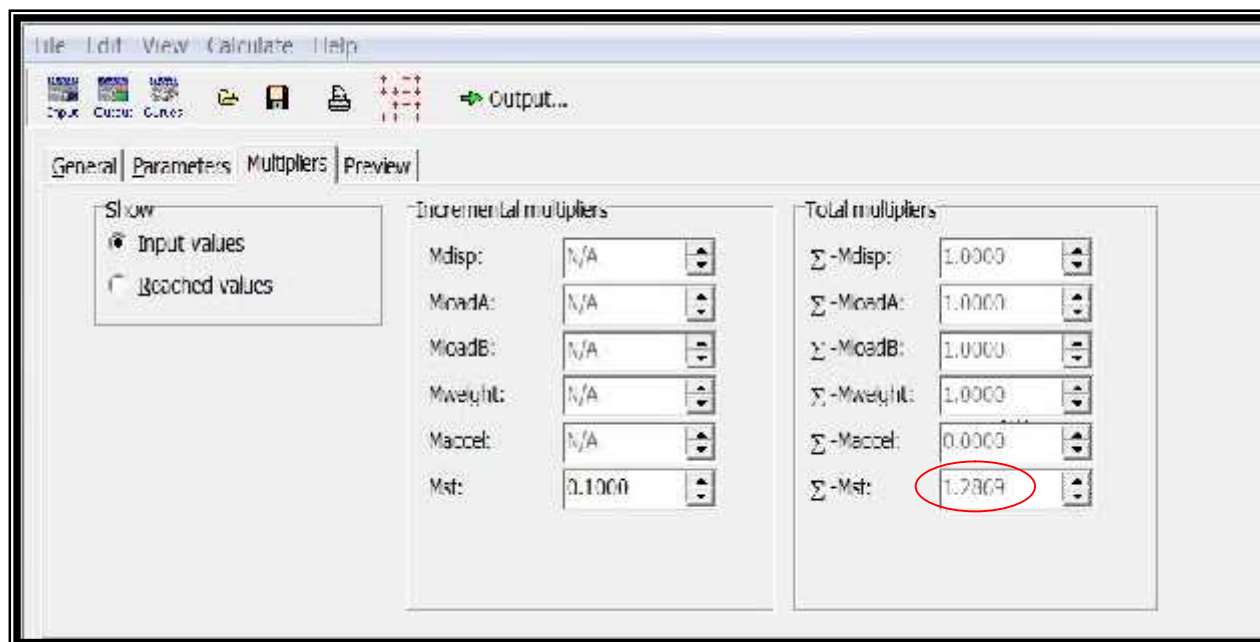
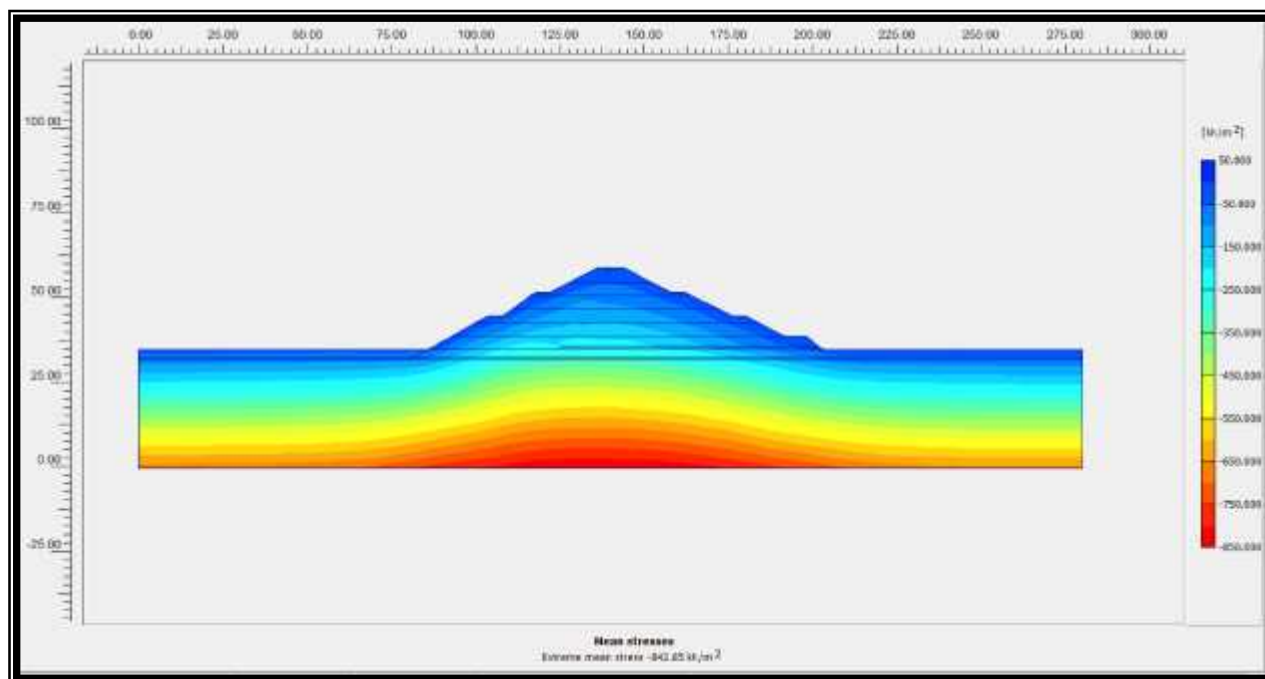
Figure IV-20- Le résultat de sécurité en fin de construction ; $F_s=1,28$ 

Figure IV-21- Les pressions totales.

IV-9- Récapitulation des Coefficients de sécurité

Les différents résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas de charge	Fs
Fin de construction	1.5
Retenue Normale	1.37
Vidange Rapide	1.28

Tableau V-2 - Coefficients de sécurité calculé pour les différents cas.

IV-10- Commentaires et interprétations

A travers l'analyse du comportement engagée ci-dessus, les conclusions suivantes sont à citer :

a- En fin de construction

- Les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'extérieur au niveau des deux talus à la base.
- On constate aussi que les tassements ont les mêmes valeurs dans les des talus amont et aval.

b- En cas niveau normal

- Les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'aval au niveau des deux talus à la base à cause de la charge d'eau et les pressions hydrostatiques appliquées sur le talus amont.

c- En cas de vidange rapide

- A cause de l'élimination de la charge d'eau les deux talus s'orientent vers l'amont (contre le sens d'écoulement) mais les déplacements sont plus marqués dans le talus amont.

Enfin, les coefficients de sécurité calculés dans tous les cas montrent que le barrage est stable.

Chapitre v

Etude paramétrique

Chapitre V

Etude paramétrique

V-1- Introduction

Après l'établissement du modèle de référence et les résultats obtenus, l'étude paramétrique sera effectuée. Il sera question de montrer l'effet de différents paramètres sur les résultats. On utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données et on change le paramètre à comparer, et toujours dans des fourchettes raisonnables.

On a un paramètre à changer :

- La pente du talus amont (de 1/2 à 1/3).

Dans cette étude, la comparaison sera faite sur deux types de résultats :

- Les déplacements.
- Les coefficients de sécurité.

V-2- Résultats et interprétations

V-2-1- Stabilité du barrage en phase finale de son exécution (barrage vide)

Les calculs numériques par PLAXIS en phase finale de l'exécution du barrage donnent un déplacement total de l'ordre de $1,7 \cdot 10^{-3}$ m. (La Figure V-1).

