

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



MÉMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de **Master en Génie civil**
Option : **Géotechnique**

Thème

*Analyse numérique du comportement sismique d'un barrage
en remblai : cas du barrage de Souk Tlata*

Réalisé par : Smail Lila

Encadré par : Mme LOUADJ Samia

Soutenu, devant le jury composé de :

Mme BAIDI F.	Maître Assistante. A à l'UMMTO	Présidente
Mme LOUADJ S.	Maître de conférences. A à l'UMMTO	Encadreur
Mme BELHASSANI O.	Maître Assistante. A à l'UMMTO	Examinatrice

Promotion : 2019/2020

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Dieu pour m'avoir donné le courage, la patience et la santé qui m'ont été utiles tout au long de mon parcours pour réaliser ce travail.

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice Madame **LOUADJ Samia**, Maître de conférences à l'Université de Tizi-Ouzou, de m'avoir proposé ce thème. Je la remercie aussi de son suivi permanent de mon travail, pour ses remarques judicieuses qui ont contribué à l'amélioration de ce travail, ainsi que pour ses qualités pédagogiques et l'enthousiasme communicatif dont elle a su faire preuve. C'est à la fois un privilège et une expérience exceptionnelle d'avoir pu bénéficier de ses conseils qui m'ont guidé et me guideront encore à l'avenir.

Je remercie également Madame **BAIDI Fazia**, d'avoir accepté de présider le jury de soutenance du présent mémoire.

J'adresse mes vifs remerciements à Madame **BELHASSANI Ouarda** d'avoir accepté d'examiner et juger mon travail.

Mes remerciements s'adressent aussi à tous les enseignants qui ont été généreux en me transmettant leurs savoirs.

Enfin, je ne pourrais clôturer ces remerciements sans me tourner vers mes parents, ma sœur, mes frères et tout mon entourage proche. Merci de fond du cœur pour votre amour, vos encouragements et pour le soutien de tous les instants.

Dédicaces

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers, mes parents.

Pour leurs veillées auprès de mes chevilles jusqu'à extinction de la lumière alors que j'étudiais, pour leurs sacrifices corps et âme et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse. Que Dieu les protège et que leur bénédiction m'accompagne toujours.

A ceux pour lesquels je témoigne mon affection fraternelle : mes frères Mohamed, Sofiane, Yacine et ma seule et unique sœur Cylia pour leurs encouragements et accompagne indéfectibles.

Je le dédie également à :

Tous mes ami(e)s, en particulier Kahina, Razeka, Somia, Lahna et Thayri

Mes camarades de section.

Tous ceux qui me sont chers et ceux que j'ai omis de citer.

Sommaire

Table des matières.

Liste des figures et des Tableaux.

Introduction générale..... 1

Chapitre I : Recherche bibliographique sur les barrages en remblai

I-1 Introduction	3
I-2 Types des barrages en remblai.....	3
I-2-1 Barrages en terre homogènes.....	4
I-2-2 Barrage en terre à noyau étanche.....	4
I-2-3 Barrages en terre à masque amont.....	6
I-2-4 Barrages en enrochement	6
I-3 Conditions d'implantation des barrages en remblais.....	7
I-3-1 Disponibilité des matériaux	7
I-3-2 Climat	8
I-3-3 Actions des vagues	8
I-3-4 Aspect Hydrologiques	8
I-3-5 Séismicité.....	8
I-4 Les organes d'étanchéité des barrages en remblai.....	9
I-4-1 Noyau en argile compacté	9
I-4-2 Masque amont.....	9
I-5 Etanchéité de la fondation de l'ouvrage	11
1.Clé d'étanchéité	11
2.Paroi moulée	12
3.Traitement des fondations par injection	12
I-6 Disposition de drainage dans les barrages en remblais	13
I-6-1 Drains.....	13
I-6-2 Filtres	15
I-7 Utilisation du géotextile comme filtre et drain	16
I-8 Conclusion	17

Chapitre II : Recherches bibliographique sur la pathologie des barrages en remblai

II-1 Introduction	18
II-2 Rupture des barrages en remblai	18
II-2-1 Causes de rupture des barrages en remblai	18
II-2-2 Mécanismes de rupture des barrages en remblais	19
II-2-2-1 Rupture de digue par Glissement	19
II-2-2-2 Rupture de digues par érosion interne	23
II-2-2-3 Rupture de digues par surverse	27
II-2-2-4 Rupture de digues par liquéfaction.....	28
II-2-2-5 Rupture de digues par Tassement.....	29
II-3 Quelques ruptures graves des barrages	30
II-3-1 Rupture du barrage en remblai de Teton (USA)	30
II-3-2 Rupture du barrage aval en remblai de San Fernando (Van Norman) USA	31
II-3-3 Rupture du barrage en remblai de Zeyzoun (Syrie)	32
II-4 Conclusion.....	33

Chapitre III : Recherche bibliographique sur le comportement sismique des barrages en remblai

III-1 Introduction.....	34
III-2 Généralités sur les Séismes	34
III-2-1 Origines d'un séisme.....	35
III-2-2 Caractéristiques d'un séisme.....	36
III-2-3 les ondes sismiques	39
III-2-4 Classification des zones sismique en Algérie	43
III-2-5 Séismes et risque sismique en Algérie.....	44
III-3 Définition de l'alea sismique pour les barrages	45
III-4 les risques sismiques des barrages en remblai	46
III-5 cas de ruptures observées lors de séismes historiques	46
III-5-1 Rupture de barrage Fujinuma (Japon).....	47
III-5-2 Rupture du barrage de Sheffield de Santa Barbara	48
III-6 Méthodes d'analyse sismique des barrages en remblai.....	49
III-6-1 Analyse pseudo-statique	49
III-6-2 Méthode de NEWMARK (1965).....	50
III-6-3 Méthode de Seed-Lee-Idriss	51

III-6-4 Les méthodes numériques	51
III-7 Conclusion	54

Chapitre IV. Présentation du cas d'étude

IV-1 Introduction.....	55
IV-2 Description général de l'aménagement	55
IV-3 Situation géographique du site de barrage.....	56
IV-4 Géologie du site du barrage de Souk Tlata	57
IV-5 Etude géotechnique du site du barrage	58
IV-6 Matériaux utilisées pour la construction du barrage.....	60
IV-7 Hydrologie du bassin versant.....	62
IV-8 Sismicité de site du barrage	63
IV-9 Conclusion	64

Chapitre V. Analyse numérique de la stabilité du barrage en fin de construction et après la mise en eau

V-1 Introduction.....	65
V-2 Choix de code du calcul PLAXIS-2D	65
V-3 Modélisation du barrage sur PLAXIS-2D.....	65
V-4 Phases de calcul.....	67
V-5 Présentation des résultats et discussion.....	67
V-6 Conclusion.....	78

Chapitre VI. Analyse numérique de la réponse du barrage au séisme de Boumerdés

VI-1 Introduction.....	79
VI-2 Séisme de Boumerdés	79
VI-3 Présentation du chargement sismique.....	80
VI-4 Modèle de comportement employé.....	83
VI-5 modélisation dynamique du barrage	83
VI-6 Présentation des résultats et interprétation.....	84
VI-6-1 Analyse élastique	84
VII-6-2 Analyse élastoplastique	85
VI-7 Conclusion	87

Conclusion générale..... 88

Listes des figures

Chapitre I.

Figure I-1 : Schéma d'un barrage en terre homogène.....	4
Figure I-2 : Schéma d'un barrage en terre à noyau étanche.....	5
Figure I-3 : Barrage en terre à masque amont.....	6
Figure I-4 : Barrage en enrochement à noyau incliné (barrage du Mont-Cenis en France).....	7
Figure I-5 : Noyau en argile vertical et incliné.....	9
Figure I-6 : Masque amont en béton de ciment.....	10
Figure I-7 : Masque en membrane souple.....	10
Figure I-8 : Masque amont en béton bitumineux.....	11
Figure I-9 : Clé d'étanchéité.....	12
Figure I-10 : Voile d'injection.....	13
Figure I-11: Drain vertical recreusé dans le remblai.....	14
Figure I-12 : disposition de drains et filtres (fondation imperméable).....	15
Figure I-13 : Géotextile anti-contaminant sous un drain horizontal en gravier.....	16

Chapitre II.

Figure II-1 : le glissement circulaire d'un talus.....	20
Figure II-2 : Mécanisme de glissement côté aval en situation de crue.....	21
Figure II-3 : le mécanisme de glissement côté fleuve lors de la décrue.....	22
Figure II-4: Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne.....	25
Figure II-5 : Exemple de Processus d'érosion interne dans un barrage.....	27
Figure II-6 : Rupture par surverse.....	28
Figure II-7 : Vue sur le barrage de Teton (USA) avant et après rupture.....	31
Figure II-8 : Barrage de San Fernando.....	32
Figure II-9 : Barrage de Zeyzoun après sa rupture.....	32

Chapitre III.

Figure III-1 : Les trois grands types de failles.....	36
Figure III-2 : Définition des caractéristiques d'un séisme.....	36
Figure III-3 : ondes de type P.....	40
Figure III-4 : Ondes de type S.....	41
Figure III-5 : onde de Rayleigh.....	42
Figure III-6 : Onde de love.....	43
Figure III-7 : classification des zones sismique.....	44
Figure III-8 : Rupture du barrage de Fujinuma (séisme de Tohoku mars 2011).....	48
Figure III-9 : Rupture du barrage de Sheffield de Santa Barbara.....	48
Figure III-10 : Illustration de la méthode pseudo-statique.....	49

Chapitre IV.

Figure IV-1: coupe transversale du barrage de Souk Tlata	56
Figure IV-2 : Situation géographique de site du barrage Souk Tlata	57
Figure IV-3 : les essais au laboratoire	59
Figure IV-4 : Section de calcul du barrage principal	61

Chapitre V.

Figure V-1 : Etapes de construction de modèle géométrique du barrage.	66
Figure V-2 : Modèle numérique du barrage.	66
Figure V-3 : Maillage adopté pour le modèle utilisé.....	67
Figure V-4 : Déplacements totaux en fin de construction.....	68
Figure V-5 : valeur de contraintes effectives et de contraintes totales.....	70
Figure V-6 : Degré de saturation du barrage.	71
Figure V-7 : Répartition des pressions interstitielles dans le barrage avec réservoir plein.....	72
Figure V-8 : déplacement totale au niveau du barrage avec un réservoir plein	72
Figure V-9 : Répartition des contraintes totales et effectives dans le barrage plein	74
Figure V-10 : Déplacement U_x de barrage en cas d'une vidange rapide.....	75
Figure V-11: Répartition de pressions interstitielles dans le barrage en cas d'une vidange rapide (figure à droite) et avec un réservoir plein	76
Figure V-12 : Coefficient de sécurité pour les différentes situations du barrage... ..	77

Chapitre VI.

Figure VI- 1: Approche sur les effets provoqués par le séisme du 21 mai 2003. Carte proposée par André Laurenti	80
Figure VI- 2 : Dégâts provoqués par le séisme de Boumerdes en 2003.	80
Figure VI- 3 : A gauche, Mouvements au rocher du choc principal de Boumerdes le 21 mai 2003 : a- Composante N-S, b- Composante E-W, c- Composante verticale. A droite, Spectres de Fourier des mouvements au rocher du choc principal de Boumerdes le 21 mai 2003 : a- Composante N-S, b- Composante E-W, c- Composante verticale.....	82
Figure VI- 4 : Les frontières absorbantes du modèle	83
Figure VI- 5 : Accélération [a_x] appliquée à la base du modèle	84
Figure VI- 6 : Déplacement horizontal et vertical enregistré sur le barrage sous l'action sismique.....	84
Figure VI- 7 : Variation de déplacement à l'accélération maximale.	85
Figure VI- 8 : Réponse sismique en crête du barrage suivant la direction x en utilisant le modèle élastoplastique.	86
Figure VI- 9 : Déplacement U_x et U_y dans le barrage au comportement élasto-plastique.....	86

Liste des tableaux

Chapitre II.

Tableau II-1: Les accidents les plus graves.....	30
--	----

Chapitre III.

Tableau III-1 : Les échelles de la magnitude.	37
Tableau III-2 : Echelle d'intensité de Mercalli.	39
Tableau III-3 : Effets de séismes sur quelques barrages en remblai.	47

Chapitre IV.

Tableau IV-1 : Caractéristiques géométrique du barrage.....	56
Tableau IV-2 : valeurs des paramètres de classification des colluvions argileux.	59
Tableau IV-3 : Valeurs des paramètres de classification des alluvions de l'oued	60
Tableau IV-4 : Valeurs des paramètres de classification géotechniques des Grés burdigaliens.	60
Tableau IV-5 : Caractéristiques géotechniques des matériaux utilisés pour la construction de la digue.	62
Tableau IV-6 : Valeurs des caractéristiques générales du bassin versant	63

Chapitre V.

Tableau V-1: Facteurs de sécurité minimum admissibles pour les barrages en remblai (USACE, 2003)	77
---	----

Chapitre VI.

Tableau VI- 1: Quelques information obtenues des enregistrements durant le séisme de Boumerdés.....	81
--	----

Introduction générale

Introduction générale

Les séismes sont l'un des phénomènes naturels les plus redoutés par l'humain mais qui développe en lui une fascination. Ils sont à l'origine de la destruction de nombreuses villes et du décès de centaines de personnes chaque année à travers le monde. Ces tremblements de terres ont aussi des conséquences désastreuses sur l'économie des pays.

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économique et stratégique importants. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel. En conséquence, il est nécessaire d'étudier de manière précise le comportement dynamique des barrages en vue de l'évaluation de leur performance et de leur sécurité sous l'action des séismes. Mains accidents de rupture sont survenus aux barrages qui ne supportent pas une sollicitation sismique, même dans des zones considérées non sismiques, exemple le barrage de Malpasset en France et le barrage de Koynaen en Inde.

Plus tard, lorsqu'un nombre important de barrages fut sérieusement endommagé par les séismes, des développements importants relatifs à la définition du comportement cyclique des sols et la réponse de l'ouvrage ont pu voir le jour.

Il convient de signaler à cette occasion que parmi les méthodes de modélisation de la réponse des matériaux soumis à une sollicitation cyclique qui sont applicables à l'heure actuelle on cite, la méthode basée sur des valeurs caractéristiques linéaires équivalentes du sol. En général, pour les barrages en terre, un calcul bidimensionnel par élément finis est suffisant. Les sollicitations peuvent être admises parallèles aux axes principaux de l'ouvrage. Les calculs par éléments finis ou différence finis sont basés sur une discrétisation de la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par des nœuds. Les déplacements sont introduits comme inconnues aux différents nœuds. Ils sont calculés à l'aide des conditions d'équilibre et des lois de comportement des matériaux en chaque nœud. Les contraintes et les déformations des éléments résultent des déplacements dans les nœuds.

L'analyse des performances sismiques d'un barrage en terre devrait prendre en compte l'équilibre statique et les conditions hydrauliques couplées, ainsi que les comportements dynamiques. Les calculs doivent tenir compte de l'analyse de l'état de contraintes avant application de l'excitation sismique, de la pression appliquée par le réservoir et les conditions de saturation des sols, du comportement mécanique des sols de fondation et de remblai.

Il s'agit dans ce travail de modéliser le comportement d'un barrage en remblai qui permettra de suivre une procédure pour intégrer ces processus de calculs dans l'analyse sismique de la structure.

Chapitre I.

*Recherche Bibliographique sur les Barrages En
Remblai*

La modélisation numérique est réalisée avec le code numérique en éléments finis en deux dimensions PLAXIS-2D version 2020. L'ouvrage étudié est le barrage en remblai de Souk Tlata situé à la wilaya de Tizi-Ouzou.

Pour la vérification de la stabilité statique du barrage, trois situations ont été considérées :

- Le cas qui considère la stabilité de l'ouvrage en fin de construction,
- Le cas qui considère le réservoir plein et appliquant une pression hydrostatique sur la face amont du barrage,
- Et enfin le cas qui considère une situation critique correspondant à une vidange rapide.

Pour vérifier la stabilité sismique du barrage, une analyse dynamique a été effectuée en considérant le barrage sous l'action de la composante horizontale enregistrée au rocher durant le séisme de Boumerdes sur le site de Keddara.

Afin de mener à bien notre travail, nous avons opté à le structurer en six chapitre :

Après une introduction générale, nous avons passé en revue dans le premier chapitre les différentes définitions concernant les barrages en remblai.

Le chapitre II consiste en un rappel d'un certain nombre de mécanisme de ruptures des ouvrages en remblais, les causes et les phénomènes intervenant, modifiant ou aggravant la rupture des barrages

Le chapitre III constitue un état de connaissances sur les séismes et les effets qu'ils induisent pour les barrages, ainsi les méthodes d'analyse sismique telles que les méthodes empiriques et numériques.

En chapitre IV nous présenterons la zone de l'étude et les principales données de base du projet à savoir : l'environnement du projet, l'hydrologie, la géologie et la géotechnique.

Le chapitre V est consacré à l'étude de la stabilité de l'ouvrage en modélisant le barrage en fin de construction, avec le réservoir plein, puis avec une vidange rapide.

Le chapitre VI, présente une analyse numérique du comportement sismique de barrage en remblai de Souk Tlata. Elle correspond à la réponse de barrage après le remplissage de réservoir. L'analyse est effectuée dans un premier temps pour le cas simple qui concerne la réponse élastique du barrage, puis on effectue une analyse où le comportement élasto-plastique de sol est considéré. Cette analyse est conduite en utilisant le critère de Mohr-Coulomb.

I-1 Introduction

Des cours d'eau et de rivières ont été modifiés, au cours de l'histoire de l'humanité pour satisfaire les besoins de l'homme, les nombreux barrages et digues construits en travers de ces cours d'eau en sont témoins. D'ailleurs ceux-ci ne cessent de multiplier, leur effectif devient de plus en plus important.

Un barrage est un ouvrage artificiel qui barre le lit des rivières ou des fleuves retenant ou pouvant retenir de l'eau. Si le principal objectif des premiers barrages construits était l'irrigation des cultures, les barrages assurant maintenant diverses fonctions notamment la production d'énergie électrique mais aussi la régulation des cours d'eau, l'alimentation des villes en eau et plus récemment la production de neige artificielle.

Les barrages forment avec le terrain sur lequel ils sont construits un ensemble indissociable. A chaque site, un type de barrage, un dimensionnement adapté tant sur le plan technique qu'économique. Le type de barrage le plus ancien est le barrage en remblai. Ces barrages représentent un important pourcentage des ouvrages construits dans le monde, il est le type de barrages le plus utilisé comme moyen de mobilisation de l'eau.

Les barrages en remblais sont des ouvrages hydrotechniques construits avec des matériaux naturels tels que l'argile, les roches et les pierres. On choisit ce type d'ouvrage lorsque la vallée est trop large pour admettre une structure en béton et lorsqu'on trouve les matériaux sur place ou à faible distance.

Les barrages en remblais doivent pouvoir garantir la reprise de la poussée hydrostatique (corps d'appui) et être construit avec un matériau suffisamment étanche.

Dans ce chapitre, nous allons passer en revue les différents types des barrages en remblai et les exigences de conception de ces ouvrages, aussi que les différentes dispositions de protection utilisées contre les effets de l'eau.

I-2 Types des barrages en remblai

Les barrages en remblai sont souvent construits en fonction de la distribution granulométrique des sols de construction.

On distingue deux catégories de barrage en remblai, très différentes. La différence provient des types de matériaux utilisés et de la méthode employée pour assurer l'étanchéité.

- ❖ Les barrages en terre, réalisés essentiellement à partir de sol naturels meubles prélevés dans des zones d'emprunt.
- ❖ Les barrages en enrochement, constitués essentiellement de blocs rocheux compactés ou simplement déversés.

I-2-1 Barrages en terre homogènes

Les barrages en terre homogènes sont le type de barrages le plus simple et le plus ancien. Ils sont totalement construits avec un seul matériau le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse (Figure I-1).

Le matériau utilisé doit à lui seul assurer les fonctions d'étanchéité et de corps d'appui, les matériaux les plus perméables sont placés vers les parements.

Pour des raisons de stabilité, les pentes adoptées sont douces, de ce fait le barrage occupe une grande surface et requiert la mise en place d'un cubage important de matériau, c'est la raison pour laquelle ce type de barrages ne dépasse que très rarement une hauteur de 15 m.

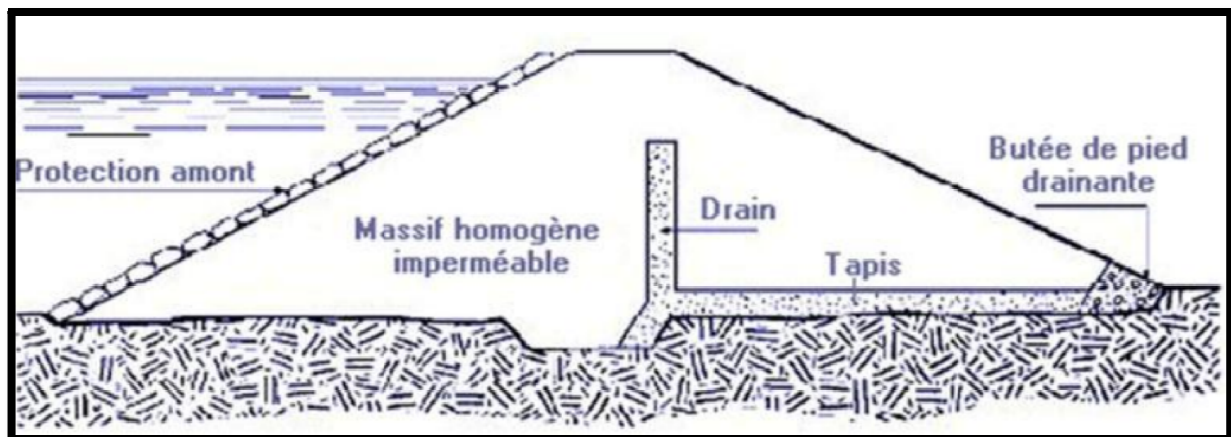


Figure I-1: Schéma d'un barrage en terre homogène.