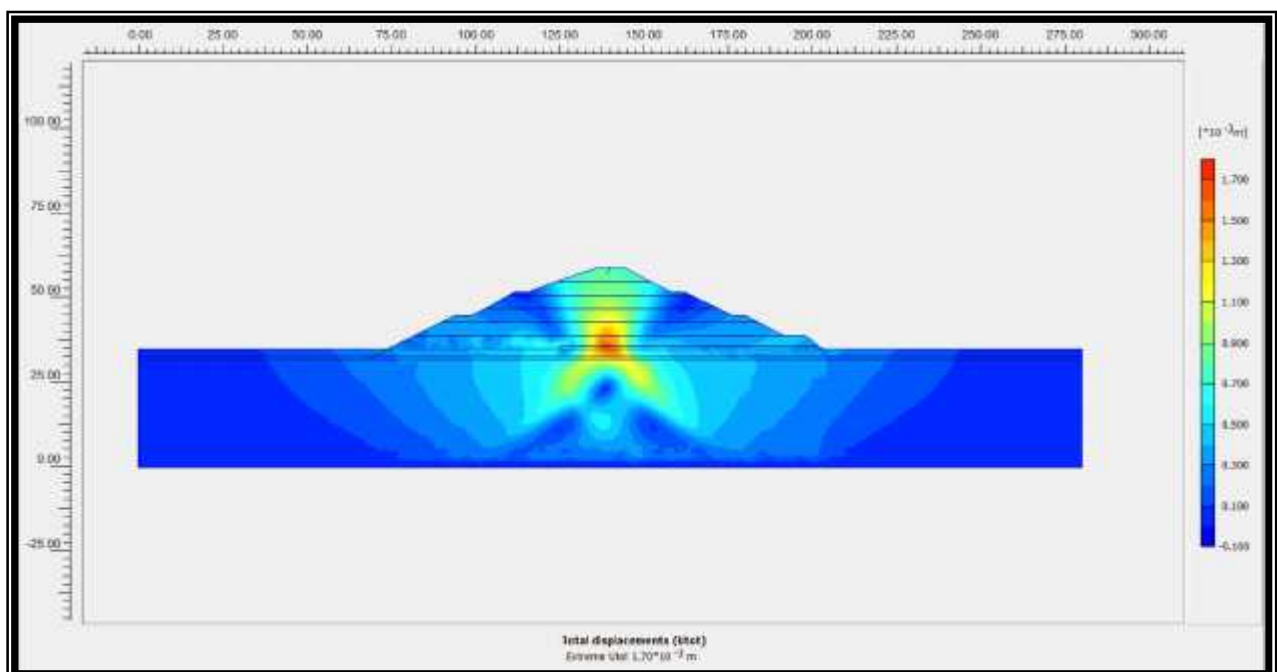


Figure V-1- Déplacements totaux en fin de construction.

On peut aussi avoir les valeurs de déplacement du barrage dans les deux sens, horizontal et vertical.

Les résultats trouvés sont les suivants :

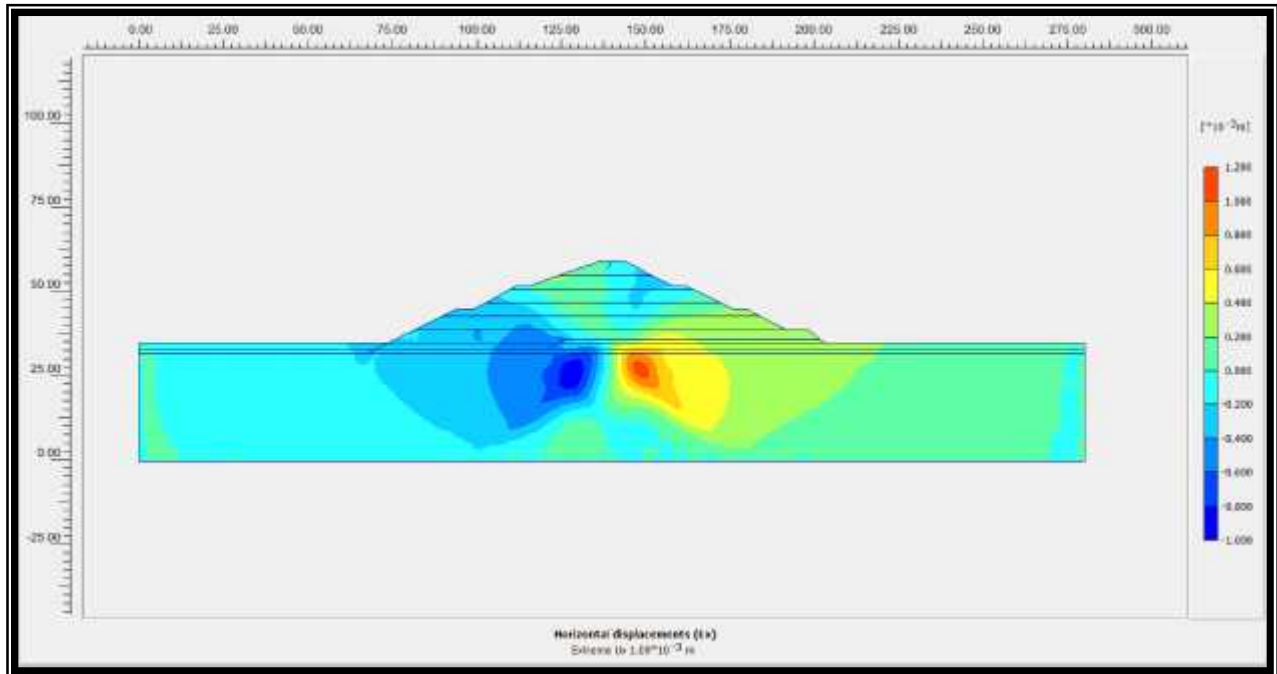


Figure V-2- Les déplacements horizontaux.

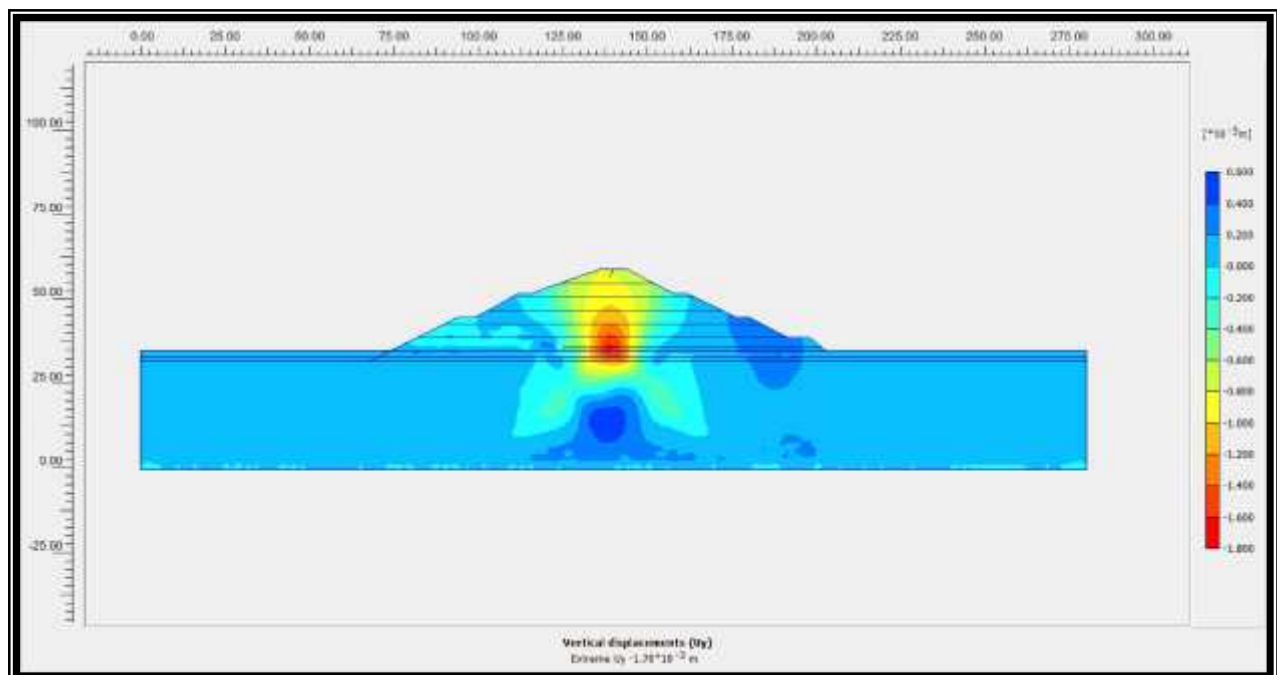


Figure V-3- Les déplacements verticaux.

Le coefficient de sécurité trouvé par la méthode « c- ϕ réduction » de PLAXIS en fin de construction du barrage est **Fs= 1,61**.

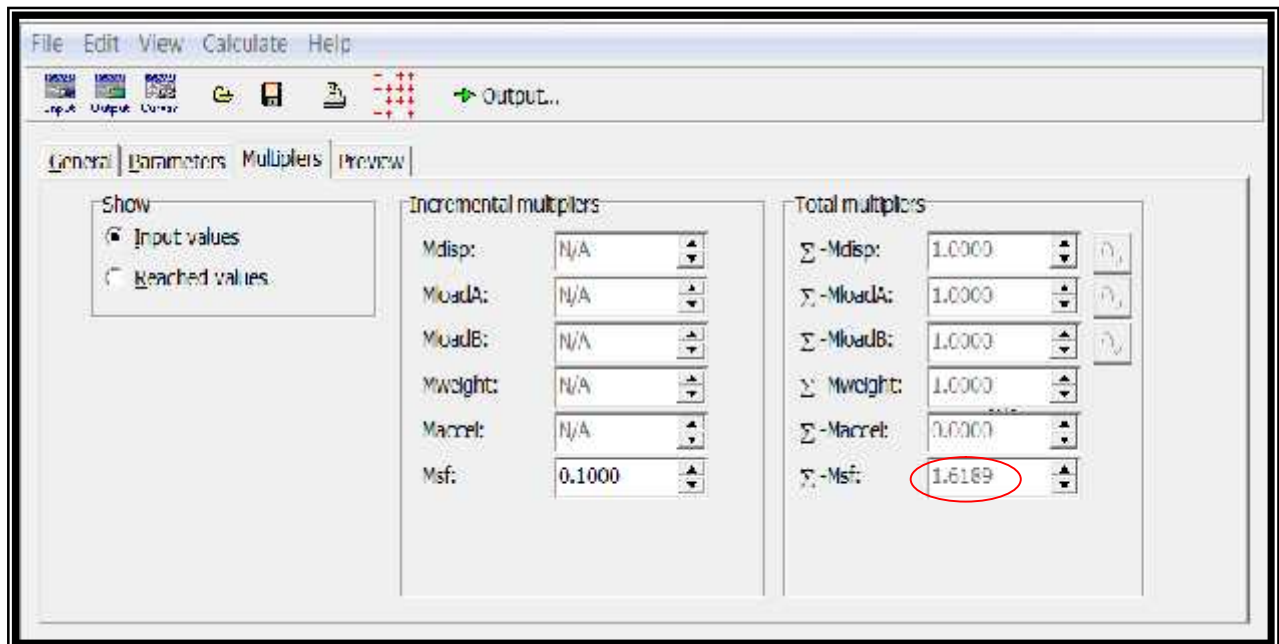


Figure V-4- Le resultat de calcul de Fs en fin de construction ; Fs=1,61.

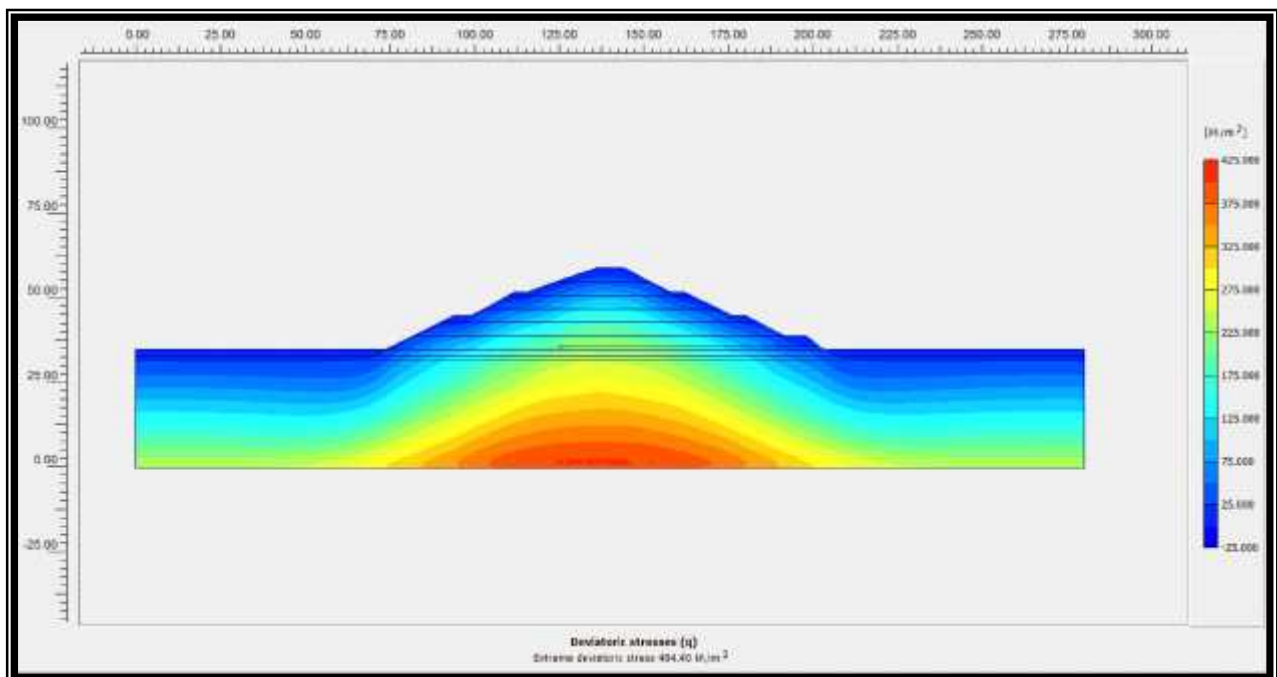


Figure V-5- Répartition des pressions totales.

V-2-2- Stabilité du barrage sous les charges hydrostatique et sous l'effet du poids propre des matériaux constituant la structure du barrage (barrage plein d'eau)

Les calculs numériques par PLAXIS en phase de chargement du barrage par les eaux jusqu'au nVeau optimal donnent un déplacement total qui est égale $449,75 \cdot 10^{-3} \text{m}$ (Voir Figure V-6).