Leur simplicité a permis de développer une technique de réalisation bien maîtrisée tout en assurant une grande sécurité, néanmoins ces barrages sont adoptés pour la réalisation de retenue collinaires et de petits barrages.

I-2-2 Barrage en terre à noyau étanche

Dans le cas où les matériaux disponibles dans la zone d'emprunt sont hétérogènes ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène, on opte plus souvent à la réalisation d'un ouvrage en utilisant les divers matériaux disponibles à

proximité ou provenant éventuellement d'excavation d'ouvrages annexes (évacuateurs de crue, galerie, tunnel).

Ces matériaux sont répartis en fonction de leurs caractéristiques de telle façon à assurer, d'une part, l'étanchéité, et d'autre part, la stabilité de l'ouvrage (figure I-2). Le profil le plus classique du barrage en remblai zoné comporte :

- ❖ Une zone centrale, appelée noyau, assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai. Elle est constituée de matériaux argileux, imperméable. Le noyau est généralement d'épaisseur variable, plus épais à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. Il peut être vertical ou incliné.
- ❖ Des recharges à l'amont et à l'aval du noyau central, assurent la stabilité du massif, elles sont constituées des sols flottant, perméable de préférences.

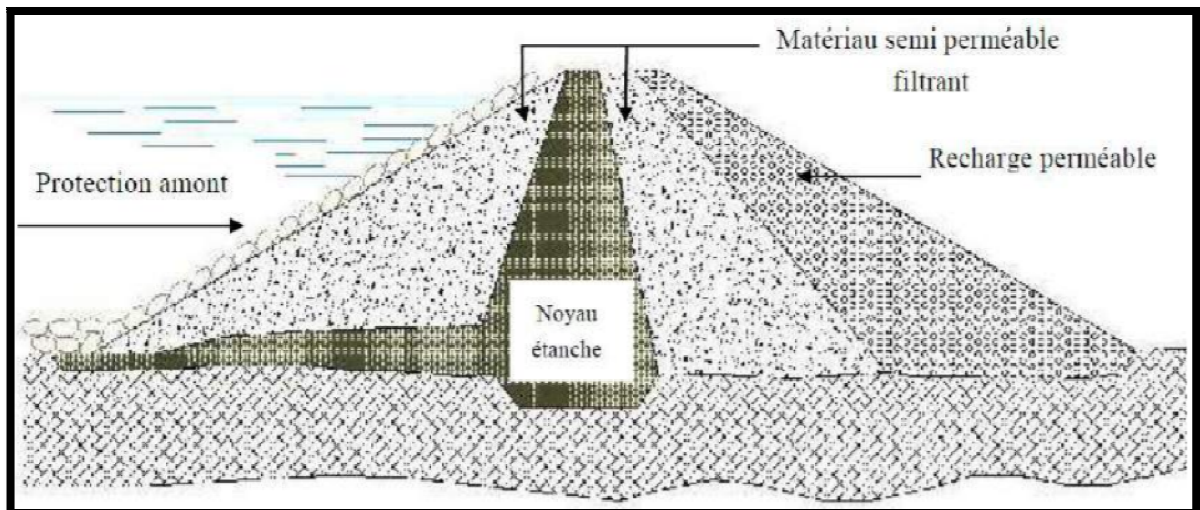


Figure I 2: Schéma d'un barrage en terre à noyau étanche

Pour éviter que les particules fines d'argile ne migrent dans les recharges sous l'effet des pressions d'eau qui règnent dans l'ouvrage et donc se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. Pour cela on utilise des matériaux dont la granulométrie spécialement étudiée est intermédiaire entre la plus petite taille d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges.

Ce type de barrages présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre plus compliquée et coûteuse surtout si la vallée est étroite et où le travail mécanisé devient plus compliqué.

I-2-3 Barrages en terre 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 talus amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau de réservoir (figure I-3).

Le masque amont est une paroi plaquée sur le talus amont du barrage. Il existe plusieurs natures de masques étanche (le béton de ciment ou le béton bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souple...etc.). 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.

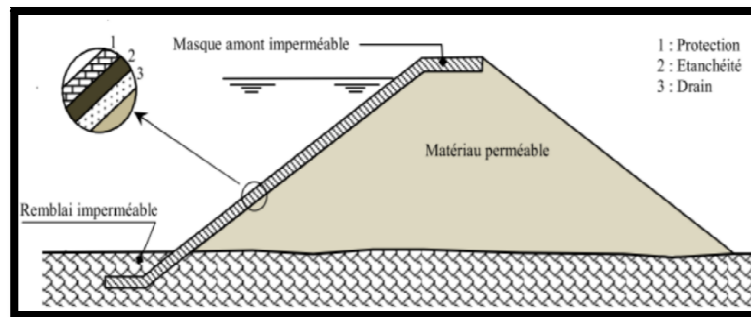


Figure I-3: Barrage en terre à masque amont

II-2-4 Barrages en enrochement

Un barrage en enrochement est constitué d'un tas de cailloux (enrochement) à grande échelle. Les matériaux constituant le corps du barrage n'ont pas de propriété particulière d'imperméabilité. La fonction de rétention de la structure est obtenue par un masque mince et étanche construit sur le parement amont.

On distingue deux catégories des barrages en enrochement : ceux à noyau central (en terre et argile) et ceux à noyau incliné (Figure I-4).

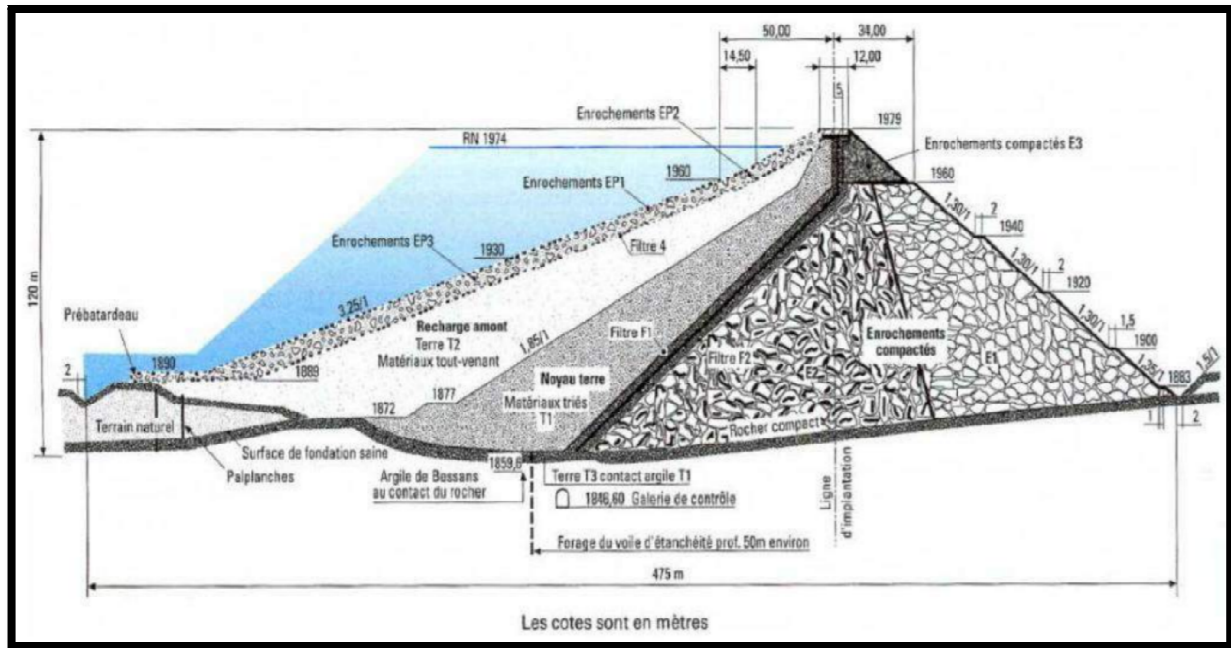


Figure I-4: Barrage en enrochement à noyau incliné (barrage du Mont-Cenis en France)

L'utilisation d'enrochement pour constituer les recharges d'un barrage en remblai présente de nombreux avantages :

- Mis en place selon les méthodes modernes (non pas seulement déversés et arrosés, mais fortement compactés avec des compacteurs vibrants lourds), ils sont donc compressibles et ne donnent lieu qu'à des tassements réduites après construction (5 fois moins que pour les enrochements non compactés).
- Leur forte perméabilité réduit les problèmes de pression interstitielle.

Cette technique est aujourd'hui abandonnée pour des raisons de coût et de main d'œuvre.

I-3 Conditions d'implantation des barrages en remblais

La conception et la réalisation des barrages en remblai doit tenir compte de plusieurs aspects tel que :

I-3-1 Disponibilité des matériaux

La conception d'un barrage en remblai nécessite la mise en place d'un grand volume de matériaux, les zones d'emprunt devront donc se trouver le plus près possibles du lieu d'implantation de l'ouvrage afin d'optimiser les coûts de la réalisation. La qualité et le type de matériaux disponibles sur le site influencent fortement sur le type et le mode de réalisation de barrage.

I-3-2 Climat

Les conditions climatiques ont une forte influence sur le délai d'exécution. Les travaux sont souvent interrompus dans les zones où les précipitations sont élevées (dans ce cas, la solution idéale est la construction de digue avec un noyau incliné ou avec un volume minimal de matériaux argileux).

I-3-3 Actions des vagues

Le recouvrement du talus de la digue doit être dimensionné pour palier à l'action des vagues. On peut aussi choisir le site de réalisation de sorte qu'il soit protégé du vent et diminuer ainsi l'effet des vagues.

I-3-4 Aspect Hydrologiques

L'étude hydrologique du bassin versant permet de définir le rapport moyen du cours d'eau (exprimés en hm³/an ou en m³/s), et leurs variations probables à une échelle de temps saisonnière ou interannuelle.

Quel que soit le but de la réalisation de l'ouvrage, il s'agit d'informations primordiales pour établir la faisabilité et déterminer le volume souhaitable du réservoir.

Par ailleurs, l'étude hydrologique fournit également le volume et le débit maximal des crues très rares qu'il faut considérer pour tous les ouvrages (pour les barrages en remblai, on impose généralement qu'il soit en mesure de supporter une crue ayant une période de récurrence de 10 000 ans).

I-3-5 Séismicité

La détermination de la sismicité d'un site est reliée à la définition de deux séismes de référence :

- Le séisme de projet, que l'ouvrage doit être en mesure de supporter sans aucun dommage,
- Le séisme maximal probable, auquel le barrage doit pouvoir résister sans ruine, ni mise hors service de ses organes de sécurité.

Chacun d'eux est défini par un niveau d'accélération et un spectre de fréquence, qui serviront dans les calculs de la structure.

I-4 Les organes d'étanchéité des barrages en remblai

On prévoit un organe d'étanchéité dans un barrage en terre lorsque les matériaux constituant le remblai ne sont pas suffisamment imperméables pour empêcher de grandes pertes d'eau par infiltration.

Il existe plusieurs types d'organes d'étanchéité, ceux réalisés en matériaux locaux et ceux en matériaux artificiels.

I-4-1 Noyau en argile compacté

Le noyau est construit en argile compactée, il peut être centré verticalement au milieu du barrage ou incliné à l'amont (figure I-5). Son épaisseur est limitée en fonction de la hauteur du barrage réalisé et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration.

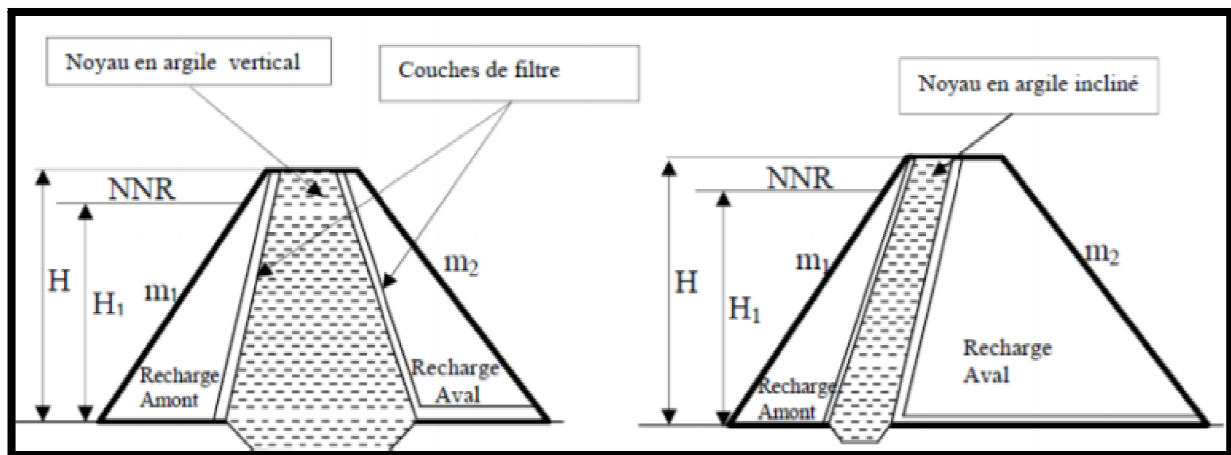


Figure I- 5: Noyau en argile vertical et incliné

I-4-2 Masque amont

Le masque amont est classiquement réalisé en béton bitumineux, béton de ciment ou en géomembrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support.

a. Masque en béton de ciment

Il est composé généralement de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton (Figure I-6).

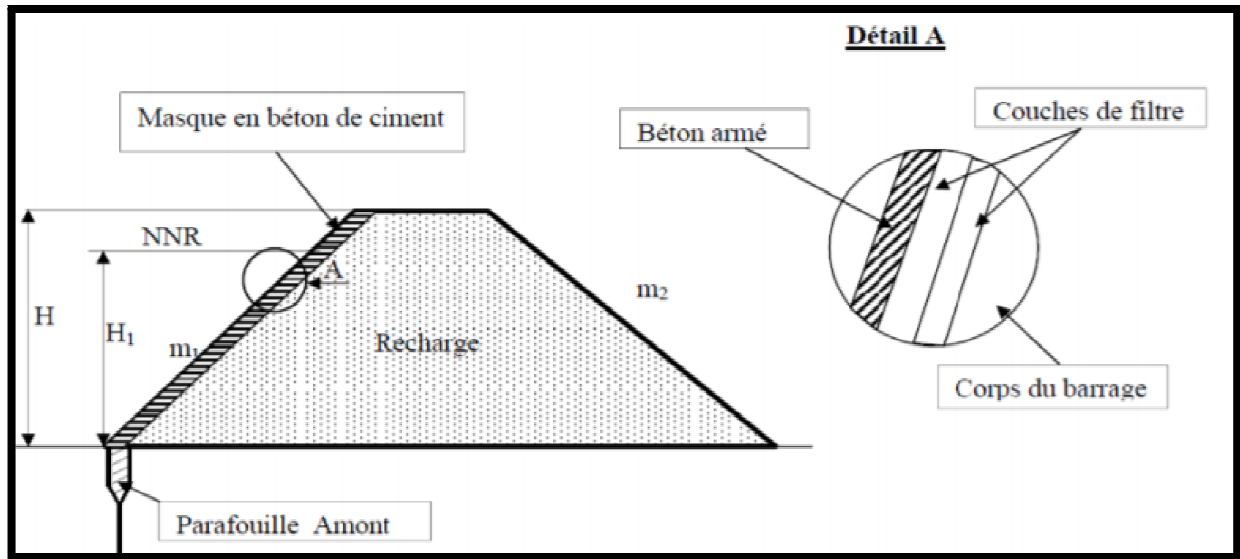


Figure I-6: Masque amont en béton de ciment

Ce type de masque est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal avec déformations du massif support.

b. Masque à membrane souple

Le masque à membranes souples est un procédé d'étanchéité récent. Il est réalisé par des produits tel que : le butyle caoutchouc, les matières plastiques, les produits bitumineux...etc.

Ce type de masque présente l'avantage d'être facile à réaliser et résistant physiquement et chimiquement avec toutefois l'inconvénient d'être sensible aux chocs et aux poinçonnements.

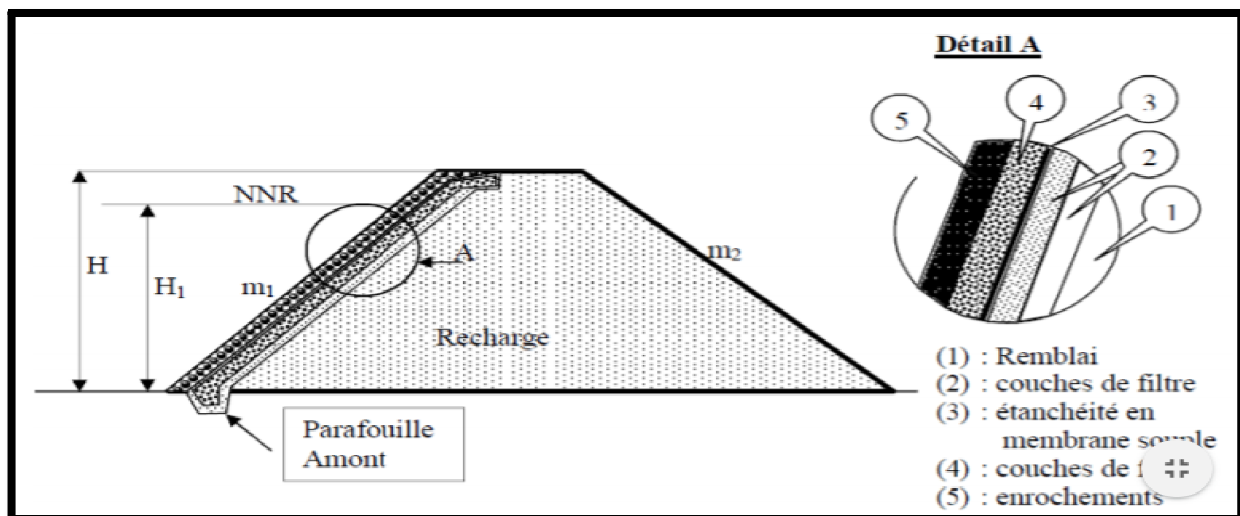


Figure I-7: Masque en membrane souple.

c. Masque en béton bitumineux

Ce type de masque présente une grande étanchéité par rapport au masque réalisé en béton de ciment. Il est réalisé à l'aide de bitume (mélange d'hydrocarbure).

Sa souplesse lui permet de suivre les mouvements du remblai sans subir de dégradation importante, il présente aussi l'avantage d'être économique et facile à réparer.

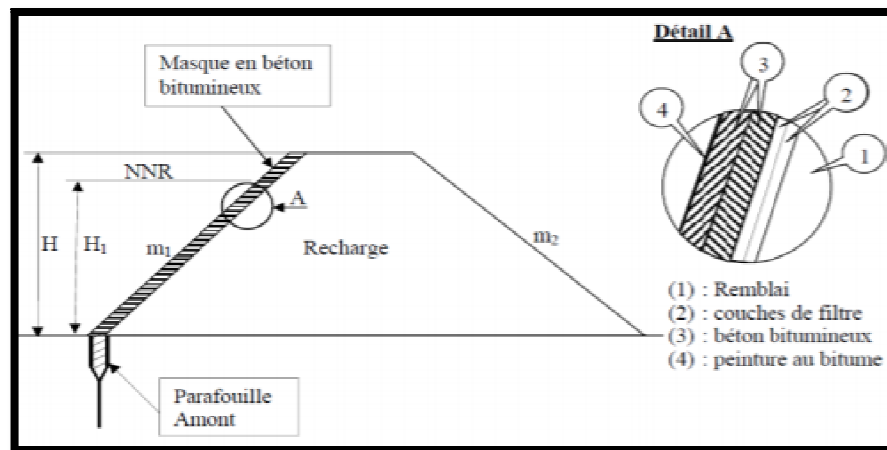


Figure I-8: Masque amont en béton bitumineux

I-5 Etanchéité de la fondation de l'ouvrage

Lorsque les fondations de l'ouvrage sont imperméables, on réalise un ancrage du dispositif d'étanchéité pour empêcher les infiltrations suivant la ligne de contact entre barrage et fondation, cela va nous permettre d'assurer la liaison entre le barrage et sa fondation.

Dans le cas où les fondations sont perméables, leur traitement est indispensable pour les rendre étanches. Ce dernier est en fonction de la nature des matériaux, leurs constituants et leurs profondeurs.

1. Clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est une tranchée remplie de matériaux qui assurent l'étanchéité du massif. Elle doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable (figure I-9).

Cette solution est adoptée dans le cas où l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.

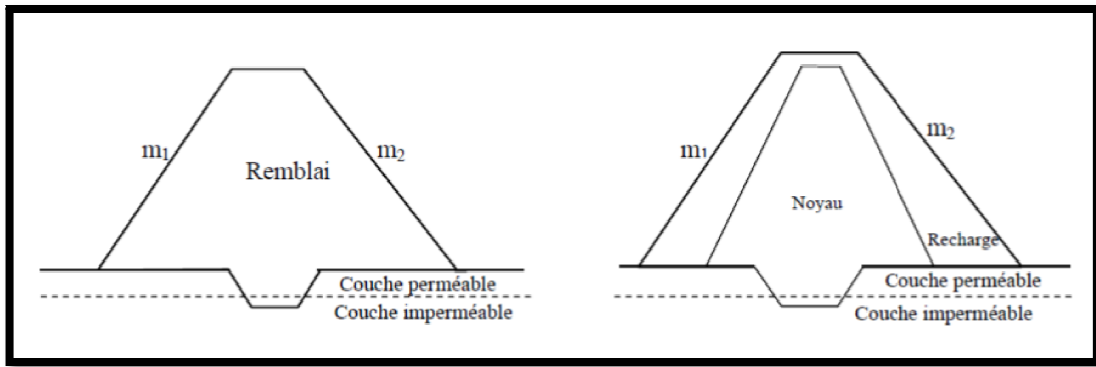


Figure I-9: Clé d'étanchéité

2. Paroi moulée

On appelle paroi moulée un écran vertical construit à partir de la surface des fondations par excavation sans blindage et rechargé de coulis auto-durcissable de bentonite avec ciment ou en béton plastique.

Cette technique peut entraîner des désordres s'il se produit des déplacements importants comme le poinçonnement inverse de remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation.

3. Traitement des fondations par injection

Dans le cas d'une fondation perméable jusqu'à une profondeur importante, les injections sont utilisables. L'injection consiste à faire pénétrer dans un milieu plus au moins perméable un matériau pompable appelé coulis d'injections (figure I-10). L'injection se fait généralement par des forages réalisés dans un milieu à traiter.

Cette technique a pour but le plus souvent d'améliorer la résistance mécanique et de réduire la perméabilité.

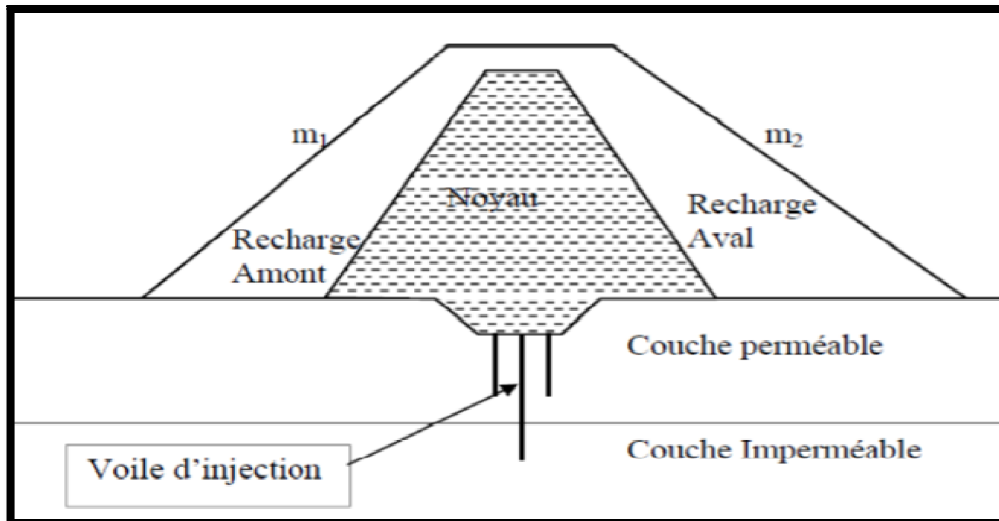


Figure I-10: Voile d'injection

I-6 Disposition de drainage dans les barrages en remblais

Dans le but de limiter les débits d'infiltration et leurs effets néfastes, on prévoit à l'intérieur du massif du barrage et éventuellement dans les fondations de celui-ci, un dispositif drainant, qui interceptera les eaux d'infiltration. Ce dispositif est généralement composé de drains et filtres.

I-6-1 Drains

Le drain est un organe qui évacue les eaux provenant d'une filtration à travers un massif. Il est généralement constitué de gravier et d'enrochement avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions.

La présence de drain dans les barrages en remblais est indispensable pour leur stabilité. Le drain est parfois remplacé par des tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé.

1. Rôle des drains

Les drains dans les barrages en remblais ont une multitude de fonctions très importantes.

- La présence de drains sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage ;
- Il permet d'activer la consolidation du remblai ;
- Abaisser la ligne phréatique et éviter les résurgences sur le talus aval ;
- Abaisser la ligne phréatique, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé ;
- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.

2. *Différents types de drainages*

On rencontre plusieurs types de drains qui diffèrent les uns des autres par leurs normes constructives, leur emplacement dans le barrage et le rôle pour lequel ils ont été prévus.

- **Drains cheminés (vertical)**

Ces drains sont disposés quasi verticalement à l'aval du noyau ; leur épaisseur est souvent de l'ordre de 3m pour des raisons constructives. Ils sont constitués d'un rideau d'une largeur minimal de 1m en matériau grossier dont la granularité est choisie de manière à ce que les conditions de filtre soient réalisées.



Figure I-11: Drain vertical recreusé dans le remblai

- **Drain Tapis**

Le tapis drainant aval couvre la moitié aval de la fondation à partir du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval, son épaisseur minimale est de 50cm. Lorsque la fondation n'est pas complètement imperméable, le drain doit intercepter également les infiltrations à travers la fondation, il doit être protégé contre l'entraînement des éléments fins de la fondation par un filtre inversé.

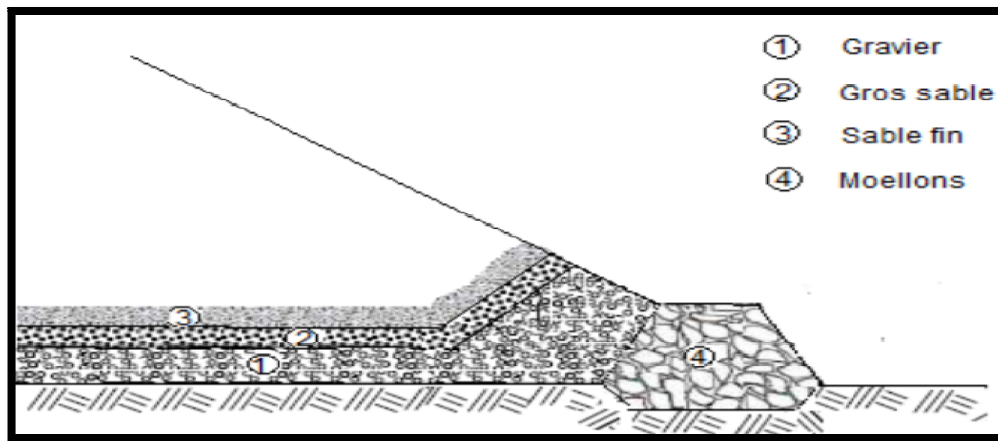


Figure I-12: disposition de drains et filtres (fondation imperméable)

- **Drain prisme**

Il est prévu lorsqu'il y a une présence d'eau à l'aval du barrage avec une variation du niveau, mais il nécessite pour sa construction un volume d'enrochement important ce qui rend son choix fonction de la disponibilité des enrochements en quantité suffisante et qualité acceptable dans des zones situées à proximité du site de l'ouvrage.

I-6-2 Filtres

Le filtre est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau. Il est constitué de couches successives de matériaux perméables de granulométrie de plus en plus fines assurant la transmission entre le drain et les éléments fins des terres drainées. Dans un filtre chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

1. Rôle des filtres

Les filtres jouent un rôle très important dans le fonctionnement d'un barrage en remblai particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres. Parmi leurs rôles on peut citer :

- Entreposés entre deux couches à granulométrie différentes, ils évitent que les grains fins de la première couche ne soient entraînés par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de gros diamètres.
- Entreposés de part et d'autre d'un noyau d'étanchéité ou sous un écran d'étanchéité, Ils jouent le rôle de couches drainantes en évacuant les eaux d'infiltration vers l'aval du barrage.

2. Composition des filtres

Il est constitué de couches successives de matériaux perméables de granulométrie de plus en plus fines. Ces dernières années, les filtres granulaires sont de plus en plus remplacés par des géotextiles qui sont des produits industriels très économiques et faciles à mettre en œuvre.

Les filtres, pour être efficaces, ne doivent pas se colmater ni se dégrader par entrainement de leurs propres grains, ils doivent jouer le rôle pour lequel ils sont prévus.

I-7 Utilisation du géotextile comme filtre et drain

Les géotextiles sont des nappes de fibres souples, résistantes et perméables. Il existe plusieurs produits, chacun d'entre eux pouvant assurer une ou plusieurs fonction (filtre, drain, protection contre le poinçonnement...). Des applications ont été mentionnées précédemment.

Dans un barrage, les géotextiles sont les plus souvent utilisés pour participer à l'évacuation des eaux de percolation en intervenant des géotextiles comme filtre de protection d'un matériau granulaire drainant. Toutefois, la mise en place d'un géotextile pour protéger un drain cheminé n'est pas aisée. Dans ce cas, une solution alternative consiste à construire le remblai en deux étapes, afin de mettre en place le géotextile entourant le drain sur un parement incliné stable à court terme.



Figure I-13:Géotextile anti-contaminant sous un drain horizontal en gravier.

I-8 Conclusion

Au terme de ce chapitre consacré aux différents types de barrages en remblais, les barrages en terre sont les seuls qui conviennent à une fondation non rocheuse. Ils présentent l'avantage de pouvoir être adaptés à peu près à n'importe quelle fondation, et de pouvoir être réalisés avec une très grande variété de sols.

L'inconvénient majeur des barrages en terre est les infiltrations à travers leurs massifs.

Donc la partie la plus délicate des barrages en terre et en enrochement est l'organe d'étanchéité. Le choix des organes d'étanchéité est l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction.

Chapitre II.

***Recherche Bibliographique sur la pathologie des
Barrages En Remblais***

II-1 Introduction

Les digues en remblai peuvent être affectées par un ensemble de désordres; perte d'étanchéité, glissement, érosion, qui influence sur leur performance. La performance est définie comme étant l'aptitude d'un composant à remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu. Les performances d'un système de génie civil sont amenées à évoluer durant son exploitation le long de sa vie : les fonctions initialement prévues lors de la construction peuvent être modifiées volontairement par l'exploitant ou encore accidentellement par des événements extérieurs naturels et des dégradations pouvant perturber ses fonctions initiales.

Les digues subissent parfois des ruptures s'expliquant par de multiples facteurs (phénomènes géologiques, physiques ...). Cela a des conséquences parfois catastrophiques non-seulement au niveau environnemental mais aussi sur les populations habitants près du barrage. Il est donc important de prévenir au maximum le risque de rupture et pour cela il est important de comprendre ce qui entraîne ces ruptures.

Dans ce chapitre, nous allons faire un rappel d'un certain nombre de mécanismes de rupture des ouvrages en remblai, les causes et les phénomènes intervenus modifiant ou aggravant la rupture des barrages, quelques ruptures graves des barrages en remblai seront citées.

II-2 Rupture des barrages en remblai

Une rupture de barrage est définie comme étant une destruction ou un mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau.

La probabilité de rupture d'un barrage est très faible. Les mesures adaptées lors de la conception et de la construction de l'ouvrage permettent de réduire encore ce risque.

II-2-1 Causes de rupture des barrages en remblai

Les ruptures de barrages sont des événements très rares, elles peuvent être de différents ordres :

➤ Problèmes techniques

Les problèmes 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.

➤ **Des causes humaines**

Les causes humaines peuvent être à l'origine d'accidents : insuffisances des études préalables et de contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et entretien, malveillances.

➤ **Des causes naturelles**

Les causes naturelles peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il peut s'agir : de séisme, crues exceptionnelles, glissement de terrains (soit de l'ouvrage lui-même, soit des terrains entourant la retenue et provoquant un déversement sur le barrage).

II-2-2 Mécanismes de rupture des barrages en remblais

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voir nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

Il existe plusieurs mode de rupture des barrages en remblai tel que :

II-2-2-1 Rupture de digue par Glissement

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. Ce cas de rupture est peu fréquent dans les barrages. Cela est dû au fait que les pentes du barrage se sont formées à un état d'équilibre naturel.

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement quasi circulaire dans le corps du remblai aux pentes des talus trop raides (Figure II-1)

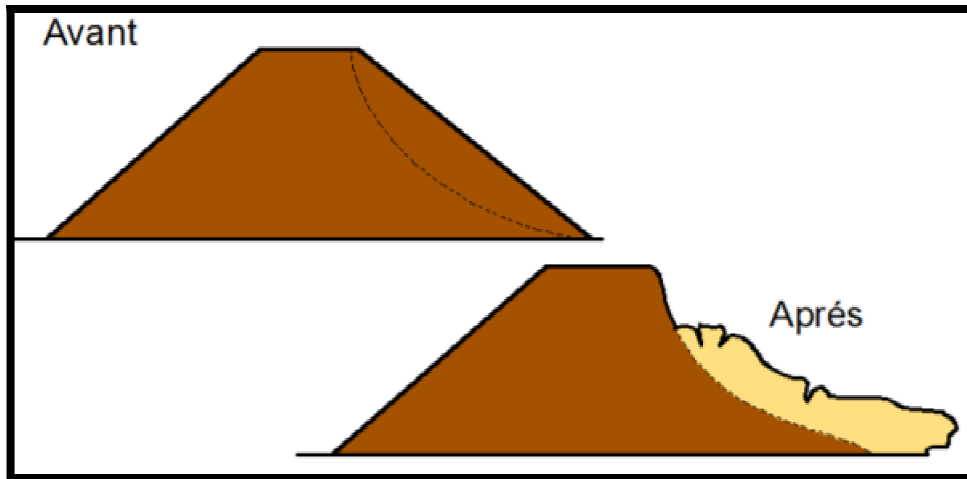


Figure II- 1 : le glissement circulaire d'un talus.

Les glissements du talus sont généralement dus soit à des modifications dans les moments résistant, soit dans les moments moteurs. La rupture aura lieu lorsque les moments moteurs sont supérieurs aux moments résistants.

- **Causes de diminution des moments résistant** : La diminution des moments résistants peuvent être dû à une augmentation de la pression interstitielle, liquéfaction des sols, gonflement des sols et annulation de la succion, rupture progressive (fluage).
- **Causes d'augmentation des moments moteurs** : Plusieurs facteurs peuvent augmenter les moments moteurs tel que : l'augmentation de la hauteur d'une pente, augmentation de la pression d'eau dans les fissures de traction, augmentation du poids volumique par saturation, séisme ou charges dynamique.

1. Mécanismes de glissement

On distingue deux mécanismes de glissement :

a) *Glissement du talus aval en période de crue* :

En période de crue, les digues sont soumises à des sollicitations hydrauliques qui induisent des infiltrations d'eau dans le corps du barrage et en fondation.

L'augmentation des contraintes de cisaillement dans le talus aval liée à une augmentation de niveau piézométrique dans le corps de digue où une perte de résistance au cisaillement va provoquer un glissement au niveau du talus aval(Figure II-2) .

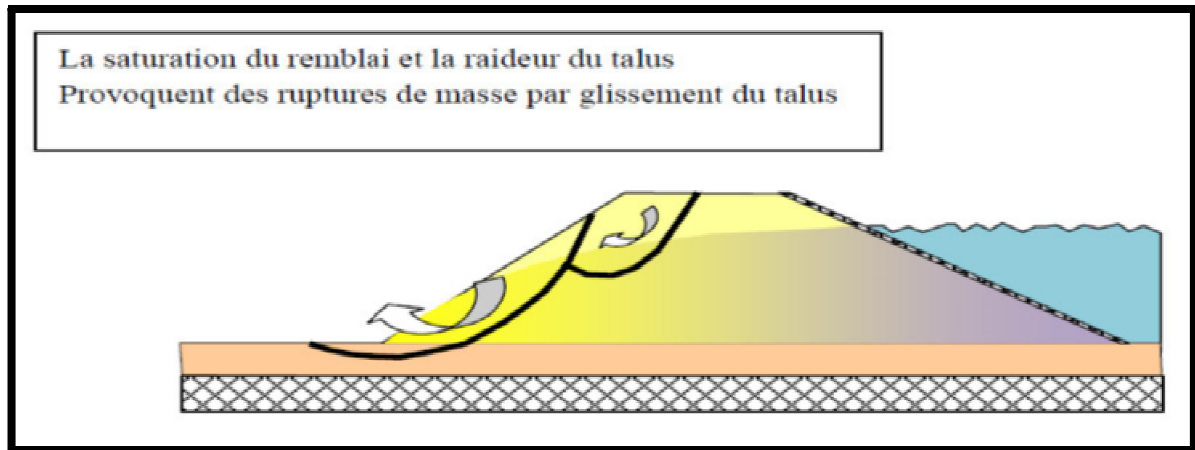


Figure II-2 : Mécanisme de glissement côté aval en situation de crue

Les glissements successifs côté aval peuvent conduire à la formation d'une brèche dans le corps de digue.

b) Le glissement du talus côté amont en période de décrue :

Le phénomène de décrue rapide, suite à une sollicitation hydraulique peut conduire à un niveau piézométrique élevé au sein de barrage et à une instabilité du talus amont. Des glissements de talus amont peuvent être possible qui peuvent provoquer même la rupture du corps de digue.

Ce mécanisme de rupture concerne particulièrement les digues à proximité de déversoirs équipés de remblai fusibles (remblai destiné à se rompre lorsque la hauteur d'eau l'atteint). Il est donc important de disposer des drains même du côté amont afin de faciliter l'évacuation de l'eau et ainsi réduire les pressions interstitielles et le phénomène de renards.

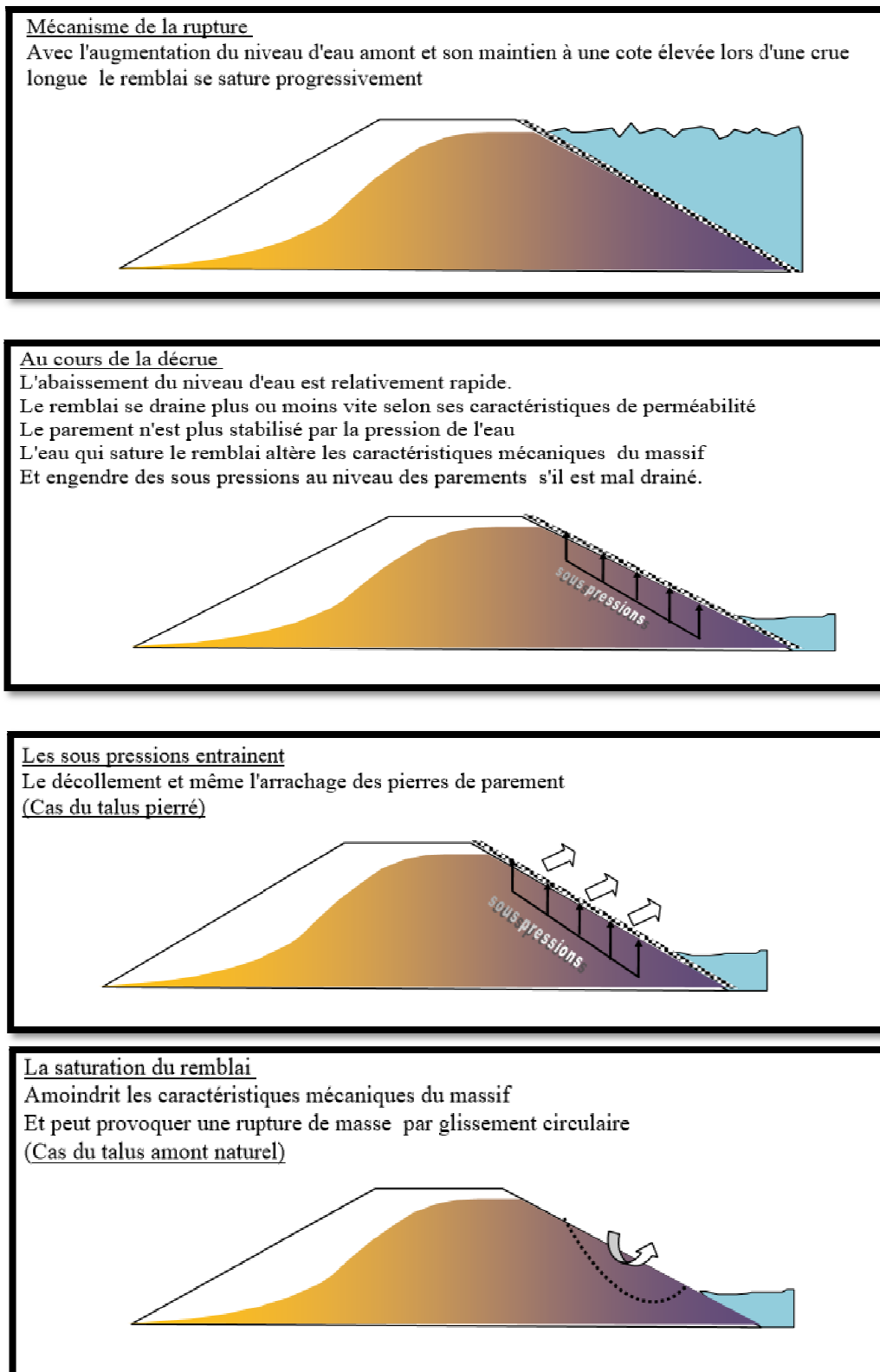


Figure II-3: le mécanisme de glissement côté fleuve lors de la décrue

2. Conséquences de glissement des talus

Les conséquences d'un tel phénomène sont toujours fâcheuses et parfois dramatiques :

- ❖ Le glissement peut entraîner la vidange accidentelle de la retenue si un cercle émanant du talus à un niveau inférieur à celui de la côte du plan d'eau ou si un renard se développe après un glissement.
- ❖ Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau ;
- ❖ Déformation ou rupture de dispositifs internes de drainages ;
- ❖ Réduction à caractère plus ou moins local de la largeur du remblai qui est susceptible d'affecter le comportement hydraulique ultérieur de l'ouvrage ;
- ❖ Un glissement mineur peut engendrer, à terme, d'autres glissements aux conséquences plus graves.

II-2-2 Rupture de digues par érosion interne

L'érosion interne constitue la première source d'incidents sur les ouvrages hydrauliques en remblai. Les ruptures par érosion interne ont représenté un peu plus de la moitié des ruptures des barrages en remblai entre 1950 et 1986, en excluant les ruptures pendant la construction.

L'érosion interne est définie comme la migration de grains initiés par les forces érosives de l'eau le long de fissures dans les matériaux cohésifs ou dans le volume des vides d'un sol pulvérulent entraînant une instabilité interne de l'ouvrage.

L'érosion interne se produit lorsque les quatre conditions suivantes sont réunies :

- ❖ Il doit y avoir un chemin d'infiltration et une source d'eau ;
- ❖ Il doit avoir des matériaux érodables dans le chemin d'infiltration et ces matériaux doivent être transportés par le flux d'infiltration ;
- ❖ Il doit y avoir une sortie non protégée, à partir de laquelle les matériaux érodés peuvent sortir ;
- ❖ Les grains du sol doivent être capables de former et soutenir le chemin d'infiltration.

Le mode de rupture par érosion interne peut toucher aussi bien la fondation que le remblai, y compris le noyau étanche. Il peut également se propager du remblai vers la fondation.