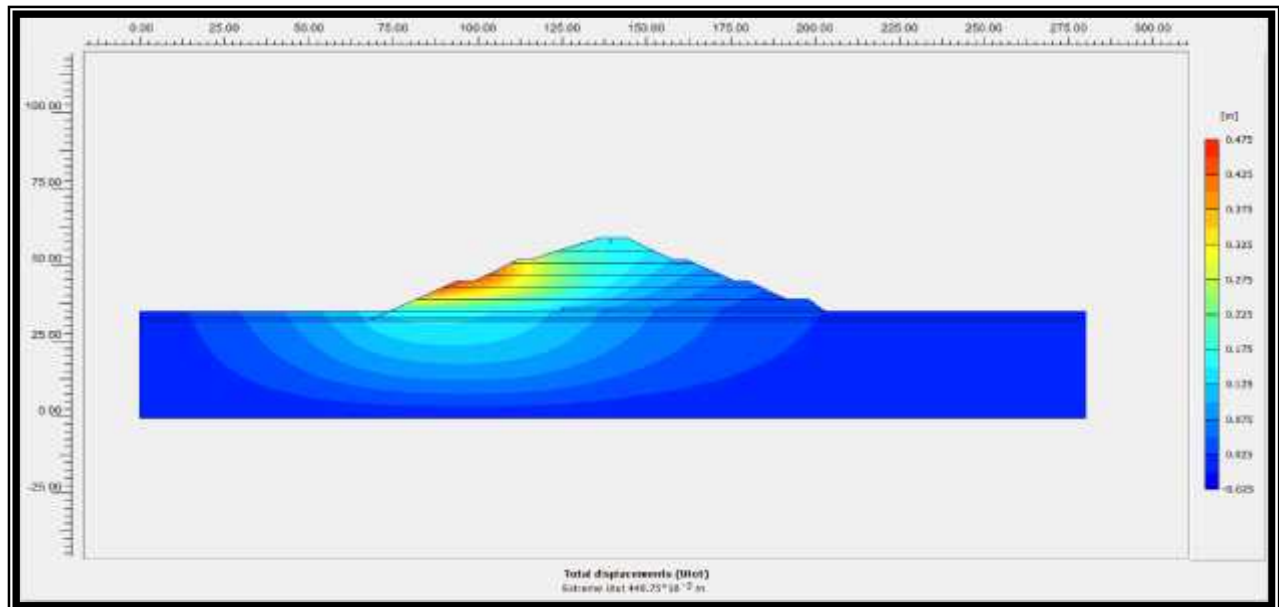


Figure V-6- Déplacements totaux sous l'effet des forces hydrostatiques et le poids propre du barrage.

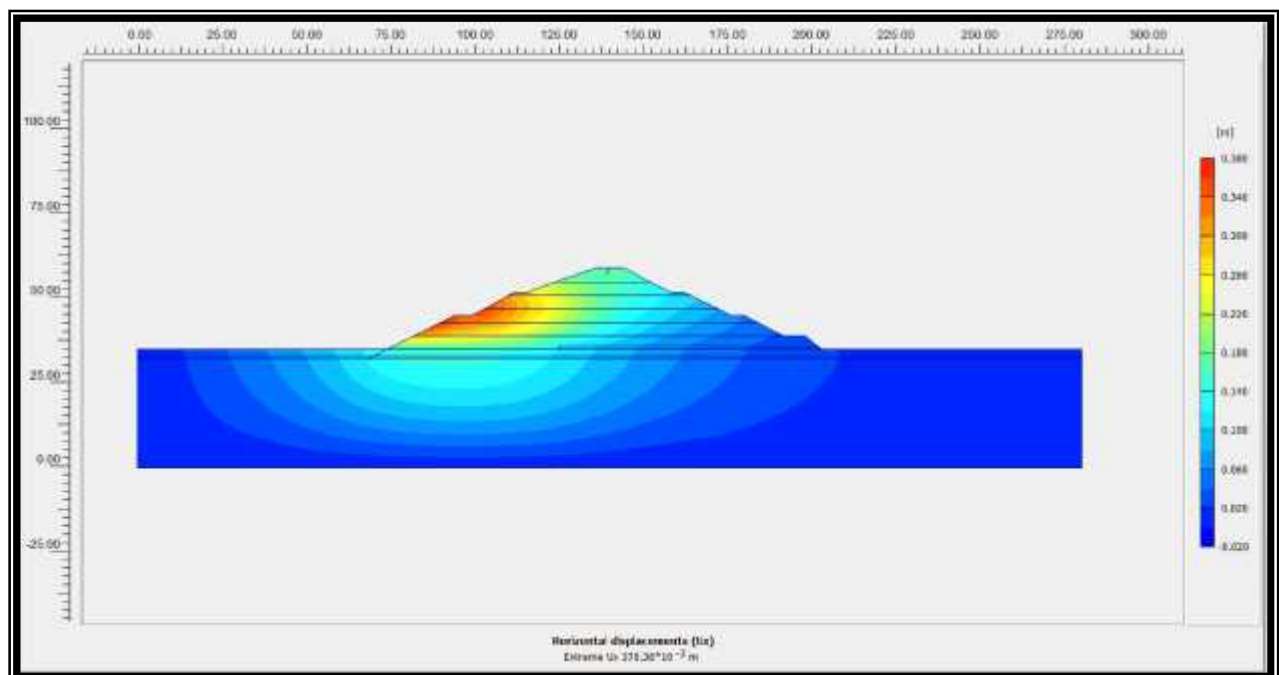


Figure V-7- Les déplacements horizontaux .