1. Mécanisme d'érosion interne

L'érosion interne est provoquée par l'existence de fuites non contrôlées par le système de drainage et qui entraînent vers l'aval des particules constitutives du remblai ou de la fondation à la suite de leur arrachement. Il existe plusieurs phénomènes d'arrachement qui agissent directement sur le déclenchement de l'érosion, tel que :

- **La dissolution** : disparition d'une partie des constituants des particules, sous une action chimique ou thermique ;
- **La boullance** : état d'un volume de sol dans lequel les grains flottent, entourés d'une phase liquide continue. En effet, lorsque la pression de l'eau sur le sol est suffisante pour compenser le poids déjaugé des particules, la contrainte effective entre grains s'annule, et les particules de sol flottent dans une phase liquide continue.
- **L'érosion régressive** : arrachement des particules, une à une, à la surface d'un matériau sous l'effet de la poussée de l'écoulement percolant à travers le matériau. Ceci déstabilise la structure du sol et augmente le gradient hydraulique localement, ce qui provoque une augmentation de la vitesse d'écoulement, donc une amplification du phénomène d'érosion.

Les phénomènes d'arrachement des particules que nous venons de citer ne peuvent pas provoquer l'érosion interne du barrage s'ils n'étaient pas accompagnés de phénomènes de transport (Figure II-4).

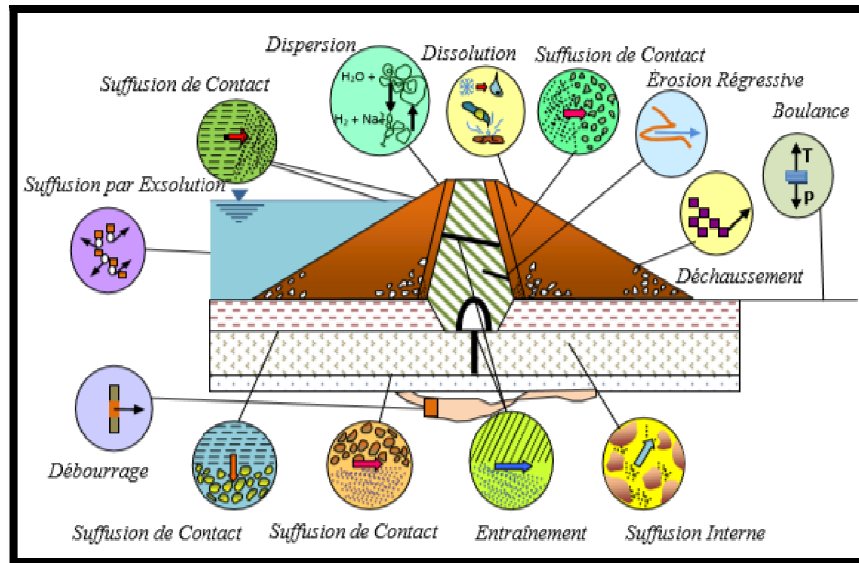


Figure II-4: Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne.

On distingue deux phénomènes de transport :

- **La suffusion** : La suffusion implique l'érosion sélective de particules fines dans la matrice de particules grossières. Les particules fines sont arrachées des espaces entre les particules grossières par le flux et laissent un squelette de sol formé de particules grossières. Ceci entraîne peu ou pas de changement dans le volume de la masse de sol mais une augmentation de la perméabilité et des vitesses de l'eau.
- **Le renard hydraulique** : La circulation d'eau d'infiltration au sein d'un barrage et de ses fondations peut mettre en danger la stabilité de l'ouvrage en amorçant un phénomène de renard, dont le processus est le suivant : le sol n'est plus stable dès que le gradient hydraulique dépasse la valeur critique de rapport du poids volumique immergé du terrain au poids volumique de l'eau. Les grains en surface sont alors entraînés à leur tour. Il se forme ainsi un petit tunnel où la circulation d'eau est aisée. Le gradient hydraulique augmente et le phénomène a tendance à s'amplifier jusqu'à ce qu'on débouche dans la retenue amont. A ce moment, il se forme une fuite brutale importante causant un grave accident pouvant même provoquer la ruine complète de l'ouvrage.

2. Les phases de l'érosion interne :

La description rationnelle du processus d'érosion interne repose sur la distinction de quatre phases ordonnées de l'évolution :

a. L'initiation de l'érosion :

Cette phase se manifeste quand un phénomène de détachement de particules apparaît, ce phénomène peut à son tour être soutenu lorsqu'il existe au sein du barrage, par :

- Un phénomène de la suffusion : définie comme étant une érosion sélective de particules fines depuis une matrice de particules grossières ;
- Un détachement des particules du sol en présence d'infiltration dans une surface libre non protégée par des filtres ;
- Une concentration de fuite dans les fissures préexistantes ou causés par dessiccation ;

b. La continuité de l'érosion :

Cette phase dépend de la présence dans le barrage de filtre et de drain. Ce qui n'est pas souvent le cas dans les vieux barrages, la présence de filtres et de ces drains permet de retenir les particules déplacées pendant la décharge dans la fondation ou le remblai sans toutefois favoriser l'accumulation d'un excès de pression dans les pores. C'est un rôle qui est aussi accompli grâce au processus d'auto filtration du barrage. Toutefois, leur absence contribuerait à la progression de l'érosion dans la digue.

c. La progression de l'érosion :

Cette étape est définie par une évolution graduelle vers le coté amont du barrage du détachement des particules qui sont transportées par le flux d'infiltration. Elle favorise la formation et le maintien des renards, l'augmentation du suintement et de la pression des pores dans la partie aval du barrage.

d. Le développement de brèches :

La formation d'une brèche est la phase finale du mécanisme d'érosion interne. Elle peut provenir de quatre phénomènes : agrandissement du conduit (renard hydraulique), instabilité de la pente aval (instabilité générale), instabilité locale ou glissement de peau, ou surverse du fait du tassement de la crête.

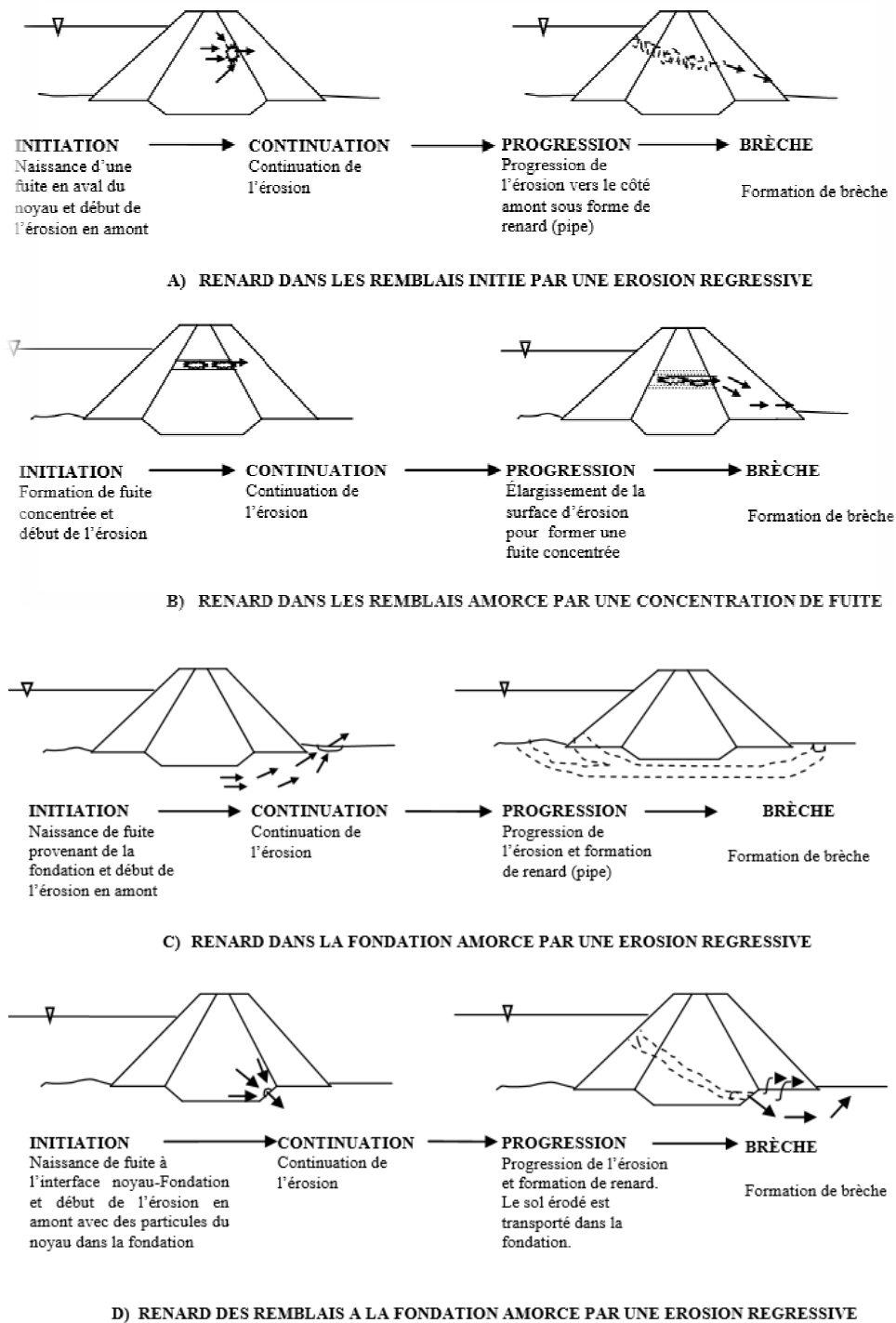


Figure II-5 : Exemple de Processus d'érosion interne dans un barrage.

II-2-2-3 Rupture de digues par surverse

C'est un mécanisme de rupture par submersion, s'il n'y a pas d'infiltration d'eau dans le barrage ou sous l'effet de forte pluies, le barrage se remplit jusqu'au déversement. Il y a alors apparition d'un écoulement, sur le parement aval de la masse éboulée. L'écoulement emporte progressivement les matériaux constituant le barrage pour aboutir par érosion

régressive à la formation d'une brèche. Une fois la brèche formée, la rupture du barrage et la vidange de la retenue peuvent alors être très rapides.

La brèche due à la surverse se forme localement au point le plus bas ou le plus faible de la crête du barrage, puis se développe jusqu'au point bas du barrage, avant de s'élargir jusqu'à une situation d'équilibre (qui n'atteint pas la largeur totale du barrage).

Il est rare que la brèche descende jusqu'au niveau d'origine du cours d'eau car la présence de matériaux grossiers au sein de l'éboulement limite l'incision.

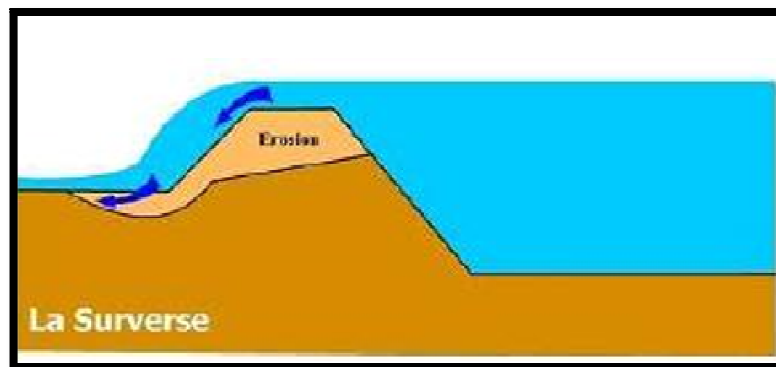


Figure II-6: Rupture par surverse

II-2-2-4 Rupture de digues par liquéfaction

La liquéfaction est un phénomène important qui peut se produire sous sollicitation sismique. Elle est liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. Ce phénomène est défini comme la perte de la résistance des sols, il peut avoir des conséquences désastreuses suite aux ruptures spectaculaires et coûteuses en termes de vies humaines et de dégâts matériels.

Le phénomène de liquéfaction est connu sous le nom de :

- **La liquéfaction statique** : est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif de sol. C'est un phénomène d'instabilité caractéristique de matériaux granulaires, tels que les sables lâches et saturés, cette tendance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives.
- **La liquéfaction cyclique** : caractérise les sables lâches et très lâches contractants, c'est un mécanisme similaire à celui observé sous chargement monotone et se définit par une

augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge (tremblement de terre) sans augmentation considérable des déformations. Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grande déformation.

Lorsque le barrage en remblai est saturé (habituellement du côté amont, il peut liquéfier une fois soumis à la vibration dépassant une certaine limite. La rupture du barrage par liquéfaction est habituellement liée à la déformation volumétrique dans le sol.

II-2-2-5 : Rupture de digues par Tassement

Tout type de barrage se tasse. Dans le cas des barrages en remblai, on a deux types de tassement le tassement du corps de la digue et le tassement de la fondation, on peu négliger le premier pour les petites barrages de hauteur moins de 20 à 30 m et où la digue est bien compactée, le deuxième varie en fonction de la nature de terrain d'assise des fondations.

1. Tassement du remblai

Le remblai, même après compactage peut subir des tassements surtout dans le cas d'une argile(Le remblai après compactage reste un matériau compressible).Les couches de base du remblai sont en effet soumises au poids des couches supérieures et sont d'autant plus sujettes au tassement que la hauteur de l'ouvrage est importante.

Généralement, on considère que le tassement après construction d'un remblai correctement compacté est de l'ordre de 1% de sa hauteur, le tassement est presque nul pour les barrages en remblai de moins de 10 à 15 m de hauteur.

2. Tassement de la fondation :

Un tassement significatif de la fondation, généralement peut :

- Réduire la crête de l'ouvrage, en se cumulant, par exemple, avec un tassement du remblai.
- Détruire ou endommages des conduites et des dispositifs de drainage situé à la base du remblai (casseurs ou déboitement des canalisations, apparition de contre pentes,...).

Ainsi, les couches reconnues comme très compressible à l'étude préalable (terre végétale, tourbe...) sont à décaper lors des travaux préparatoires afin de réduire la valeur de

tassement potentiel. Dans le cas où l'enlèvement complet de ces couches n'est pas économiquement possible, des dispositions constructives particulières doivent être prévues dans le projet.

II-3 Quelques ruptures graves des barrages

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 sont répertoriés dans le tableau ci-après :

Tableau II-1: Les accidents les plus graves

Barrage	pays	Date de rupture	Hauteur de barrage (m)	Volume de la retenu (hm ³)	Nombre de victimes
Barrage en remblai : rupture durant la construction					
Dale dyke	Grande	1864	29	3.2	230
Barrage en remblai ; rupture lors de la première mise en eau					
Iruhaike	Japon	1868	28	18	1200
Mill River	Etats-Unis	1874	13	Inconnu	140
South Fork	Etats-Unis	1889	21	18	2200
Walnut Grove	Etats-Unis	1890	33	11	129
Hyogiri	Corée du Sud	1961	15	0.2	139

II-3-1 Rupture du barrage en remblai de Teton (USA)

Le barrage en remblai de Teton d'une hauteur de 91,5 m, est du type de barrage en terre avec un noyau argileux imperméable. Sa rupture a eu lieu le 5 Juin 1976 durant son premier remplissage.

Le 3 juin, plusieurs petites infiltrations ont été observées dans le mur de rive nord. Le lendemain l'humidité a été notée dans la rive droite et les petits ressorts commençaient à apparaître. Le 5 juin, les venues d'eau d'un débit initial de 0.5 à 0.8 m³/s se sont développées sur la face aval du barrage à environ 40 m sous le couronnement. L'eau, d'un débit de 0.05 m³/s, sortait en rive droite d'un point proche du contact du barrage avec son appui. Puis de l'eau sale aussi été vue sortante du talus à proximité du pied du barrage avec un débit 0.7 m³/s. Dans la partie supérieure le débit augmenta continuellement. Plus tard un large trou se forma et érôda le barrage, enfin une brèche apparut au niveau du couronnement. Le barrage se rompit alors complètement.



Figure II-7 : Vue sur le barrage de Teton (USA) avant et après rupture

➤ **Causes de rupture :**

- Les roches volcaniques de site sont fortement perméables et modérément intensément à joint ;
- La présence des sols argileux légèrement plastique et fortement érodables ;
- L'infiltration par le contact direct pourrait être produit, où l'eau était en contact avec les joints ouverts ;
- La cause fondamentale de la rupture peut être considérée comme une combinaison des facteurs géologique et des décisions de conception.

II-3-2 Rupture du barrage aval en remblai de San Fernando (Van Norman) USA

Le 9 février 1971, un violent séisme de magnitude 6,6 issu d'une faille de 20 Km ébranla la vallée de San Fernando, dans laquelle étaient construits les barrages en remblai amont et aval de San Fernando. Le barrage amont présenta des signes de fissuration et de déformations irréversibles, tandis que la recharge amont du barrage avale glisse de 46 m dans la retenue. Les reconnaissances montrèrent que la liquéfaction d'une partie inférieure de la recharge amont était responsable du glissement. Le déplacement maximal du pied amont fut de 61 m. La reconstitution de l'accélérogramme établit l'accélération maximale entre 0.55 et 0.6 g et que le glissement se manifesta 20 à 30 s après l'arrêt des secousses. La recharge amont glissa pendant 40 s à la vitesse de 1.5 m/s : la retenue n'était pas pleine.

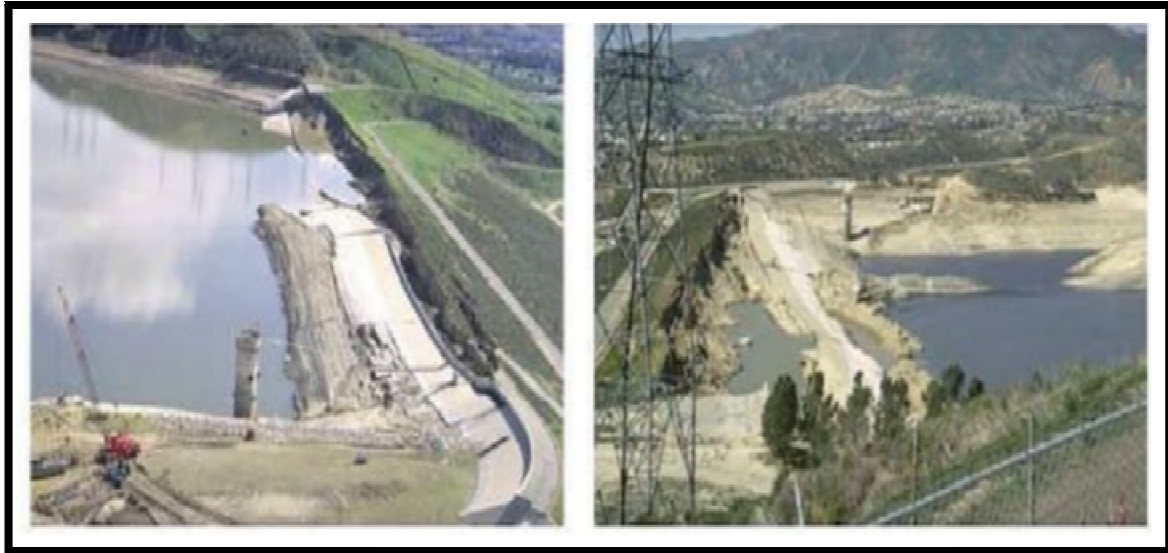


Figure II-8: Barrage de San Fernando

II-3-3 Rupture du barrage en remblai de Zeyzoun (Syrie)

Le barrage en remblai de Zeyzoun est d'une hauteur de 43 m et s'étendant sur une longueur de près de 5 Km, est de types mixte terre-enrochement avec noyau central.

La capacité de son réservoir est de 71 million de m³ et l'eau destinée à l'irrigation est amenée par pompage. Une brèche de 80 m s'est formée le 4 juin 2002 par submersion en raison d'une accumulation trop importante due aux apports qui n'avaient pas été interrompus. Le volume emmagasiné était de 82 million de m³ au moment de la rupture.



Figure II-9: Barrage de Zeyzoun après sa rupture

II-4 Conclusion

La sûreté des barrages est le résultat d'une démarche technique aussi exigeante que leur conception, leur construction ou leur exploitation, et on ne peut l'en dissocier.

Accroître cette sûreté est un objectif ambitieux puisque le nombre des barrages augmente et, par conséquent, le niveau des conséquences de leur rupture aussi.

Il est pourtant nécessaire de l'atteindre parce que des vies sont en jeu. En outre, on perçoit clairement le danger que constituent les barrages comme un facteur négatif s'ajoutant aux nuisances souvent invoquées : pertes d'habitats, ennoisement de terres productives, modification du cycle naturel des rivières, altération de la qualité des eaux, brouillard.

Chapitre III.

***Recherche Bibliographique sur le comportement
sismique des Barrages En Remblais***

III-1 Introduction

Les séismes, de par leurs natures sont des phénomènes complexes et dangereux. Au cours de ce dernier siècle, leurs nombres se sont amplifiés et leurs conséquences se sont avérées catastrophiques. Ainsi plusieurs pays se trouvent confrontés à ce problème et cherchent à améliorer la conception de leurs ouvrages pour faire face à ces séismes.

Les tremblements de terre présentent toujours des dangers pour les barrages que les ingénieurs doivent bien prendre en compte pendant l'analyse de la sécurité sismique de ces ouvrages. De nombreux chercheurs se sont particulièrement penchés sur l'étude de comportement dynamique des barrages en remblai parce que plus de trois-quarts des barrages du monde sont en remblai.

L'analyse dynamique des barrages en remblais est en pratique synonyme de l'analyse de leur comportement sismique. D'importants progrès, impliquant à la fois une meilleure évaluation du risque sismique, et une détermination expérimentale des propriétés dynamiques des matériaux de l'ouvrage et de sa fondation, ont été réalisés dans le domaine des études sismiques des barrages en remblai.

Dans ce chapitre, nous allons passer en revue les notions essentielles des tremblements de terre, les caractéristiques principales d'un séisme, la propagation des ondes sismiques et le risque sismique en Algérie, ainsi que l'alea et les risques sismiques des barrages en remblai, une importance particulière sera accordée aux méthodes d'évaluation de stabilité sismique des ouvrages en remblai.