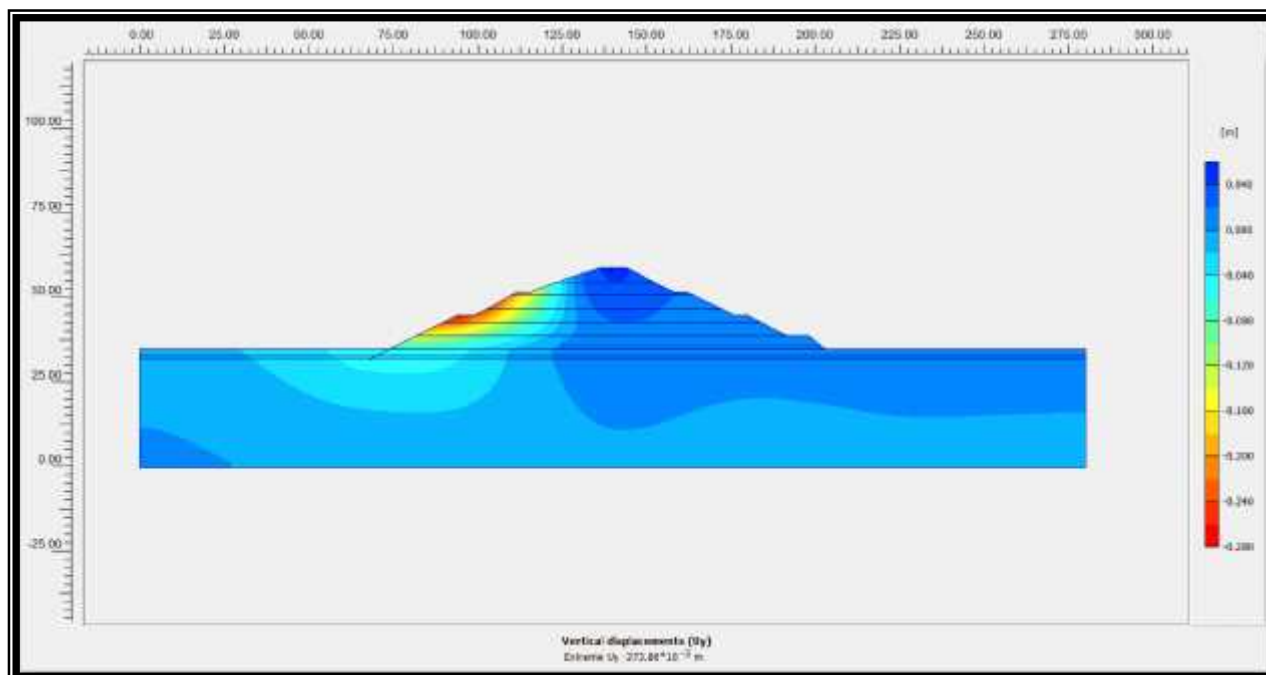


Figure V-8- Les déplacements verticaux

Le coefficient de sécurité trouvé dans ce cas par la même méthode « c- ϕ réduction » de PLAXIS est **Fs = 1,52**.

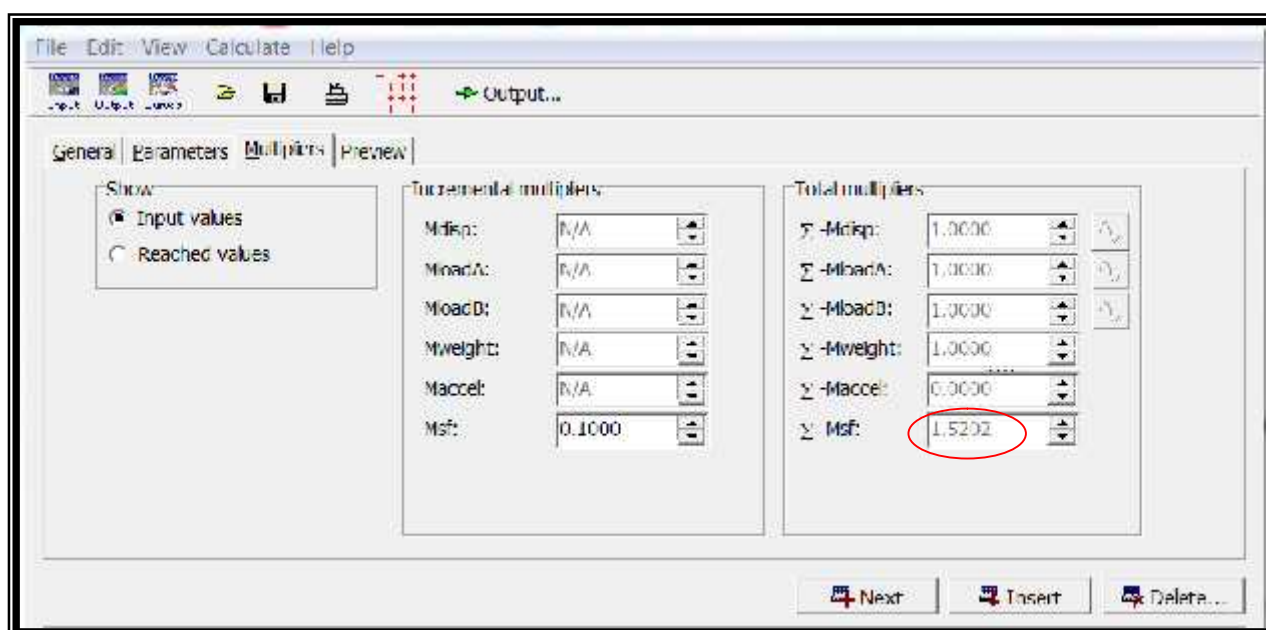


Figure V-9- Le resultat de calcul de coefficient de sécurité en état normale ; Fs=1,52.

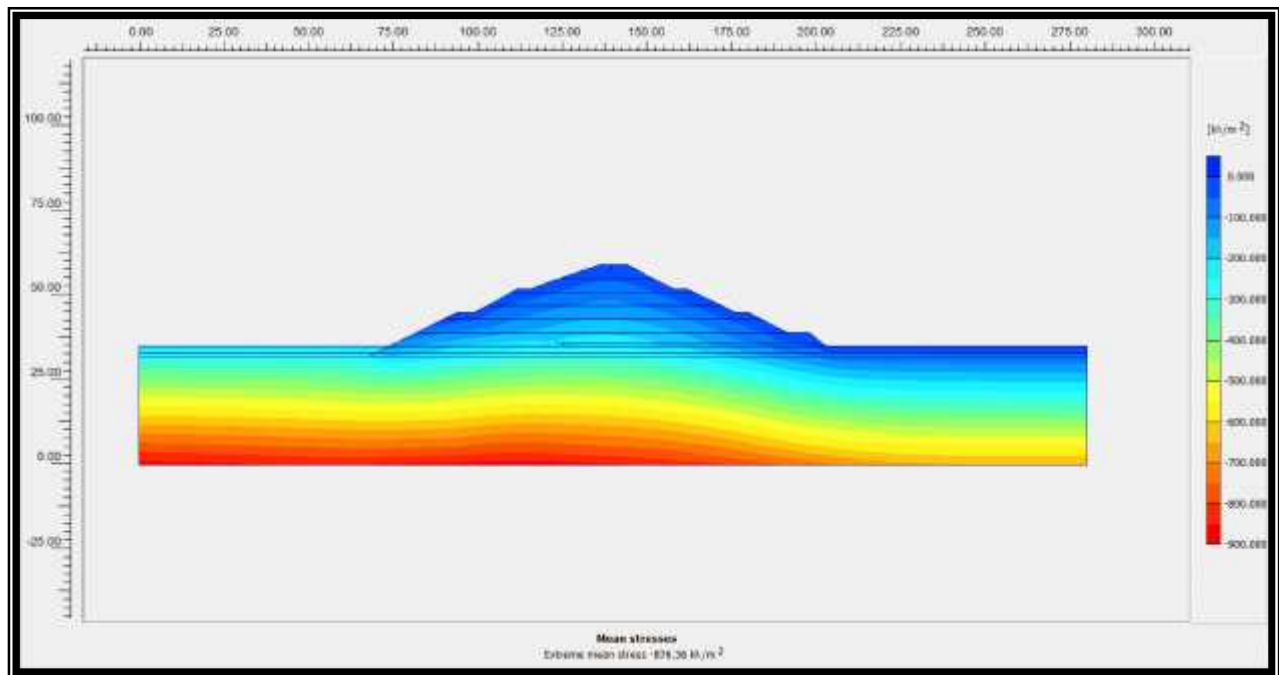


Figure V-10- Répartition des pressions totales.

V-3-3- Cas de vidange rapide

Les calculs numériques par PLAXIS en phase de vidange rapide du barrage donnent un déplacement total qui est égale $109,89 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ (Voir Figure V-11).