III-2 Généralités sur les Séismes

Un séisme provient du cisaillement brutal d'une faille en profondeur. Ce déplacement est provoqué par la libération d'une grande accumulation d'énergie, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Il se traduit en surface par des mouvements brusques du sol qui peuvent présenter des amplitudes de plusieurs décimètres, de fortes accélérations et des durées variant de quelques secondes à quelques minutes.

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissantes d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des

sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe (qui produit des sismogrammes).

III-2-1 Origines d'un séisme

Un tremblement de terre est une secousse plus ou moins violente du sol qui peut avoir quatre origines : rupture d'une faille ou d'un segment de faille (séismes tectoniques) ; intrusion et dégazage d'un magma (séismes volcaniques) ; explosion, effondrement d'une cavité (séismes d'origine naturelle ou dus à l'activité humaine). En pratique on classe les séismes en quatre catégories selon les phénomènes qui les ont engendrés :

1. Séismes tectoniques

Les séismes tectoniques sont de loin les plus fréquents et dévastateurs. Une grande partie des séismes tectoniques a lieu aux limites des plaques, où se produit un glissement entre deux milieux rocheux. Une autre partie a lieu sur le long d'un plan de fragilité existant ou néoformé. Ce glissement, localisé sur une ou plusieurs failles est bloqué durant les périodes inter-sismiques (entre les séismes), et l'énergie s'accumule par la déformation élastique des roches. Cette énergie et le glissement sont brusquement relâchés lors des séismes.

2. Séismes d'origine volcanique

Les séismes d'origine volcanique résultent de l'accumulation de magma dans la chambre magmatique d'un volcan. Les sismographes enregistrent alors une multitude de microséismes dus à des ruptures dans les roches comprimées ou au dégazage du magma. La remontée progressive des hypocentres (liée à la remontée du magma) est un indice prouvant que le volcan est en phase de réveil et qu'une éruption est imminente.

3. Séismes d'origine artificielle

Les séismes d'origine artificielle ou séismes induits de faible à moyenne magnitude sont dus à certaines activités humaines telles que : pompes profonds, extraction minière, explosions souterraines ou nucléaires. Ils sont fréquents et bien documentés depuis les années 1960-1970.

4. Séismes d'origine polaire

Les glaciers et la couche de glace présentent une certaine élasticité, mais les avancées différenciées et périodiques (rythme saisonnier marqué) de coulées de glace provoquent des cassures dont les ondes élastiques génèrent des tremblements de terre, enregistrés par des

sismographes loin du pôle à travers le monde. Ces tremblements de terre glaciaires du Groenland sont caractérisés par une forte saisonnalité. Une étude publiée en 2006 a conclu que le nombre de ces séismes avait doublé de 2000 à 2005, tendance temporelle suggérant un lien avec une modification du cycle hydrologique et une réponse glaciaire à l'évolution des conditions climatiques. Si l'on considère qu'une part du réchauffement climatique est d'origine humaine, une part des causes de ces séismes pourrait être considérée comme induits par l'homme.

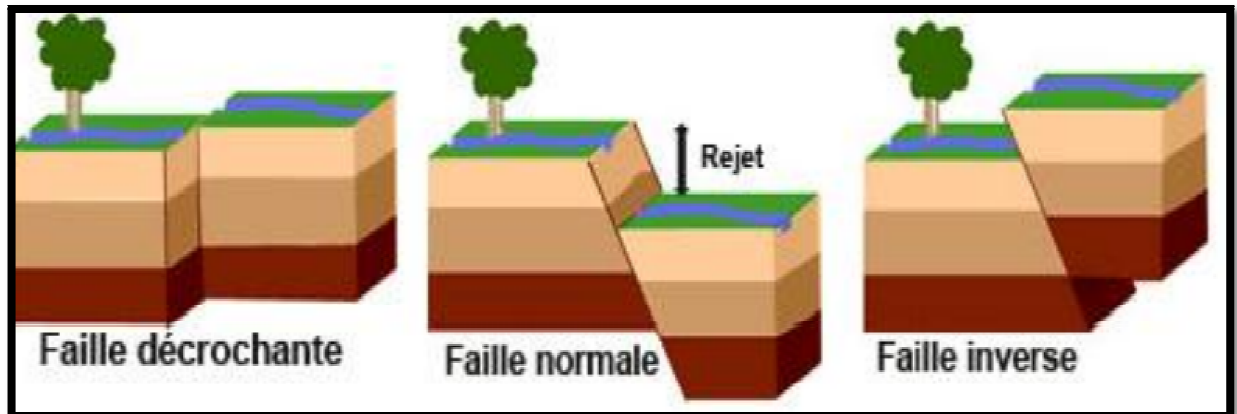


Figure III-1: Les trois grands types de failles.

III-2-2 Caractéristiques d'un séisme

Les caractéristiques principales d'un séisme sont :

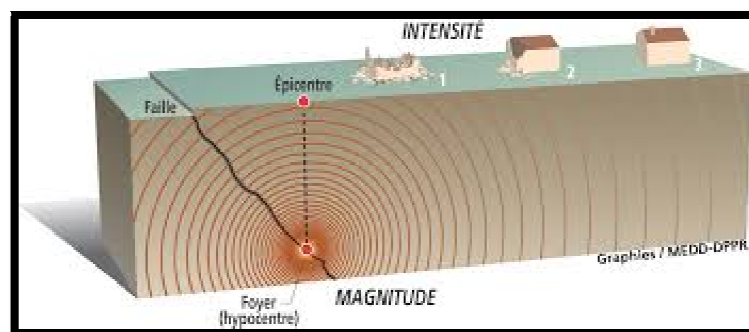


Figure III-2: Définition des caractéristiques d'un séisme.

- * **Le foyer** : on appelle foyer ou hypocentre le point intérieur du globe où se forme la rupture engendrant le séisme.
- * **L'épicentre** : c'est le lieu de la surface terrestre situé exactement à la verticale du foyer, où l'intensité du séisme est plus importante.
- * **La magnitude** :

La magnitude est une notion instaurée en 1935 par le sismologue Charles Francis Richter. Elle représente la quantité d'énergie libérée par le séisme. Plus le séisme libère de l'énergie plus la magnitude sera élevée. Elle est calculée à partir de l'amplitude maximale des ondes sismiques enregistrée sur le sismogramme en tenant compte de la distance à l'hypocentre ou encore la fréquence du signal. La magnitude n'est pas une échelle mais une fonction logarithmique. Il n'y a lieu de s'attendre qu'à partir de la magnitude 5 à des effets dommageables apparaissant directement dans la région épacentrale. En résumé, on peut dire que la magnitude est toujours une valeur fixe se référant à l'énergie des ondes sismiques rayonnée par le foyer et n'ayant pas de rapport univoque avec le sinistre, car pour ce dernier c'est aussi la distance des objets potentiellement touchés qui joue un rôle déterminant.

Plusieurs valeurs peuvent être ainsi calculées (Magnitude locale M_L , de durée M_D , des ondes de surfaces M_S , des ondes de volumes M_B). Mais ces différentes valeurs ne sont pas très fiables dans le cas des très grands tremblements de terre. Les sismologues lui préfèrent la magnitude de moment (notée M_W) qui est directement reliée à l'énergie libérée lors du séisme. Des lois d'échelle relient cette magnitude de moment aux paramètres géométriques du séisme (surface rompue et quantité de glissement sur la faille).

Tableau III-1 : Les échelles de la magnitude.

Magnitude Locale M_L	On l'utilise pour des séismes proches dits séismes locaux, Elle est définie à partir de l'amplitude maximale des ondes P. Elle est toujours moyennée sur plusieurs stations en tenant compte des corrections locales.
Magnitude de Durée M_D	On l'utilise également pour des séismes proches mais elle est définie à partir de la durée du signal.
Magnitude des ondes de surface M_S	Elle est utilisée pour les séismes lointains, dits télé séismes, dont la profondeur est inférieure à 80 km. Elle se calcule à partir de l'amplitude des ondes de surface.
Magnitude des ondes de volume M_B	Cette magnitude est définie pour toutes les télé séismes et en particulier pour les séismes profonds, car ceux-ci génèrent difficilement des ondes de surface. Elle est calculée à partir de l'amplitude de l'onde P qui arrive au début du sismogramme
Magnitude d'énergie ou de kanamori M_W	Elle est définie pour les très gros séismes .elle est calculée à partir d'un modèle physique de source sismique et est reliée au moment sismique

*** L'intensité :**

Elle caractérise le niveau de sévérité de la secousse au sol, elle se fonde sur l'observation des effets et des conséquences des séismes en un lieu donné : vibrations des fenêtres, nombre de personnes qui ressentent les secousses, ampleur des dégâtsetc. contrairement à la magnitude, cette évaluation ne nécessite aucunes mesures instrumentales. On pourra alors dire que cette évaluation se fait à l'échelle macroscopique.

L'intensité ne prend pas en compte seulement le séisme mais aussi l'environnement où l'intensité a été prise.

L'intensité la plus forte de séisme se trouve au niveau de l'épicentre. Les échelles d'intensité comportent des degrés notés en nombres romains de I à XII pour les échelles les plus connues (Mercalli, MSK ou EMS). Parmi les différentes échelles, on peut citer :

- ✚ l'échelle Rossi-Forel (aussi notée RF) ;
- ✚ l'échelle Medvedev-Sponheuer-Karnik (aussi notée MSK) ;
- ✚ l'échelle de Mercalli (notée MM dans sa version modifiée) ;
- ✚ l'échelle de Shindo de l'agence météorologique japonaise ;
- ✚ l'échelle macrosismique européenne (aussi notée EMS98).

Les relations entre magnitude et intensité sont complexes. L'intensité dépend du lieu d'observation des effets. Elle décroît généralement lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre en raison de l'atténuation introduite par le milieu géologique traversé par les ondes sismiques, mais d'éventuels effets de site (amplification locale par exemple) peuvent perturber cette loi moyenne de décroissance.

Tableau III-2 : Echelle d'intensité de Mercalli.

Intensité	Dégâts Matériels
Degré I	secousse imperceptible par l'homme, inscrite seulement par les sismographes.
Degré II	secousse ressentie par un petit nombre de personne, surtout par ceux situés aux étages supérieurs des maisons
Degré III	secousse faible ressentie par un certain nombre d'habitants, comme le serait l'ébranlement produit par une voiture lancée à grande vitesse; la direction et la durée de la secousse peuvent parfois être appréciées.
Degré IV	ébranlement constaté par quelques personnes en plein air, mais beaucoup à l'intérieur des maisons; vibration de vaisselle, craquement de planchers et des plafonds.
Degré V	ébranlement constaté par toute la population; réveil des dormeurs; ébranlement démeubles et de lits.
Degré VI	des personnes effrayées sortent des habitations; tintement général des sonnettes, arrêt des pendules, crépis fendillés, vaisselle brisée, cloches mises en branle, chute de plâtras.
Degré VII	maisons légèrement endommagées, lézardes dans les murs, chutes de cheminées isolées en mauvais état; écroulement de minarets, de mosquées ou d'églises mal construites.
Degré VIII	sérieux dommages, fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées, des clochers; renversement ou rotation des statues, des monuments funéraires; fissures dans les pentes raides ou dans les terrains humides; chutes de rochers en montagne.
Degré IX	de solides maisons en construction européenne sont sérieusement endommagées, un grand nombre, rendues inhabitables; d'autres s'écroulent plus ou moins complètement.
Degré X	la plupart des bâtiments en pierre et en charpente sont détruits avec leur fondations; fentes dans les murs en briques; rails de chemins de fer légèrement recourbés; dommages aux ponts; tuyaux de conduites brisés, fentes et plis ondulés dans les rues; éboulements; l'eau des rivières et des lacs est projetée sur le rivage
Degré XI	destruction totale des bâtiments en pierre, des ponts des digues; larges déchirures et crevasses dans le sol; grands éboulements de terrain
Degré XII	rien ne demeure plus des œuvres humaines; changement dans la topographie; formations de grandes failles, dislocations horizontales et cisaillement du sol; rivières détournées de leur cours.

III-2-3 les ondes sismiques

Les ondes sismiques ou ondes élastiques sont des mouvements vibratoires qui se propagent à travers un milieu matériel et peuvent le modifier irréversiblement si leur amplitude est suffisante. Elles sont générées par un événement initial, généralement un séisme, il y a deux types d'ondes. Les ondes de volumes qui se propagent à l'intérieur de la terre et les ondes de surface.

II-2-3-1 les ondes de volume

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre. Leur vitesse de propagation dépend du matériau traversé, elles augmentent avec la profondeur car le matériau traversé devient plus rigide en allant en profondeur, on distingue deux formes d'ondes de volume :

- **Les ondes primaires P** : appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde. C'est la plus rapide et elle est enregistrée en premier sur un sismogramme. Elle est responsable du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre. Elle voyage directement du foyer de tremblement de terre au lieu de mesure. C'est cette onde qui sonne l'alerte du tremblement de terre, mais ce n'est pas la plus dangereuse.

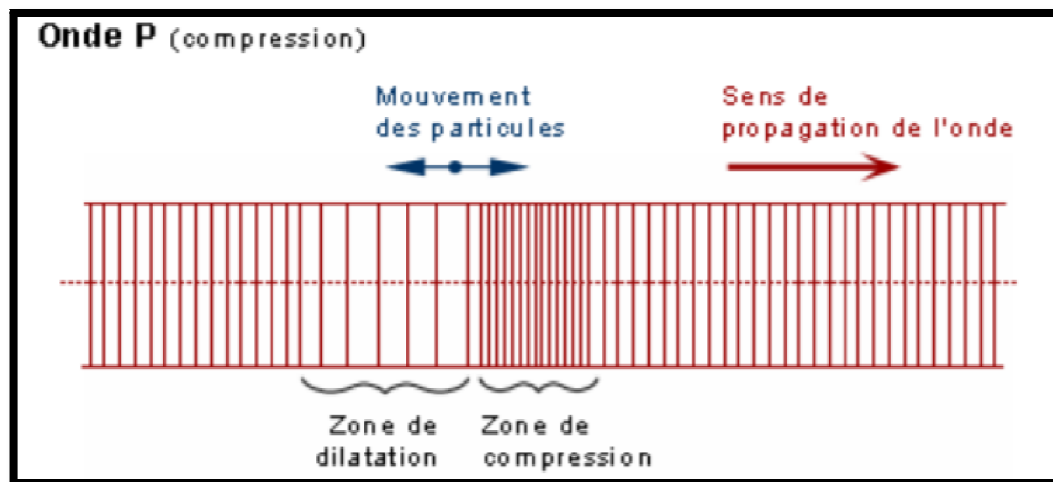


Figure III- 3: ondes de type P

- **Les ondes secondaires S** : appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales, elles se propagent dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5 km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume. C'est bien ce type d'ondes qui produit un mouvement horizontal dans les ouvrages.

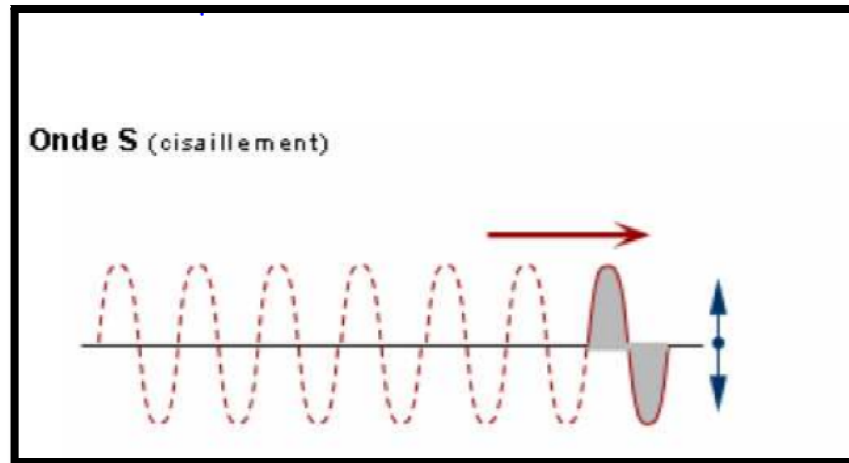


Figure III-4 : Ondes de type S

On peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol :

$$\lambda_1 = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad \text{Et} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Dans la théorie d'élasticité : $\mathbf{E} = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ et $\nu = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon}$

E: Module d'élasticité dynamique [N/m²] ;

G: Module de cisaillement dynamique [N/m²] ;

λ : Constante de Lamé ;

ν : Coefficient de Poisson ;

σ : Contrainte normale dans une direction ;

$\varepsilon_l, \varepsilon$: Déformations dans la même direction et dans la direction perpendiculaire.

Les vitesses des ondes sont données par les formules suivantes :

➤ Pour les ondes P : $\mathbf{Vp(m/s)} = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}}$

➤ Pour les ondes S : $\mathbf{Vs(m/s)} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$

Les ondes P se propagent toujours à plus grande vitesse que les ondes S ; ainsi, quand un tremblement de terre se produit, les ondes P sont les premières à se manifester et à être enregistrées.

II-2-3-2 Les ondes de surface

Les ondes de surface résultent de l'interaction des ondes de volume. Elles sont guidées par la surface de la terre. Elles se propagent moins vite que les ondes de volume ; leur amplitude en surface est généralement plus forte, mais décroît rapidement avec la distance à la surface qui les guide. Les ondes de surface les plus importantes sont les suivantes :

- **Ondes de Rayleigh** : sont assimilables à une vague, les vibrations sont elliptiques dans le plan vertical qui contient la direction de propagation. Elles se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi infini. Ces ondes sont découvertes par John W. Rayleigh en 1885.

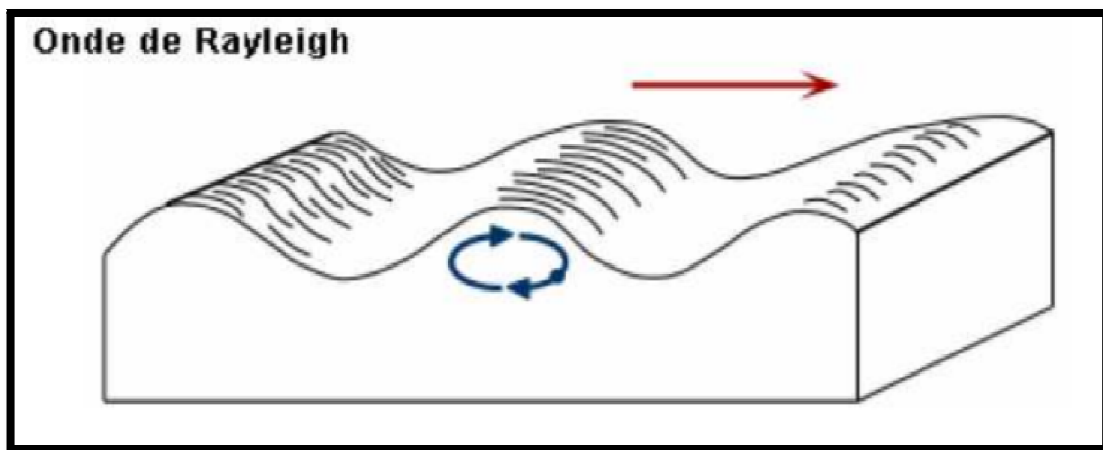


Figure III-5 : onde de Rayleigh

- **Ondes de love** : sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles se produisent quand le massif comporte dans sa partie superficielle une superposition de couches horizontales de caractéristiques différentes. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral, ces ondes sont découvertes par Augustus E. Love en 1911.

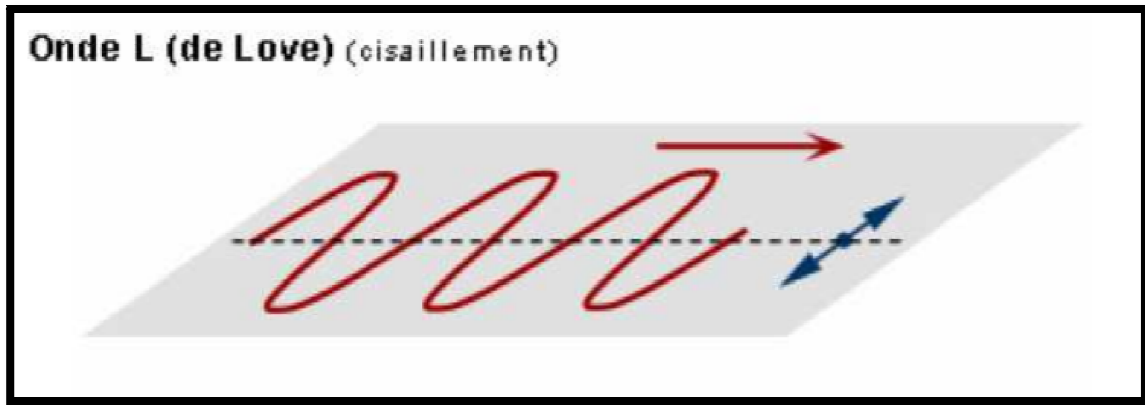


Figure III-6 : Onde de love

III-2-4 Classification des zones sismique en Algérie

D'après l'amélioration du règlement parasismique Algérien(RPA), le territoire algérien est divisé en quatre zones de sismicité croissantes, définies dans la carte des zones de séismicité ci-dessous qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ✓ Zone 0 : Sismicité négligeable.
- ✓ Zone I : Sismicité faible.
- ✓ Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne.
- ✓ Zone III : Sismicité élevée.

La figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. La classification sismique partage par endroit la wilaya entre deux zones sismiques différentes.

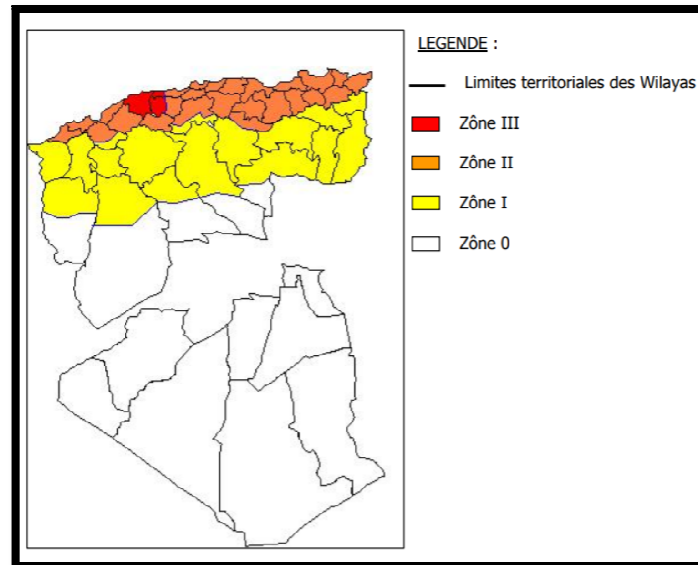


Figure III-7 : classification des zones sismique.

III-2-5 Séismes et risque sismique en Algérie

L'Algérie du Nord est frappée régulièrement par des séismes parfois importants mais souvent modérés à faibles. Les séismes modérés à fort génèrent bien souvent des catastrophes.

En octobre 1980, un grand séisme dévaste Al Asnam (Chlef actuellement), ce tremblement de terre fait 3000 morts, et détruit 80% de la ville de Chlef, et a causé des dégâts estimés à 10 milliards de dinars algériens. Ensuite, en mai 2003, un second terrible séisme fait plus de 2000 morts et plusieurs milliers de blessés et de sans-abri à Boumerdès. Ce séisme à lui fait 1400 victimes dans la wilaya de Boumerdès, et a causé des dégâts estimés à 5 milliards de dollars américains. Ces séismes ont permit de démontrer scientifiquement que de violents séismes pouvaient se produire en Algérie du Nord, que cette région subissait le rapprochement de la plaque européenne, qu'il faut renforcer la surveillance sismique du territoire, qu'il faut se munir de normes de construction parasismiques, qu'il faut à tout prix se doter d'un plan de réduction du risque.

Aujourd'hui, grâce au réseau de surveillance sismique nationale ainsi que tous les travaux scientifiques qui ont été réalisés ou qui sont actuellement en cours, alors que beaucoup d'efforts restent à faire, des réponses à plusieurs interrogations concernant les caractéristiques de la sismicité peuvent être apportées. Ces réponses sont d'une extrême

importance pour un meilleur aménagement du territoire et pour la réduction du risque sismique dans notre pays.

III-3 Définition de l'alea sismique pour les barrages

Les barrages doivent être dimensionnés en tenant compte de la sismicité du site sur lequel ils sont érigés, pour pouvoir résister aux effets d'un éventuel séisme. Pour cela, deux types de séismes sont à analyser d'après la Commission International des Grands Barrages (CIGB).

- ❖ **Séisme maximal de dimensionnement (SMD)** : en anglais est appelé MCE (Maximal Credible Earthquake). Il correspond au plus grand tremblement de terre déduit du contexte sismotectonique et de l'analyse de la sismicité historique. L'exigence minimale du barrage sous SMD est la conservation de sa capacité de stockage. La sécurité des tiers habitant à l'aval doit être assurée et donc la rupture du barrage doit être évitée pendant et après le passage du MCE.
- ❖ **Séisme de base d'exploitation (SBE)** : pour lequel seulement des dégâts mineurs sont acceptables et n'altèrent pas l'exploitation. Son intensité est moindre que celle du séisme maximal de dimensionnement, car sa période de retour est plus faible, inférieure ou égale à la durée de vie de l'ouvrage. La référence à une d'exploitation (SBE) qui représente le niveau maximal de secousses du sol au site du barrage période de retour autorise une approche probabiliste. Le barrage et ses ouvrages annexes doivent rester en état de fonctionner malgré quelques dommages durant le SBE.

A partir des données liées aux chargements sismiques, on définit par relations empiriques le spectre de réponse qui est le reflet fréquentiel du séisme analysé. La forme et le niveau du spectre dépendent fortement des paramètres du séisme (magnitude, distance focale), il convient alors de vérifier si un ou plusieurs spectre sont possibles pour une même intensité sur le site car les différents séismes ayant des caractéristique focales différents.

L'accélérogramme est la donnée sismique de base de calcul. La nécessité de tester plusieurs accélérogrammes correspondant à un ou plusieurs spectres de réponse d'un site, montre un besoin de caractériser l'alea sismique pour le calcul de barrage.

III-4 les risques sismiques des barrages en remblai

Suite à un séisme, les dommages observés la plupart du temps, sont des fissures longitudinales en crête ou parallèle à la crête, des glissements, des tassements, des fuites. Certains accidents majeurs ont été évités de justesse parce que le réservoir n'était pas à sa côte maximale.

Les effets constatés ou possibles des séismes sur les barrages en remblais sont les suivants :

- Tassements du barrage;
- glissement des parements amont ou aval du barrage ;
- Rupture au cisaillement du barrage causée par le mouvement d'une faille traversant la fondation.
- Perte de la revanche par mouvement tectonique différentiel provoquant soit l'abaissement du compartiment portant le barrage (faille normale), soit l'élévation du compartiment portant une partie de la retenue (faille inverse).
- Effet de seiche et vague dû à un tassement d'ensemble ou à un basculement d'ensemble.
- Déversement sur le barrage de la vague provoquée par un glissement, un écroulement rocheux ou de glace de grand volume dans la retenue.
- ruptures de conduites rigides en charge dans le remblai avec des risques d'érosion des matériaux le long de la conduite et apparition de renards.
- Mise hors service total ou partiel de l'évacuateur de crue ou des organes de vidange si la réparation ne peut intervenir avant la crue suivante.

La réponse sismique d'un ouvrage est fortement influencée par plusieurs facteurs, et en particulier, la réponse de site, le chargement sismique et les propriétés mécaniques de sol.

III-5 cas de ruptures observées lors de séismes historiques

Les accidents de barrages liés à des séismes sont rares, Le tableau ci-joint extrait de publications de la Commission internationale des grands barrages(CIGB) montrant que les accidents les plus importants concernant les barrages en remblai.

Tableau III-3 : Effets de séismes sur quelques barrages en remblai.

Barrage	Hauteur (m)	Pays	Date	Magnitude M	Dégâts
Effet de séismes sur quelques barrages en terre					
Masiway Dam	25	Philippines	1990	7.7	-Tassement de la crête avec 1 m -Fissure longitudinale
Ono dam	37	Japon	1923	8.3	-Tassement de la crête avec 250 mm -Fissure profonde adjacente au noyau
Earlsburn	6	Ecosse	1839	408	Rupture totale
Chatsworth	11	USA	1930	Non connue	Fissures, fuites
Effet de séismes sur quelques barrages en enrochement					
Cogoti dam	85	Chili	1943	7.9	Tassement : 600mm
La calera dam	30	Mexique	1964	Non connue	-Submersion par une vague de 2.5 m de hauteur -Grand glissement sur 120m
Malpasa dam	70	Pérou	1938	Non connue	-Tassement : 76 mm -Déplacement vers l'aval : 51 mm
			1958		-Tassement : 32 mm -Déplacement vers l'aval : 58 mm

III-5-1 Rupture de barrage Fujinuma (Japon)

Lors du séisme de Tohoku le 11 mars 2011 (Japon, magnitude 9), le barrage d'irrigation de Fujinuma situé à 80 Km du plan de rupture s'est rompu peu de temps après les secousses, causant 8 victimes et la destruction de 9 maisons d'habitation (Figure III-8). Il s'agit d'un barrage en terre homogène, de 18.5 m de hauteur, dont la construction, débutée en 1937, a été interrompue par la guerre, et qui a finalement été achevée en 1949. Il était plein lors du séisme, et a subi des accélérations comprises dans une fourchette de 0.2 g à 0.7 g. Les témoins ont observé une submersion de la crête 20 à 25 minutes après la fin du séisme, suivi rapidement de la rupture totale. Les causes exactes sont difficiles à déterminer, mais pourraient être une combinaison d'un tassement et d'un glissement des recharges, suivie d'une érosion externe après la submersion de la crête. Les autorités japonaises signalent que ce barrage était considéré comme une digue (Fujinuma-Ike) et n'était pas soumis à la réglementation en vigueur au Japon pour les grands barrages.



Figure III- 8 : Rupture du barrage de Fujinuma (séisme de Tohoku mars 2011).

III-5-2 Rupture du barrage de Sheffield de Santa Barbara

Le barrage de Santa Barbara, situé à une distance d'une dizaine de kilomètres de l'épicentre, a subi un séisme de magnitude 6.3, ayant entraîné une rupture totale du barrage. La durée de ce séisme a été estimée à une valeur allant de 15 à 18 secondes et l'intensité correspondait à une accélération du sol de 0.04 à 0.10 g. Cet ouvrage a été construit en travers d'un ravin. Le remblai avait une longueur de 219.5 m et une hauteur maximale d'environ 8 m. Il a été construit en terre compactée, par le passage d'engins de terrassement sur l'ouvrage.



Figure III- 9 : Rupture du barrage de Sheffield de Santa Barbara.

L'analyse de l'état du barrage après sa rupture, a permis de conclure qu'un glissement s'était produit près de la base du remblai, en provoquant un mouvement en masse vers l'aval, sur une distance de 91 m. Les dégâts relevés sont attribués à la dégradation des propriétés mécaniques du sol, qui a conduit à une liquéfaction.

III-6 Méthodes d'analyse sismique des barrages en remblai

Les méthodes employées pour apprécier la stabilité des ouvrages aux séismes dépendent de la sensibilité supposée du barrage : hauteur, nature de la fondation, constitution de l'ouvrage. Les méthodes utilisées pour l'analyse de la stabilité sismique des ouvrages en remblai sont très nombreuses, allant de l'analyse d'équilibre limite la plus simple jusqu'aux techniques de modélisation numérique fortement sophistiqué. Elles incluent :

- ✓ L'analyse pseudo-statique ;
- ✓ Les méthodes simplifiées d'analyse de déformation ;
- ✓ Les techniques de modélisation numérique.

III-6-1 Analyse pseudo-statique

La méthode pseudo- statique est la méthode la plus simple qui permet d'évaluer la stabilité des ouvrages en remblai vis-à-vis des séismes. Cette méthode intègre l'effet de la sollicitation sismique dans une analyse de stabilité statique conventionnelle sous la forme d'une force horizontale permanente sur la masse potentielle instable définie au préalable. Cette force est égale au produit d'un coefficient sismique « K_s » et du poids du sol impliqué « W » (Figure III-10).

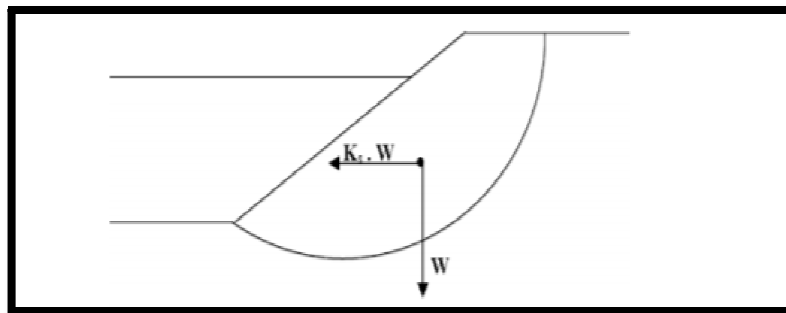


Figure III- 10: Illustration de la méthode pseudo-statique

Plus la force d'inertie est grande, plus on a un facteur de sécurité petit sous l'effet des conditions sismiques. Pour cette approche, ce facteur de sécurité inférieur à 1 implique la rupture, et s'il est supérieur à 1, le barrage est stable. La méthode pseudo-statique est utilisée

pour l'étude des barrages qui ne sont pas susceptibles à la liquéfaction. Il est recommandé aussi d'utiliser un coefficient sismique égal à la moitié de l'accélération de pic et des conditions non drainées pour les sols cohésifs et drainées pour les matériaux granulaires.

La méthode pseudo-statique a été basée sur certains nombres de conditions, par exemple : on suppose que le coefficient sismique agit dans une seule direction, mais en réalité, les accélérations sismiques sont cycliques et agissent dans les deux directions. En plus le concept de rupture utilisé est influencé par celui utilisé dans le cas statique tel que le facteur de sécurité soit inférieur à 1.

III-6-2 Méthode de NEWMARK (1965)

Cette méthode peut être considérée comme un développement de la méthode pseudo-statique. Elle permet d'évaluer le déplacement d'une masse de sol donnée lors d'un séisme. La méthode originale de NEWMARK s'applique au déplacement d'un bloc rigide sur un plan. Dans un premier temps cette méthode permet de calculer l'accélération critique qui provoque une rupture selon une surface de glissement dans le parement étudié.

Des améliorations ont été introduites à cette technique afin de tenir compte de la variation de l'accélération dans la structure. Suite à l'étude de plusieurs cas de chargement sismiques pour des configurations différentes de barrages, la procédure d'évaluation des déplacements permanents par la méthode de NEWMARK comporte les étapes suivantes :

- ❖ Détermination de l'accélération critique pour la surface de rupture potentielle considérée. Cette accélération correspond au coefficient sismique de la méthode pseudo-statique, qui produit un facteur de sécurité égale à 1 ;
- ❖ Détermination d'accélérogramme moyen de la masse au-dessus de la surface de rupture ;
- ❖ Un calcul de la réponse dynamique de la structure est généralement réalisé à cette fin ;
- ❖ Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration des portions de l'accélérogramme dépassant l'accélération limite.

La méthode de NEWMARK est valable seulement pour des matériaux dont la résistance n'est pas affectée par la sollicitation sismique.

III-6-3 Méthode de Seed-Lee-Idriss

Cette méthode a été évaluée par Seed à l'aide d'autres collaborateurs au cours de ces dernières années. Ces améliorations ont surtout traité à l'introduction de nouvelles méthodes numériques.

Les méthodes pseudo-statique et de Newmark ne sont pas valables lorsque la résistance du matériau composant le barrage change sous l'action d'un chargement sismique. En effet la méthode de Seed prend en compte le changement de la résistance du sol, bien qu'elle soit restée fondamentalement inchangée.

La procédure de l'analyse, consiste essentiellement en :

- ❖ La détermination du profil du barrage à utiliser dans le calcul ;
- ❖ La détermination de ou des accélérogrammes au niveau de la base de la structure qui représentent le séisme le plus sévère auquel peut être soumise cette structure,
- ❖ La détermination des contraintes dans le barrage avant le séisme ;
- ❖ La détermination des caractéristiques dynamiques des matériaux du barrage (module de cisaillement, caractéristiques d'amortissement...);
- ❖ L'évaluation des contraintes induites dans la structure par l'accélérogramme appliqué à l'aide d'une procédure appropriée utilisant la méthode des éléments finis ;
- ❖ Des essais sur échantillons des matériaux pour étudier la variation des pressions interstitielles et l'évolution des déformations.
- ❖ L'évaluation du coefficient de sécurité contre la rupture de l'ouvrage durant ou après le séisme.

Cette procédure a été utilisée afin d'étudier plusieurs barrages ayant subi un séisme, elle a permis de retrouver à posteriori la bonne tenue ou la rupture de ces ouvrages.

III-6-4 Les méthodes numériques

Les techniques de la modélisation numérique comme la méthode des éléments finis, ont été employées pour la première fois par Clough et Chopra en 1966 pour l'analyse dynamique des barrages en remblai, ensuite par plusieurs auteurs au fil des années.

Les codes numériques de la dynamique qui sont utilisés dans la pratique se divisent en deux catégories :

1. Codes en contraintes totales

Les codes en contraintes totales sont basés sur le concept des contraintes totales et ne tiennent pas compte de la pression des pores dans l'analyse. Ils peuvent être divisés en deux grandes catégories :

- **Codes basé sur la méthode linéaire équivalente (EQL)**

Codes basé sur la méthode linéaire équivalente (EQL), la méthode linéaire équivalente est développée par Seed et ses collègues en 1972, EQL est essentiellement une analyse élastique, développé pour l'approximation du comportement non linéaire des sols sous l'effet de chargement cyclique.

Les codes qui utilisent l'analyse EQL en pratique sont : SHAKE (Schnabel et al 1972), QUAD-4 (Idriss et al 1973) et FLUSH (Lysmer et al 1975). SHAKE est un programme de propagation d'onde en 1D est essentiellement utilisé pour l'analyse de la réponse de site. QUAD-4 et FLUSH sont les versions en 2D de SHAKE, sont utilisés pour étudier la réponse sismique des barrages en terre.

- **Codes non linéaire (Fully non-linéaire codes)**

Ces codes donnent des valeurs de la déformation proche de la réalité, les codes non linéaire élastoplastique typiquement utilisés pour l'analyse des barrages en terre sont : DIANA (KAWAI 1985), ANSYS (SWANSON 1992), FLAC...etc. Les modèles constitutifs dans ces codes varient de simples modèles aux plus complexes modèles élastoplastique cinématique écrouissables.

En comparant les deux familles de codes, on a constaté que les codes élastoplastiques non linéaire sont plus complexes et demandent beaucoup plus de temps de calcul, cependant, ils prévoient une analyse plus réaliste de comportement des barrages en terre sous l'effet de séisme.

2. Codes en contraintes effectives

La majorité des codes en contraintes effectives ont été développées pour répondre au besoin de modéliser la pression interstitielle générée et dissipée dans les matériaux

susceptibles à la liquéfaction. Pour avoir une meilleure approximation des déformations permanentes sous l'effet de chargement sismique. Ces codes se divisent en deux catégories :

- **Codes complètement couplés**

Dans ce cas, le sol est traité comme milieu bi-phasiques (sol et l'eau), en considérant deux types de pressions interstitielles, la première transitoire reliée aux déformations élastique et la seconde résiduelle relié aux déformations plastiques. Cette dernière représente le grand défi pour la prédire dans ces codes. La détermination de la pression interstitielle sous l'effet de chargement sismique est très complexe, les études effectuées sur différents codes, suggèrent que les prédictions de la réponse dépendent fortement d'un certain pas : lorsque le pas de la charge est similaire au pas des contraintes utilisé pour la calibration de modèle, la prédiction est bonne, et dans le cas contraire on aura une faible prédiction. On trouve comme codes : DNAFLOW, DYNARD, SWANDYNE, et SUMDES

- **Codes semi-couplé**

Représente moins de difficulté numérique, mais ils sont moins rigoureux. Ils utilisent des relations empiriques pour relier les contraintes et les déformations de cisaillement à la pression interstitielle, ce qui implique une faible restriction sur le type de modèle plastique utilisé. On cite comme exemple de codes semi-couplé : DESRA-2, DSAGE, TARA-3 et FLAC.

III-7 Conclusion

Le développement de la sécurité des barrages soumis à des tremblements de terre a été fortement influencé par l'approche parasismique et les méthodes d'analyse dynamique développée. Le séisme de San Fernando de 1971(USA), qui a sévèrement endommagé le barrage inférieur de San Fernando, a marqué une étape importante dans l'analyse sismique des barrages.

Pour conclure ce chapitre, nous pouvons rappeler que les barrages en remblai ont toujours été considérés comme le type d'ouvrage le plus sûr en cas de séisme. Cependant cette opinion peut s'avérer une erreur, comme il a été constaté lors de la rupture du barrage de San Fernando en 1971 ainsi que d'autres barrages en remblai qui ont été endommagés par des séismes, de grande magnitude qui se sont produit en Inde, en Turquie, et à Taiwan. Ces événements ont montrés que le risque sismique demeure une sérieuse menace pour les barrages en remblai.

Chapitre IV.

Présentation du cas d'étude

IV-1 Introduction

L'étude d'un barrage ne se limite pas à celle de la digue et de sa fondation seulement, mais aussi à l'étude hydrogéologique, étude de la vallée, étude du bassin versant (topographique), étude de la zone d'extraction des matériaux, étude d'impacte environnementale, étude de la mission de relogement des habitations et l'étude des indemnités des privés.

Tous ces aléas font que l'étude d'un barrage dure pendant des années. Dans notre cas, nous allons nous intéresser à l'étude de la digue de Souk Tlata.

Le barrage de Souk Tlata, est le deuxième plus grand barrage hydraulique de la Wilaya de Tizi-Ouzou. Les travaux de réalisation sont entamés en mai 2015 et confiés à une entreprise Turque.

Dans ce chapitre, nous allons présenter le barrage de Souk Tlata qui fait objet de notre étude; son site, les études réalisées (géologique, sismologique, hydrogéologique, géotechnique), ses différentes caractéristiques ainsi les matériaux utilisés pour la construction

IV-2 Description général de l'aménagement

L'aménagement est avant tout destiné à renforcer d'une manière conséquente l'alimentation en eau potable des régions de Tizi-Ouzou, Boumerdés et Alger, et permettra de couvrir également certains besoins d'irrigation locale.

Le site du barrage projeté est situé sur l'Oued Bou-Gdoura immédiatement en aval du confluent de l'Acif Tlata et de Tala Imedrane à 8 km au sud de Draa Ben Khedda.

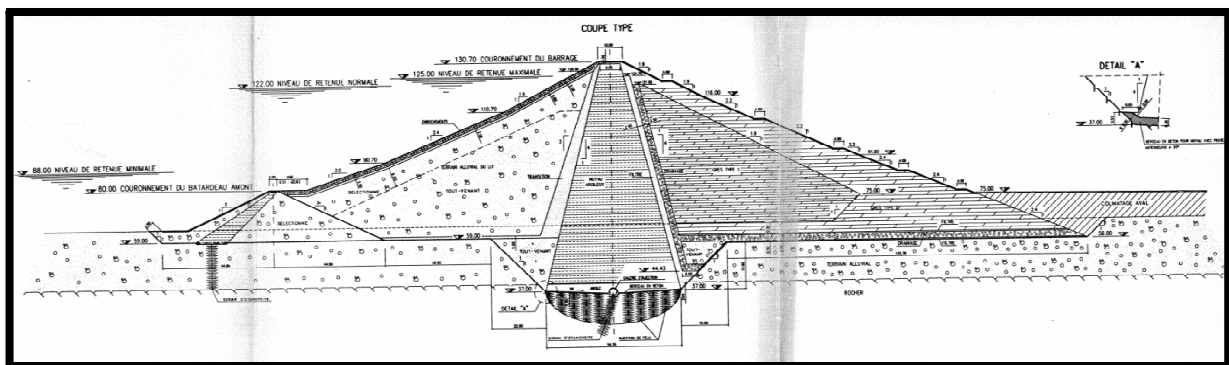
Le barrage est constitué d'une digue en matériaux meubles qui a une hauteur de 95 m environ au-dessus de la fondation du noyau central étanche. Au niveau de la retenue normale (RN) fixée à 122.00 NGA, la cuvette est destinée à retenir 89.5 millions de m³. Une digue de col d'une hauteur d'environ 20 m sera réalisée pour barrer la dorsale en rive gauche.