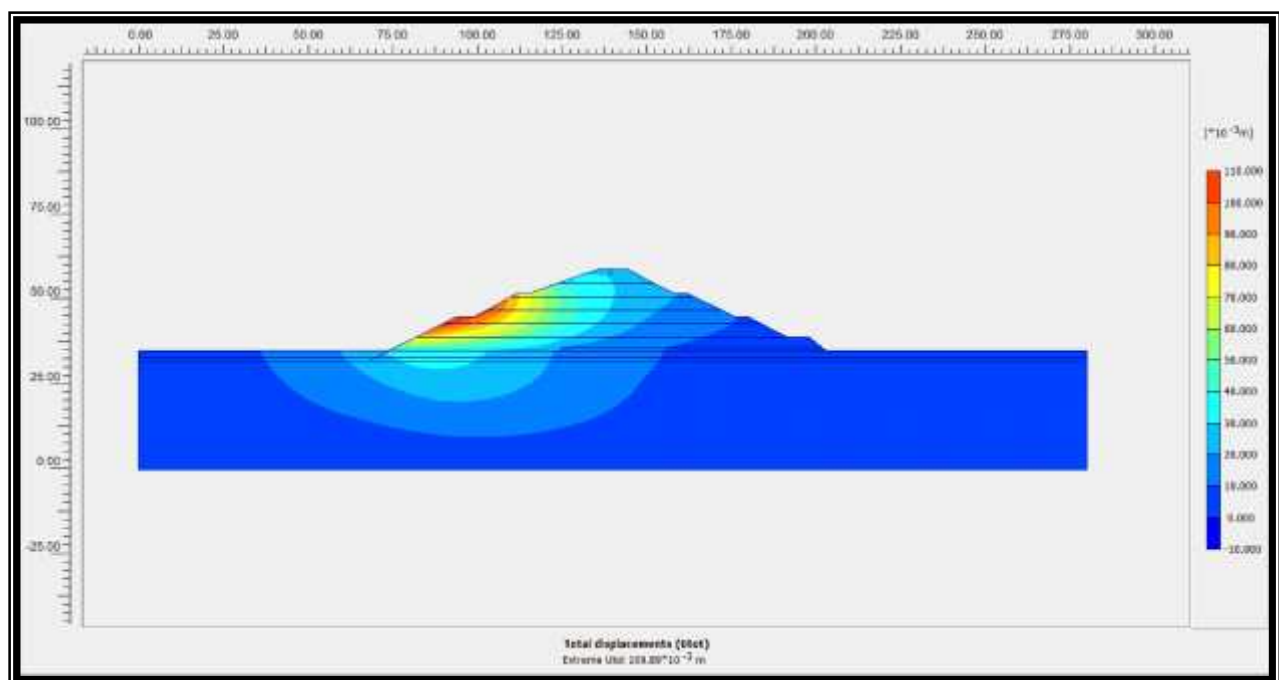


Figure V-11- Déplacements totaux en cas de vidange rapide.

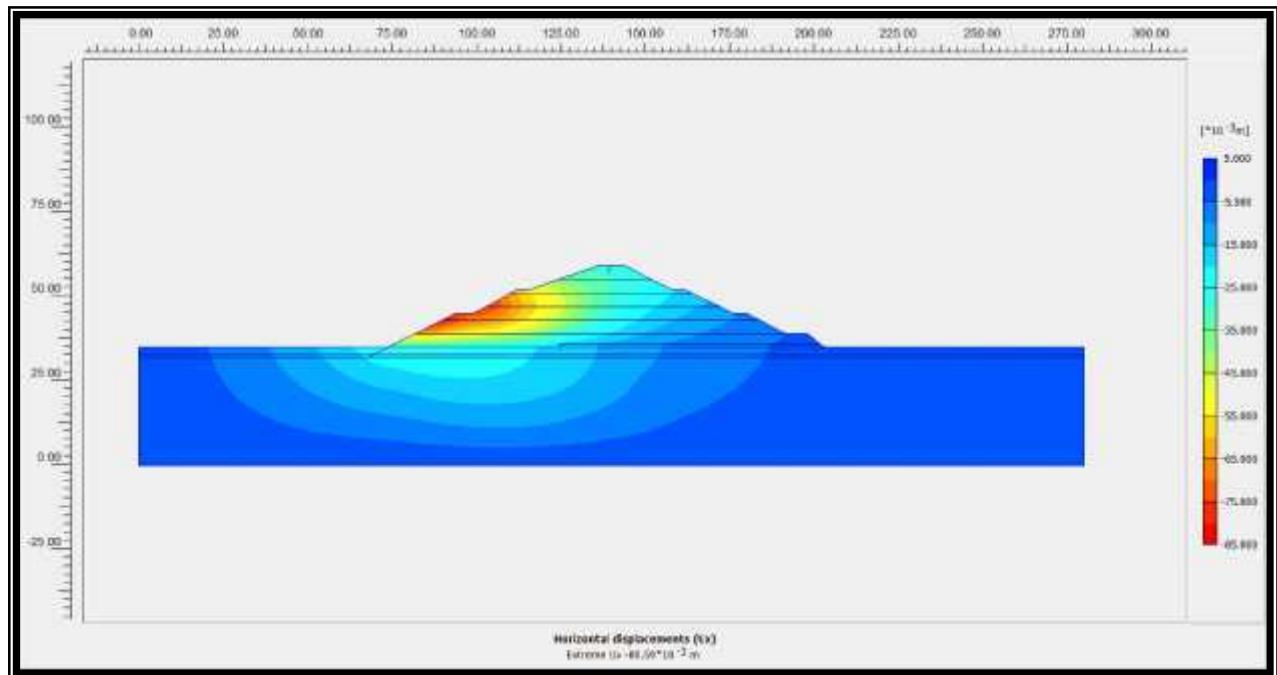


Figure V-12- Les déplacements horizontaux en cas de vidange rapide du barrage.

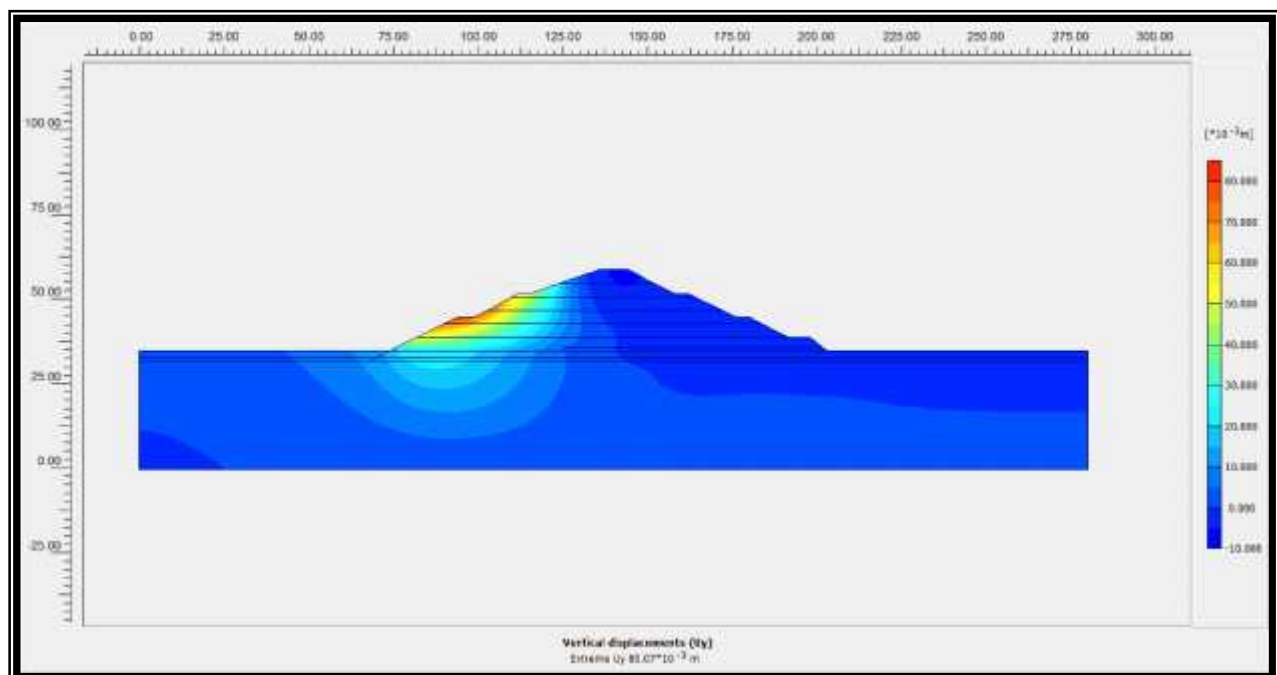


Figure V-13- Les déplacements verticaux en cas de vidange rapide du barrage.

Le coefficient de sécurité trouvé dans ce cas par la même méthode « c- ϕ réduction » de PLAXIS est **Fs = 1,40.**

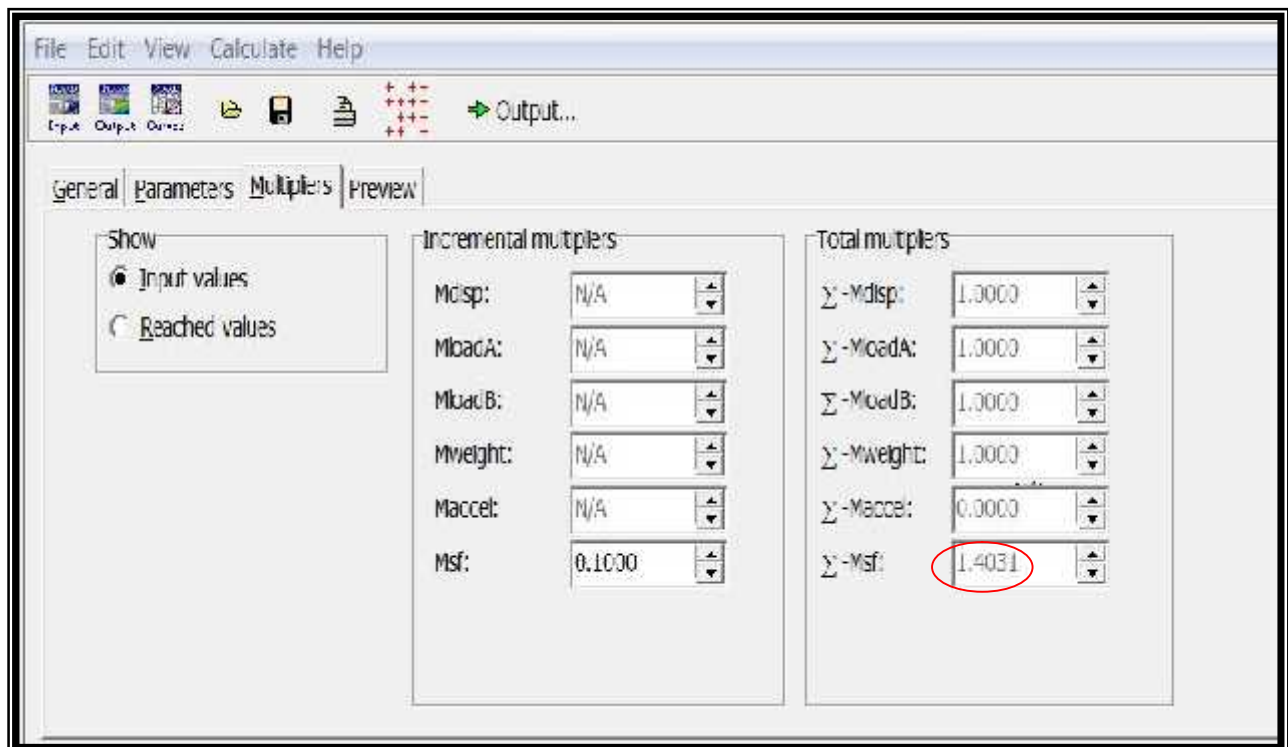


Figure V-14- Le resultat de calcul de coefficient en cas de vidange ; $F_s=1,40$.

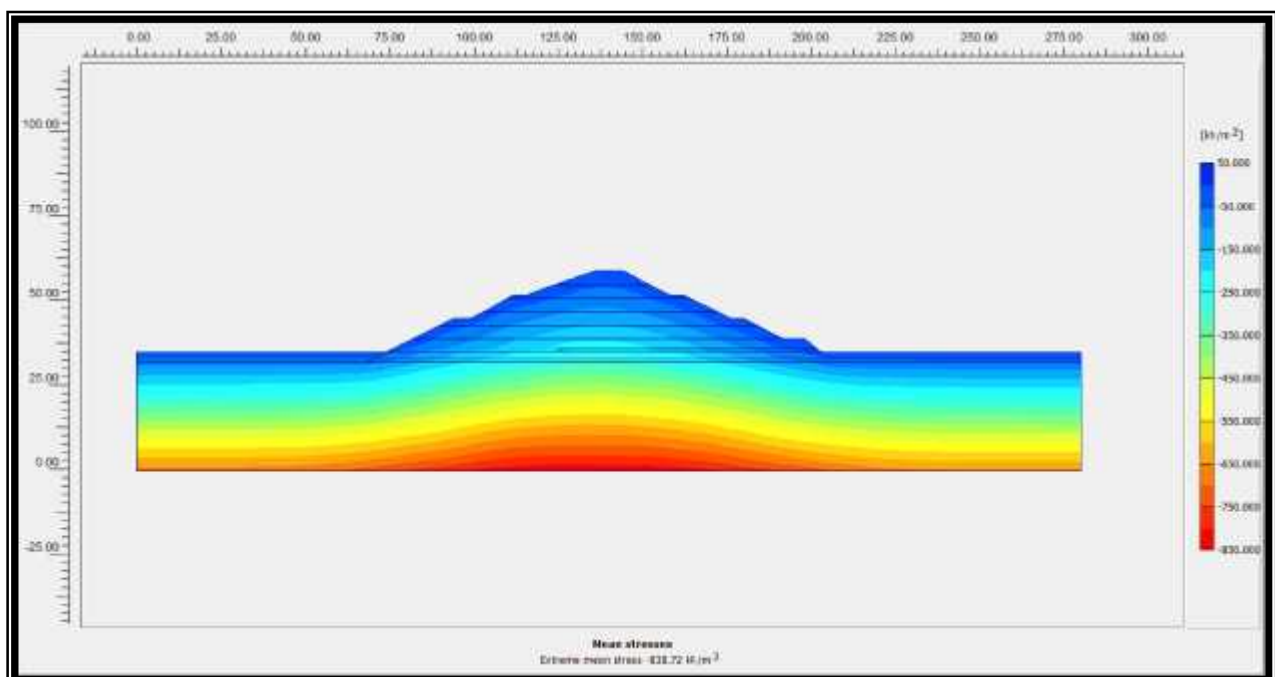


Figure V-15- Les pressions totales.