Les caractéristiques géométriques du barrage de Souk Tlata sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Caractéristiques géométrique du barrage

paramètre	Valeur
Hauteur maximale	95 m
Longueur en crête	151 m
Largeur en crête	10m
Largeur à la base	376,78 m
Capacité totale	90,45 hm ³
Capacité utile	77,5 hm ³
Apport moyen annuel	150 hm ³
Niveau de retenue maximale	125 m
Niveau de retenue normale	122 m
Niveau de retenue minimale	88 m
Volume mort	12,95 Hm ³
Volume régularisé	98 Hm ³

La figure (IV-1) illustre la coupe transversale du barrage Souk Tlata avec la géométrie de la digue.

**Figure IV-1:** Coupe transversale du barrage de Souk Tlata

IV-3 Situation géographique du site de barrage

Le barrage Souk Tlata sur l'oued Bou Gdoura se situe à l'extrémité occidentale de la grande Kabylie à 8,5 Km de Tizi-Ouzou, à 80 Km environ à vol d'oiseau d'Alger dans la direction Est.

Le réservoir sera constitué essentiellement par deux branches formées par les vallées de l'Acif Tlata et du Tala Imedrane respectivement, qui confluent tout en amont du barrage. Après la confluence, l'Oued Bou Gdoura tourne à Sud de 120° environ et continue en direction Est, s'engageant dans une gorge, qui a une longueur de quelques centaines de mètres (Figure IV-2).

Le fond de la rivière est situé approximativement au niveau 65 m NGA et présente en son endroit le plus étroit une largeur d'environ 50 m. Les flancs de la vallée montent jusqu'au niveau 150 m NGA. La largeur de la vallée, à la côte du sommet du barrage, est de 200 m environ.

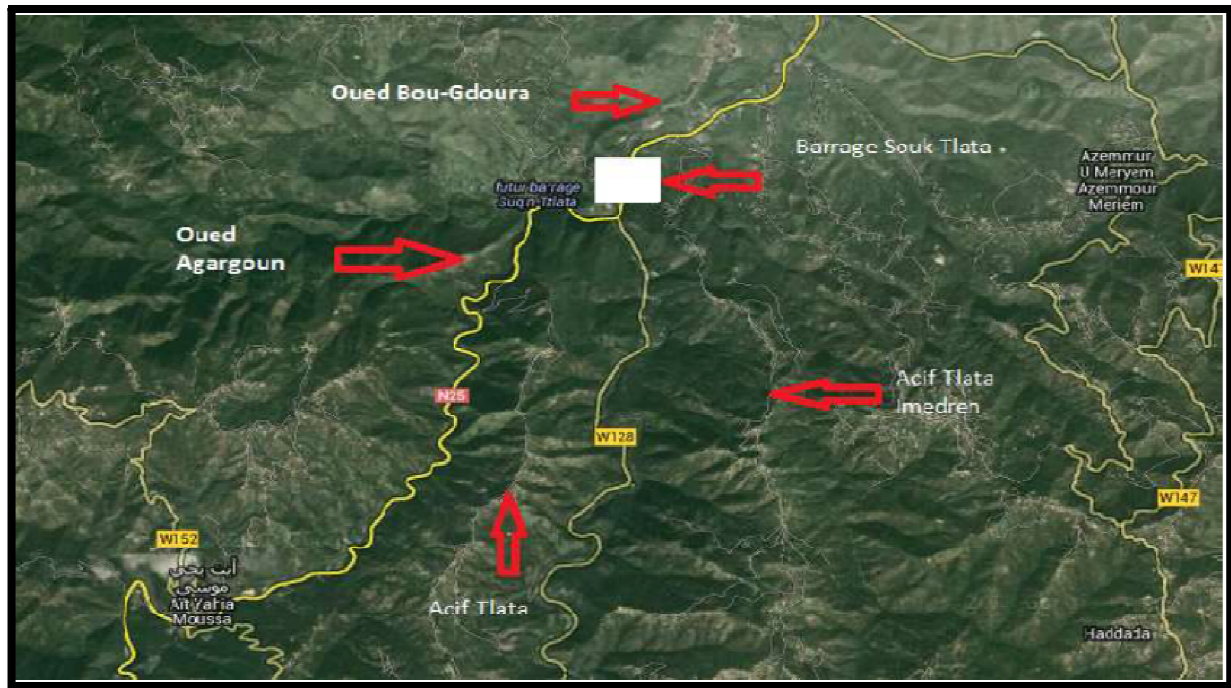


Figure IV-2: Situation géographique de site du barrage Souk Tlata.

IV-4 Géologie du site du barrage de Souk Tlata

La campagne de reconnaissance de 1987 à 1988, effectuée par l'entreprise Yougoslave GEOSONDA a consisté à réaliser plusieurs forages afin de savoir la structure géologique de site et de la cuvette.

Dans le site du barrage, l'entreprise a réalisé 25 forages carottés, dont 4 dans le lit de l'oued Bou Gdoura, 4 dans la zone d'appui en rive droite, 11 dans la zone d'appui en rive gauche et 6 dans la zone d'assise du barrage auxiliaire. Pour évaluer la qualité et la quantité des matériaux de construction disponibles dans la retenue et à l'aval du barrage, GEOSONDA a réalisée 22 forages dans les zones d'argile pour le noyau et 16 forages pour les alluvions de recharge.

La formation géologique du barrage principale (la digue principale) est composée par :

❖ *Colluvions et éluvions*

Ce sont des produits d'érosion ou d'altération plus ou moins détritiques, provenant de différentes lithofaciés de l'endroit du barrage.

❖ *Alluvions*

Les alluvions sont les sédiments du lit de l'oued. A la surface, elles sont constituées par du tout-venant, presque complètement exploité ; à 2 m de profondeur, le matériau devient plus sableux.

Il s'agit en général de graviers argileux et de sables limon-argileux. La profondeur des alluvions de l'oued Bou Gdoura dans la zone de gorge de Souk El Tlata varie de 20 à 21 m.

La couche alluviale recouvre des phyllades, de schisteuses à très laminées, en amont de l'axe, et de grés homogènes en aval de ce dernier.

❖ *Phyllades*

Elles affleurent sur les rives de l'Oued Bou Gdoura et sont représentées par des schistes séricitiques et chlorito-graphiteux noirâtres avec veines et glands de quartz. La schistosité est intense, clairement observable et tend à plonger vers le nord avec un pendage de 8-12%.

❖ *Grés burdigaliens*

La zone à utiliser est située dans le versant de la rive droite de l'Oued Bou Gdoura, au droit du site du barrage. Ces sédiments sont largement présents dans la zone du barrage et constituent en fait la roche de fondation des appuis de l'ouvrage. Il s'agit de grés fins, bien classés, tendres à mi-durs, à ciment carbonatiques (sidérose) ; de couleur ocracée à grisâtre ; localement, ils présentent des intercalations organogènes relativement importantes.

IV-5 Etude géotechnique du site du barrage

L'étude géotechnique du barrage Souk Tlata est basée essentiellement sur les essais en laboratoire (Figure IV-3), qui ont été réalisés par le laboratoire des travaux publics du centre (LTCP).

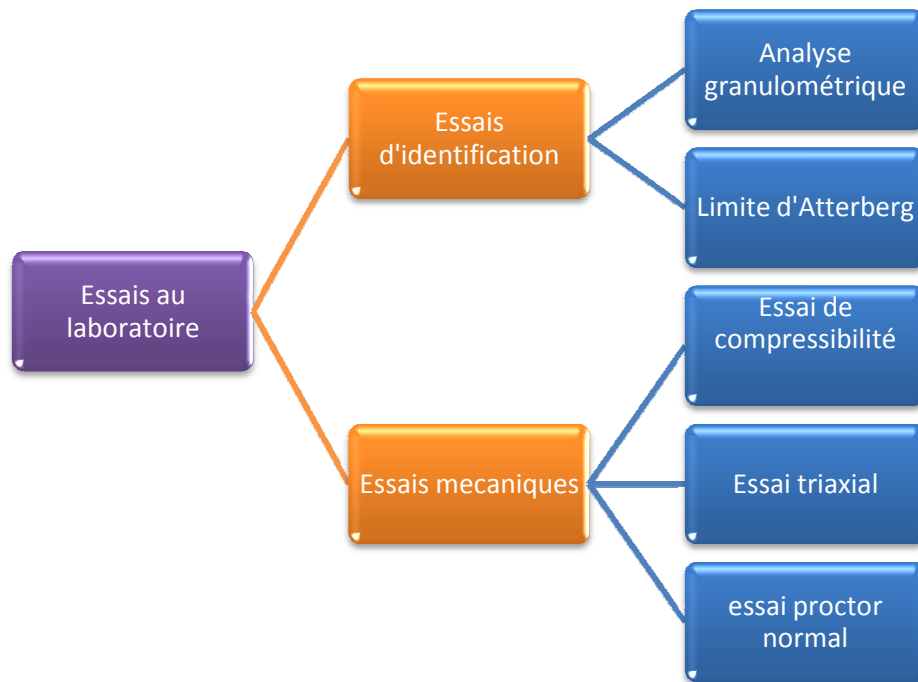


Figure IV-3 : Les essais au laboratoire

Les résultats des essais en laboratoire sur échantillons représentatifs des matériaux sont résumés ci-dessous :

1. Colluvions argileuses

Tableau IV-2 : valeurs des paramètres de classification des colluvions argileux.

<i>Paramètres</i>	<i>valeurs</i>
Paramètres de classification	
Granulométrie, fraction < 2micro	$11 \pm 4 \%$
Limite et indice de consistance	$WL = 35.3 \pm 6\%$ $Ip = 16 \pm 5$
Activité colloïdale	1.56 ± 0.9
Paramètres de compactage A.A.S.H.O. Standard	
Densité sèche optimum	$\gamma_d = 1.83 \pm 0.05 \text{ t/m}^3$
Teneur en eau optimum	$w_{opp} = 14.7 \pm 1.6\%$
Paramètres mécaniques des échantillons compactés à w_n optimum	
Indice de compression	$C_c = 0.15 \pm 0.03$
Indice de gonflement	$C_g = 0.018 \pm 0.007$
Coefficient de perméabilité K entre	$4 \times 10^{-5} \pm 3 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$

2. Alluvions graveleuses de l'oued Bou Gdoura

Tableau IV-3 : Valeurs des paramètres de classification des alluvions de l'oued

<i>Paramètres</i>	<i>valeurs</i>
Paramètres de classification	
Granulométrie, fraction < 0.06 mm	8 à 23 %
Densité relative naturelle	$DR=0.59 \pm 0.2$
Paramètres de compactage A.A.S.H.O. Standard	
Densité sèche optimum	$\gamma_d = 2.13 \pm 0.03 \text{ t/m}^3$
Teneur en eau optimum	$w_{opp} = 7.3 \pm 0.5\%$
Paramètres mécaniques des échantillons compactés à w_n optimum	
<i>Essai triaxial CD</i>	$C' = 0 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi' = 42.5^\circ$

3. Grés burdigaliens :

Tableau IV-4 : Valeurs des paramètres de classification géotechniques des Grés burdigaliens.

<i>Paramètres</i>	<i>valeurs</i>
Paramètres de classification	
Granulométrie, fraction <0.06 mm	30 à 68%
Limite et indice de consistance	$WL= 27.4\%$ $Ip= 12.2$
Teneur en carbonates, à l'exclusion des lithostypes organogènes	$13.7 \pm 6.5 \%$
Paramètres de résistance	
Résistance à la compression simple	$\sigma_c = 102 \pm 45 \text{ kg/cm}^2$
Idem, après 10 jours d'immersion	$\sigma_{c10j} = 80 \pm 38 \text{ kg/cm}^2$

IV-6 Matériaux utilisés pour la construction du barrage

- *Pour le noyau*

Le noyau est constitué par des colluvions argileuses. Les couches plus particulièrement détriques ou organiques doivent être éliminées et mises en dépôt.

- *Pour les recharges amont du barrage*

Les matériaux graveleuses prélevés dans le lit de l'Oued Bou Gdoura sont utilisés. Après compactage, sur des épaisseurs ne dépassant pas 50 cm, la densité sèche est d'au moins 2.1 t/m^3 .

- ***Pour les recharges aval du barrage***

Pour le parement aval du barrage, les grés type 1 et 2 qui sont extraits des fouilles de l'évacuateur de crue qui ont été utilisés d'une manière telle que les grés de type 1 sont placés à l'intérieur de la même recharge tandis que les grés de type 2 sont placés dans la portion extérieure de la recharge aval.

- ***Pour filtres et drains***

Par criblage, les alluvions de l'Oued Bou Gdoura sont utilisées. Avec une densité relative après compactage $< 75\%$. Les filtres auront une granulométrie comprise entre 0.1 et 2 mm et le drainage entre 2 et 15 mm.

- ***Pour les enrochements amont***

Il s'agit d'une couche de blocs calcaires de la carrière de Hassi Youcef reposant sur un lit de tout-venant de la même carrière. Dans le but de bien serrer l'enrochement, les blocs les plus petits sont mis en place entre les plus gros.

- ***Pour le remblai aval***

Tous les matériaux provenant des fouilles sont mis en place en colmatage avec une épaisseur des couches ne dépassant pas 50 cm après compactage et la valeur limite du poids spécifique $> 1.8 \text{ t/m}^3$.

La Figure (IV-4) indique la répartition des matériaux dans les différentes zones du barrage.

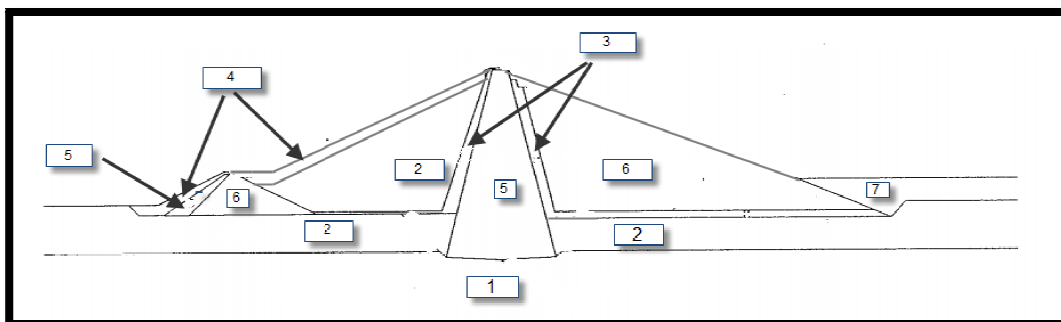


Figure IV-4 : Section de calcul du barrage principal

On résume synthétiquement, ci-après, les caractéristiques des sols (en fondation du barrage et en remblai) qui nous intéressent pour l'analyse de stabilité. Les valeurs à utiliser pour les paramètres géotechniques ressortent de l'interprétation des résultats des études et des essais que nous avons déjà cités.

Tableau IV-5 : Caractéristiques géotechniques des matériaux utilisés pour la construction de la digue.

Caractéristiques	Sol1	Sol2	Sol 3	Sol 4	Sol 5	Sol 6	Sol 7
Poids volumiques humide « γ_{unsat} » (KN/m³)	22	20	19	20	18	21	18
Poids volumiques saturé « γ_{sat} » (KN/m³)	/	21.5	21.5	22.5	19	21.5	20
Module élastique E(MPa)	30000	300	390	10 ⁴	140	10 ⁴	31600
Coefficient de poisson « ν » (sans unité)	0.3	0.23	0.25	0.3	0.3	0.23	0.3
Cohésion « C »(KN/m²)	70	5	5	5	17	5	6
Angle de frottement « ϕ » (°)	30	32	36	40	18	40	10
Perméabilité « K »(m/jour)	/	0.0864	43.2	0.432	4.32 x 10 ⁻⁶	0.0864	0.0864
Type de matériau	Non poreux	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé
Description	Phyllade	alluvion	Filtre	enrochements	Noyau argileux	Recharge aval	Remblai aval

IV-7 Hydrologie du bassin versant

L'Oued Bou Gdoura est un affluent de l'Oued Sebaou et se trouve dans le bassin versant de ce cours d'eau. Les résultats sur le bassin versant sont donnés dans le tableau (IV-6).

Tableau IV-6 : Valeurs des caractéristiques générales du bassin versant

Bassin versant	
Périmètre	100 Km
Indice de compacité (bassin circulaire $c=1$)	1.31
Longueur du rectangle équivalent	38 Km
Altitude minimale	64 m
Altitude maximale	2164m
Altitude moyenne	529 m
Module pluviométrique	550 mm/an
Apport spécifique moyen	322 mm
Module de l'apport annuel	150hm ³
Surface versante	465 Km ²

IV-8 Sismicité de site du barrage

D'après les données historiques, la zone du barrage appartient à une région sismotectonique de faible à moyenne activité. En effet, elle se trouve au sein des grands bassins sédimentaires, subsistent encore aujourd'hui du Miocène inférieur (chlef, Mitidja, Sommam, Hoda) qui sont le centre des foyers sismiques les plus dangereux de l'Algérie.

Néanmoins le site du barrage n'est pas très distant des accidents tectoniques transversaux de direction N140° et N75° qui ont joué un rôle important dans le soulèvement dans les chaînes atlastiques pendant le paroxysme miocène et les soulèvements épirogéniques post-burdigaliens, comme, par exemple, les transversales de Bouira/Isser et du Djurdjura/Bejaia.

Par conséquent, il est possible que la zone du barrage de Souk El Tlata puisse ressentir, bien qu'affaiblies par la distance, les secousses des séismes des régions sismotectonique actives environnantes.

D'après les données historiques, il faut s'attendre, dans la zone du site du barrage à des tremblements de terre :

- Légers (IMM = I-III) avec une fréquence biennale
- Moyens (IMM =IV-V) avec une fréquence décennale
- Forts (IMM= VI-VII) avec une fréquence de 150 ans

Aucun foyer sismique n'a été enregistré au site du barrage pendant ces dernières 200 années dans un rayon de 40 km. Des secousses des zones actives environnantes sont par contre

ressenties dans la région de TIZI-OUZOU avec une certaines fréquence, mais avec une faible intensité. Toutefois, les données historiques étant fragmentaires pour les périodes passées, l'on peut supposer que la zone du site a été sollicitée par des secousses d'intensité supérieure aux valeurs indiquées.

Les accélérations de pointe suivantes sont estimées pour le site du barrage :

- $a_{\max} = (0.06 ; 0.10) g$ période de retour de 100 ans.
- $a_{\max} = 0.15 g$ période de retour de 500 ans.

IV-9 Conclusion

L'implantation du barrage Souk Tlata a résulté de l'analyse des diverses conditions, notamment géologiques, géotechniques et sismologiques. L'analyse du comportement de ce barrage en remblai en alluvion avec un noyau constitué d'argile colluvion fera objet des prochains chapitres.

Chapitre V.

*Analyse numérique de la stabilité du barrage en
fin de construction et après la mise en eau*

V-1 Introduction

La sécurité des barrages est un sujet important. C'est plutôt un impératif, présent de façon plus ou moins explicite dans tout acte et toute décision de chaque intervenant dans la conception, la construction et l'exploitation d'un barrage. La sécurité dépend de beaucoup de petits détails d'exécution et d'exploitation, autant que des choix fondamentaux de projet.

Le souci permanent de la sécurité doit être consubstantiel à l'action du barragiste, pour deux raisons : pour éviter les ruptures catastrophiques, bien sûr, mais aussi éviter de compromettre l'exploitation de l'ouvrage : la défaillance ou l'indisponibilité d'un barrage peut affecter des intérêts économiques vitaux et entraîner des dommages sérieux même en l'absence de rupture du barrage.

Notre étude est axée principalement sur l'étude numérique de la stabilité du barrage Souk Tlata en utilisant le code de calcul PLAXIS-2D version 2020.

Dans ce chapitre, le comportement du barrage est investigué en respectant les étapes de construction par couches successives. La stabilité statique de l'ouvrage est vérifiée en fin de construction et en condition de réservoir plein.

V-2 Choix de code du calcul PLAXIS-2D

Notre choix est porté sur le code de calcul PLAXIS-2D version 2020 qui est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'application géotechniques.

Le logiciel PLAXIS-2D nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numériques et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement, il utilise plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage.

V-3 Modélisation du barrage sur PLAXIS-2D

Le barrage n'est pas symétrique, il sera modélisé par un modèle de représentation géométrique de 950 m de largeur et de 95 m de hauteur.

Dans le but de réaliser une modélisation proche de la réalité, nous avons opté pour une réalisation de la géométrie du barrage par étapes, pour respecter la construction de l'ouvrage par couches successives qui nécessitent un processus de consolidation.