V-4- Récapitulation des Coefficients de sécurité

Les différents résultats de calcul de coefficient de sécurité pour le cas de chargement du pente du parement amont de 1/2 à 1/3 sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas de charge	Fs (1/2)	Fs (1/3)
Fin de construction	1.5	1.61
Retenue Normale	1.37	1.52
Vidange Rapide	1.28	1.40

Tableau V-1 - Comparaison entre les valeurs du Fs calculées pour les deux cas.

V-5-Conclusion

L'augmentation du rapport de pente du talus amont de barrage conduit à :

- Une diminution des déplacements dans les deux sens en tous les cas .
- L'influence de ce paramètre est d'autant plus importante que ses valeurs sont plus faibles.
- Quand la pente du talus amont est diminuée le coefficient de sécurité est augmenté donc le barrage sera plus stable.
- Les coefficients de sécurité calculés dans ce cas (la pente est égale 1/3) montre que le barrage sera plus stable que le cas où la pente est égale 1/2.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Un barrage est par nature très inséré dans l'environnement naturel. Sa conception et sa réalisation font intervenir des connaissances de la quasi-totalité des domaines techniques des sciences de la nature et de la construction. Son impact sociétal par ailleurs requiert l'apport des sciences humaines. Plus que compliqué, c'est un ouvrage complexe à cause de l'incertitude qui demeure quant à la valeur des paramètres physiques à prendre en compte dans son étude, la géométrie de leur espace, ainsi qu'en ce qui concerne les lois qui régissent leur relation. C'est aussi un ouvrage exceptionnel non seulement dans ses dimensions mais peut-être surtout par sa durée. Il en résulte que l'observation du comportement d'un barrage est une exigence pour assurer sa sécurité.

L'analyse des résultats de simulation de la présente étude a permis de dégager les conclusions suivantes :

En fin de construction

- les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'extérieur au niveau des deux talus à la base.
- Le coefficient de sécurité calculé nous conduit de dire que le barrage est stable dans ce cas.

En fonctionnement normal :

- Les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'aval au niveau des deux talus à la base à cause de la charge d'eau et les pressions hydrostatiques appliquées sur le talus amont.
- Le coefficient de sécurité calculé dans ce cas montre que le barrage est stable.

En vidange rapide

- A cause de l'élimination de la charge d'eau les déplacements sont encore plus marqués dans le talus amont.
- Le coefficient de sécurité calculé dans ce cas montre que le barrage est stable.

Enfin, et près le changement de la pente du talus amont (de $1/2$ à $1/3$), On peut remarquer que les résultats trouvés montre que les coefficients de sécurité calculés pour tous les cas précédemment sont augmentés, et ce nous conduit de dire que le barrage dans ce cas (où la pente est égale $1/3$) sera très stable que le cas réel.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **ROLLEY.R ET KREITMANN .H .** « Technique des barrages en aménagement rurale ».
- [2] **BENAISSA. A,** «glissements de terrain calcul de stabilité».
- [3] **MARCHE .C ETVERZENI .G.** « barrage crues de rupture et protection civile». DEUXIEME EDITION PRIX ROBERVAL 2004.
- [3] **BLONDEAU .F.** « les méthodes d'analyse de stabilité». BULL. LABO. P. ET CH, SPECIAL, MARS 1976.
- [4] **DEGOUTT .G .** (2003). « les mécanismes de rupture des digues».GRENOBLE : ENGREF, FORMATION CONTINUE, SUPPORT D'INTERVENTION, P 32.
- [5] **RAULIN .P, ROUQUES .G ET TOUBOL .A,** « calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire». RAPPORT DE RECHERCHE LPCNO 38, JUIN 1974.
- [6] **MEGOURA .A et MEKKI Y.** « Etude de faisabilité et d'exécution d'un petit barrage Oued Abdelouahab », MEMOIRE DE FIN D'ETUDE.UNIVERSITE DE M'SILA.JUIN2009.
- [7] **ABID.Z.** «Etude d'exécution d'une retenue collinaire sur oued Oued Abdelouahab», BUREAU D'ETUDES ET D'AMENAGEMENTS HYDRAULIQUE, JUIN2006.
- [8] **LHC.** «Etude de sol d'une retenue collinaire sur oued Oued Abdelouahab», LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTIONS , UNITE DE DJELFA, JUIN2006.
- [9] **LAHMADI .A.** « Etude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : tunnel – bâtiment – excavation ». MEMOIRE DE MAGISTERE, UNIVERSITE DE BATNA, JUIN2009.
- [10] **R.B.J. Brinkgreve** «PLAXIS, Manuel de référence ». VERSION 8, DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY & PLAXIS BV, PAYS-BAS,2003.

مراقبة المرض واستجابة السدود الترابية أثناء مرحلة بنائها، وأثناء عملية ملئها بالمياه تعتمد على عدة عوامل منها العوامل الهندسية للسدود والخواص الميكانيكية لمواد البناء، ضغط المواد وتولد المسامية الزائدة في جسم السد أغلب هذه العوامل مهمة جزئيا أو كليا من طرف الأساليب التقليدية المعتمدة لتقييم سلامة السدود الترابية وباستخدام برنامج العناصر المحددة وبعد البحث الببليوغرافي على مختلف الاضطرابات الناجمة عن التشوهات خلال مراحل بناء السدود وملئها بالماء وتفريغها وإثناء استغلالها هذا الموضوع يركز على حساسية تشوه السدود الترابية باستخدام نموذج مور كولومب.

ولقد تم تطبيق هذا البحث على سد اولاد عبد الوهاب بسيدي عيسى ولاية المسيلة، وبالإضافة إلى ذلك المحاكاة العددية لتأثير تغير الميل الأمامي للسد على استقرار جسم السد.

RESUME

L'observation de la pathologie et de la réponse des digues et barrages en terre en cours de construction et la mise en eau montre qu'elles dépendent de plusieurs facteurs à savoir : la géométrie du barrage, les propriétés mécaniques des matériaux de construction, le compactage des matériaux et la génération des surpressions interstitielles dans le corps du barrage. La plupart de ces facteurs sont partiellement ou totalement négligés par les approches traditionnellement adoptées pour évaluer la sécurité des barrages en terre. A l'aide du logiciel PLAXIS en éléments finis, le présent travail, après une recherche bibliographique sur les désordres en déformation occasionnés au cours des phases de construction, mise en eau, vidange et d'exploitation, le présent sujet s'intéresse à la sensibilité des déformations des barrages en terre aux modèles de comportement du sol. Une étude de sensibilité des déformations aux paramètres du modèle sera faite pour le modèle de Mohr-Coulomb.

Une application a été faite sur le barrage d'Ouled Abdelouahab à Sidi Aissa wilaya de M'sila, ainsi que des simulations numériques de l'influence changement de la pente du talus amont sur la stabilité du corps de barrage.

ABSTRACT

The observation of the disease and the response of dams and earth dams under construction and impoundment shows that they depend on several factors including: the geometry of the dam, the mechanical properties of construction materials, the compacting materials, the generation of excess pore pressure in the dam body. Most of these factors are partially or totally neglected by traditional approaches adopted to assess the safety of earth dams. Using the finite element software PLAXIS, the present work, after a literature search on the disorders caused by deformation during the phases of construction, impoundment, drainage and exploitation, this topic is interested in strain sensitivity of earth dams models of soil behavior. this subject is based on the sensitivity of the distortions of earth dams using a model of soil behavior model Mohr-Coulomb (MCM).

An application was made on the dam of Ouled Aissa Sidi Abdelouahab province of M'sila and numerical simulations of the influence change in the slope of the upstream slope stability of the dam body.