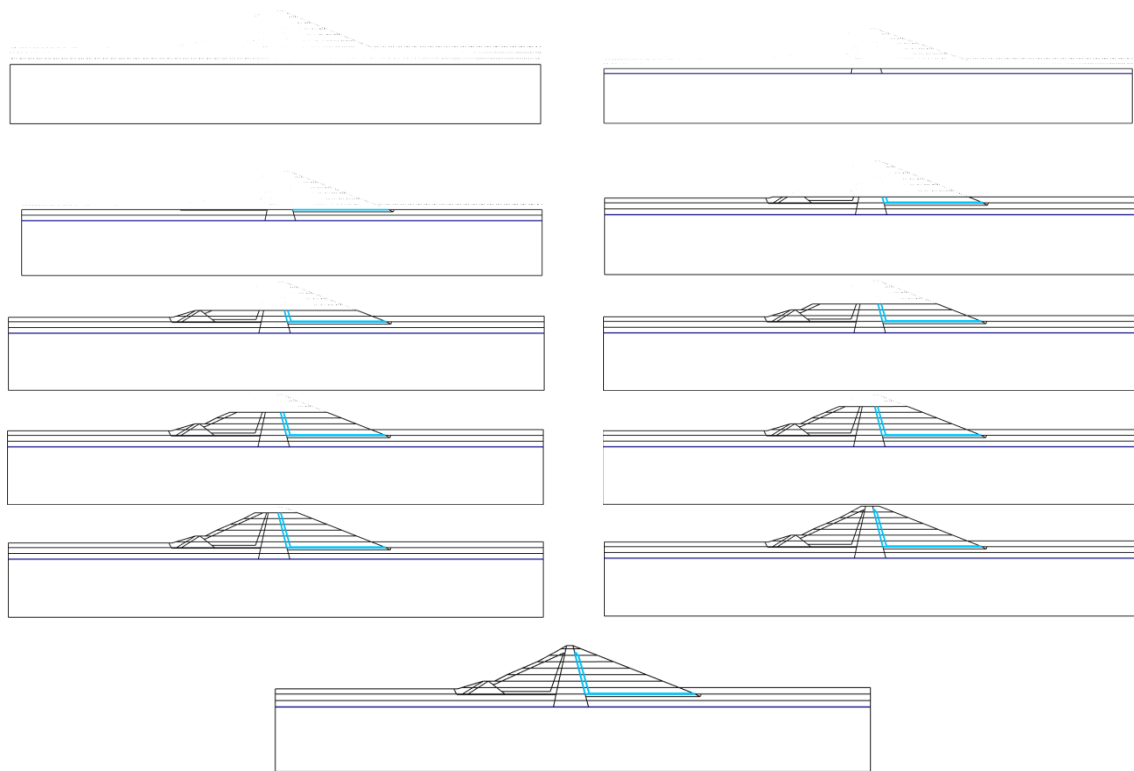


Figure V-1: Etapes de construction de modèle géométrique du barrage.

Pour la modélisation du comportement des matériaux de barrage, nous avons opté pour l'utilisation de la loi de comportements élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, les valeurs des paramètres à introduire pour cette loi ont été déjà indiquées dans le chapitre précédent au tableau IV-5. La figure V-2 représente le modèle géométrique du barrage.

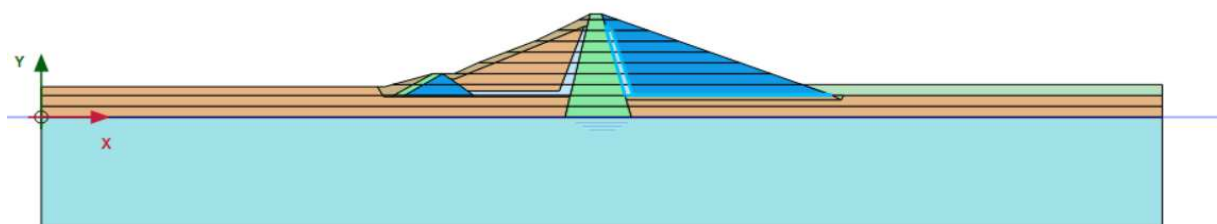


Figure V-2: modèle numérique du barrage.

Les conditions aux limites sont appliquées de manière à fixer la base de modèle suivants les deux directions X et Y (déplacements horizontaux et verticaux sont nuls), et de fixer les frontières latéral du modèle suivant X.

Le maillage utilisé dans cette analyse est illustré dans la figure V-3.

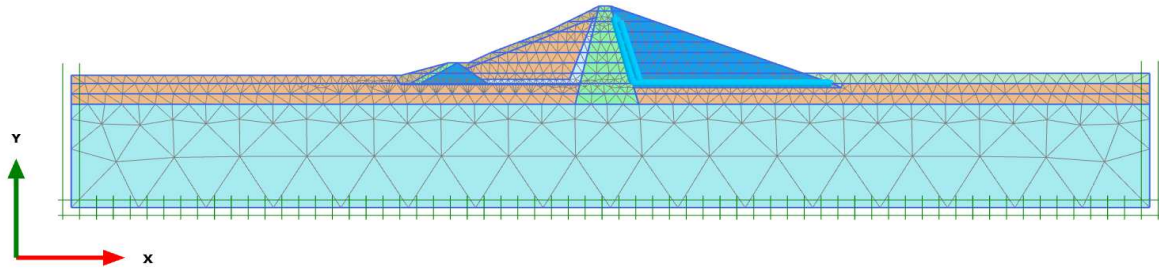


Figure V-3: Maillage adopté pour le modèle utilisé.

V-4 phases de calcul

Pour l'étude de la stabilité statique, le modèle du barrage zoné est constitué par dix couches successives.

Après avoir considéré la stabilité de la fondation du barrage, neuf phases de calcul sont nécessaires pour assurer la consolidation de chacune des couches considérées horizontales.

Deux autres phases de calculs sont consacrées à l'étude de la stabilité de l'ouvrage en modélisant le barrage avec le réservoir plein, puis avec une vidange rapide respectivement.

Les coefficients de sécurité sont ainsi évalués en considérant les trois situations déjà énoncées; à savoir :

- ❖ Fin de construction,
- ❖ Réservoir plein,
- ❖ Vidange rapide.

V-5 Présentation des résultats et discussion

V-5-1- Barrage en fin de construction (réservoir vide)

Dans ce cas, le barrage est soumis à des déformations propres aux matériaux sous leurs poids propre.

La Figure (V-4) représente le champ de déplacement au niveau de la digue à la fin de construction, on remarque qu'un déplacement majeur de l'ordre de 0.01563 m est enregistré au niveau de la crête.

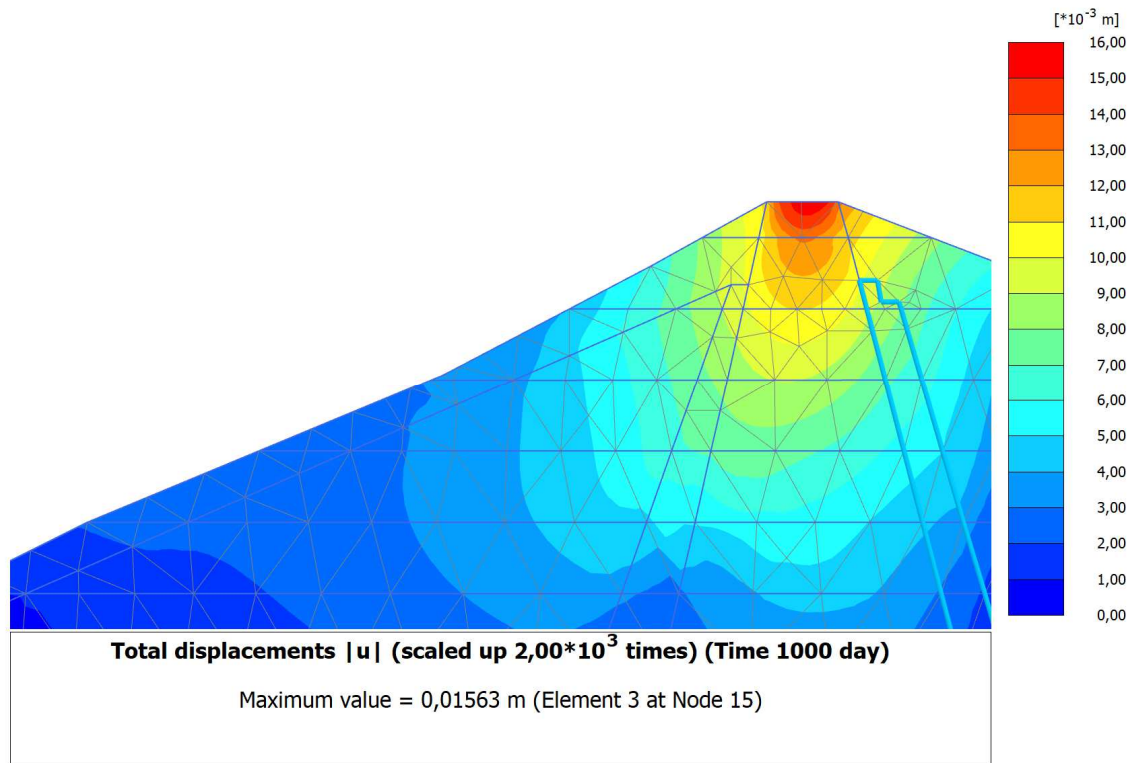
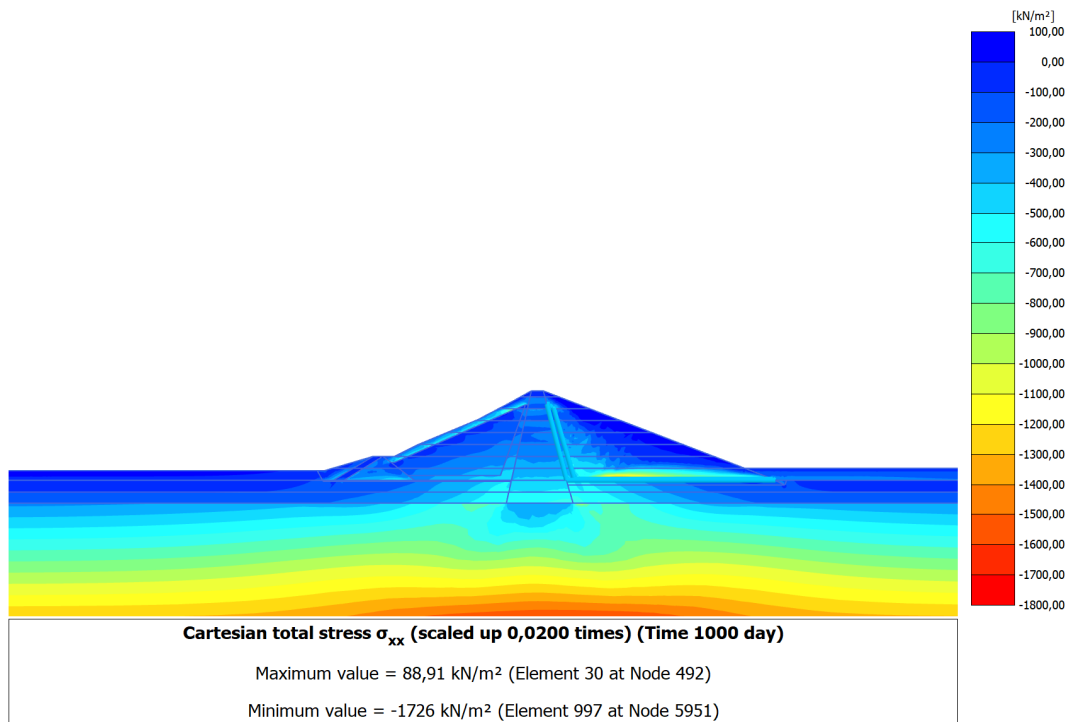
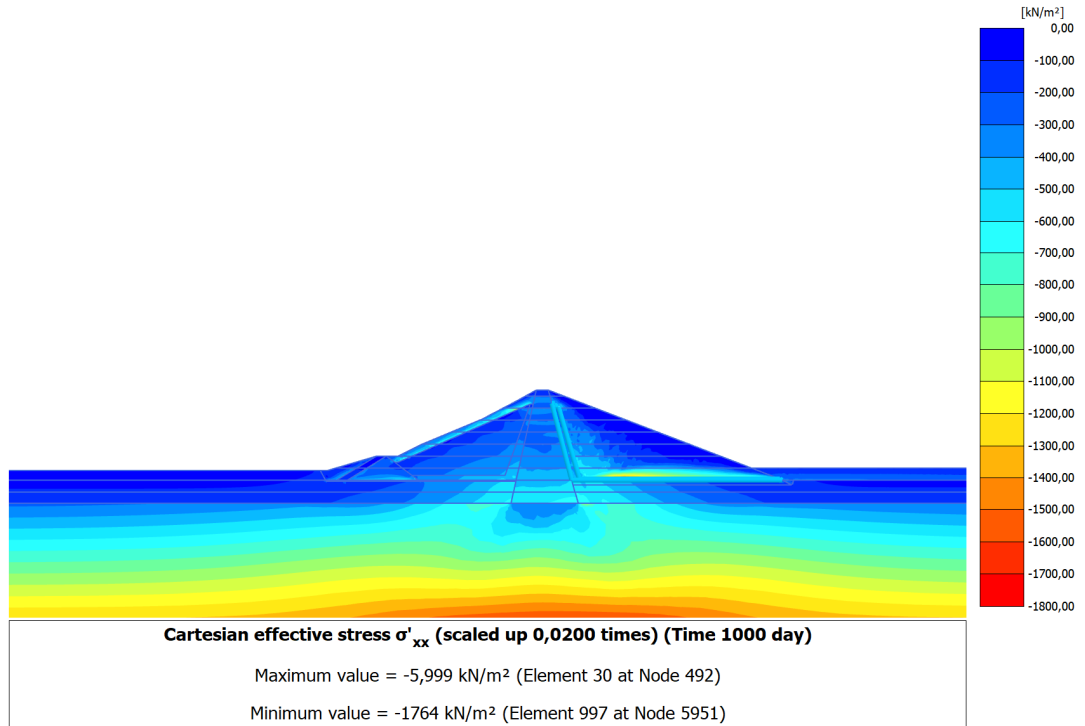


Figure V-4: Déplacements totaux en fin de construction

Les déplacements totaux sont négligeables, donc la stabilité de barrage en fin de construction est assurée.

L'état de contrainte dans le barrage est un facteur important, car ce dernier est variable en fonction des états de charges du barrage.

La figure (V-5) illustre cet état de contrainte, les valeurs de contraintes totales et de contraintes effectives sont égales. Cela signifie qu'aucune influence de l'eau n'est présente à ce stade.



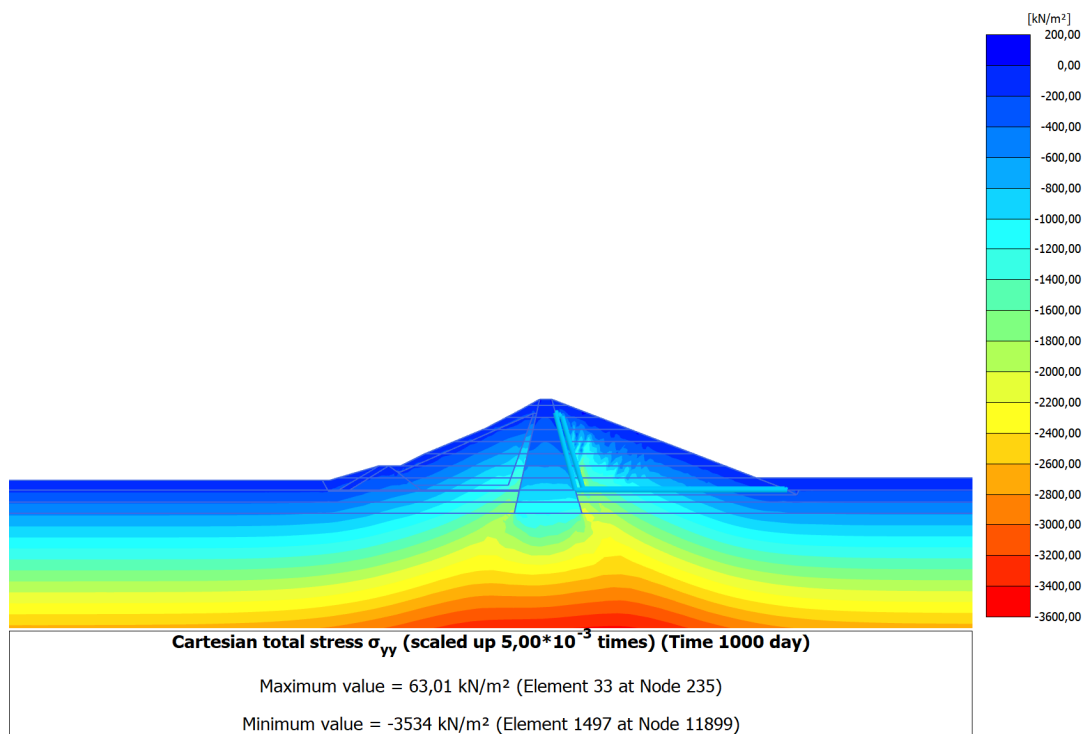
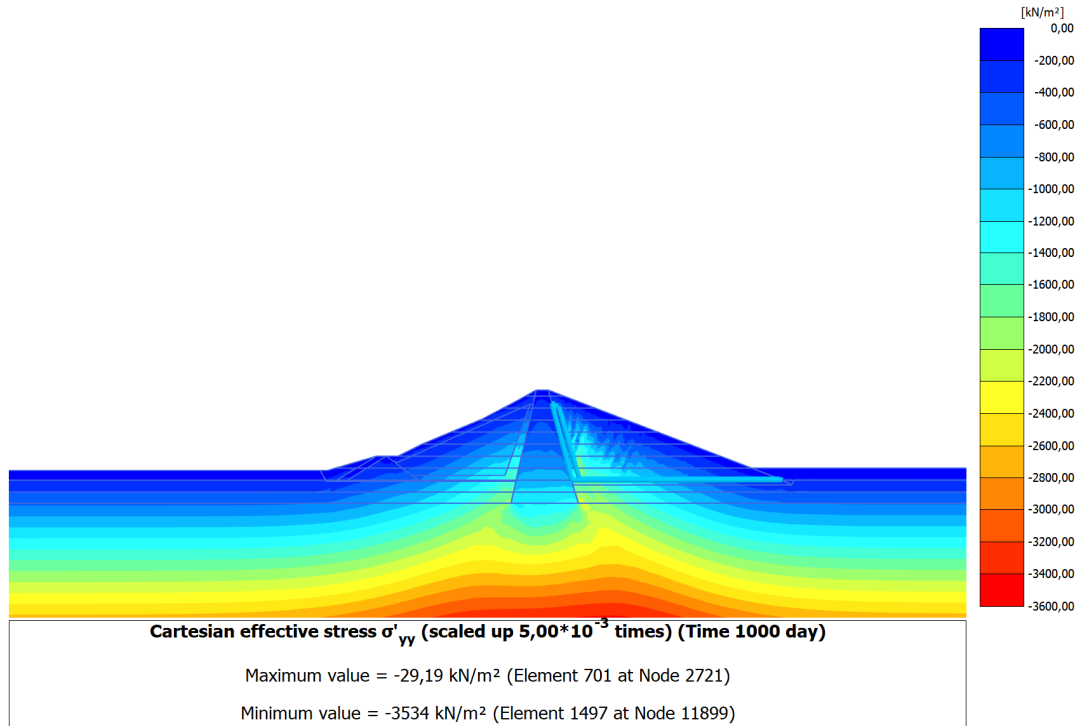


Figure V-5 : valeur de contraintes effectives et de contraintes totales

V-5-2- Barrage avec un réservoir plein

A ce niveau de remplissage, le barrage est sollicité au niveau le plus défavorable, la réglementation est plus sévère à ce niveau en stipulant un coefficient de sécurité minimal de 1.5 car toute rupture à ce niveau causera d'innombrables dégâts matériels, environnemental voir même des pertes de vies humaines.

1. Degré de saturation et ligne de saturation

A ce niveau de hauteur de retenue, le degré de saturation du barrage est à son maximum illustré par la figure (V-6). On remarque que le parement amont et le noyau argileux du barrage sont totalement saturés ($S_r=100\%$), cela signifie que le drain placé dans la partie aval du noyau a bien joué son rôle.

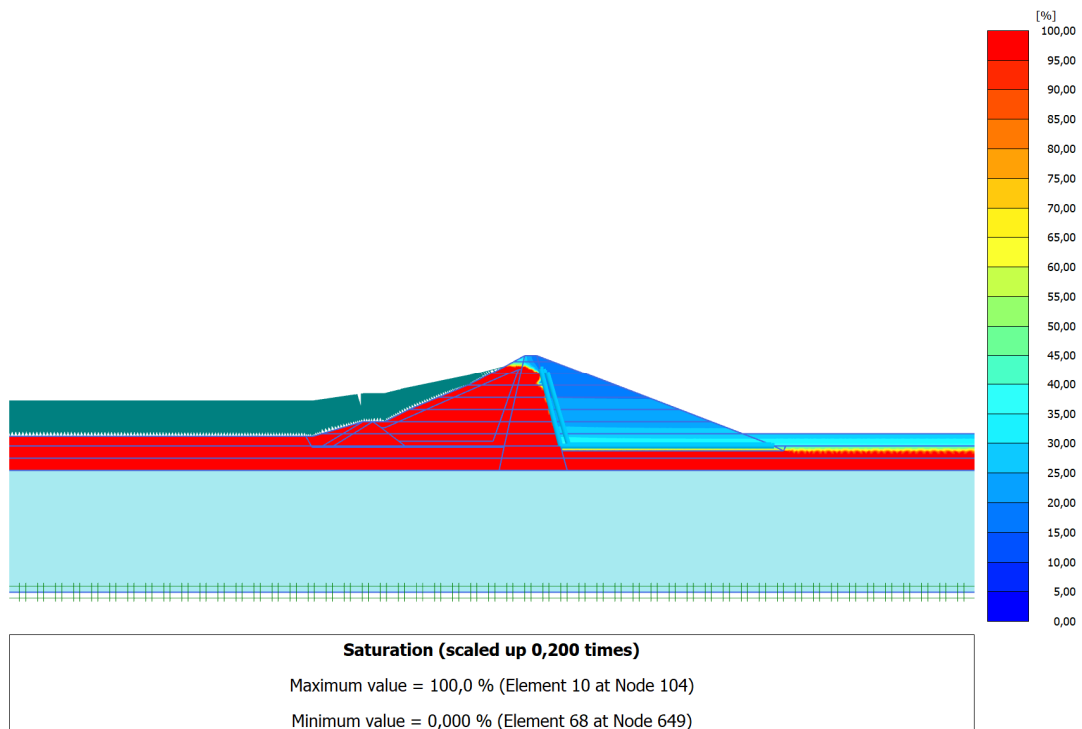


Figure V-6: Degré de saturation du barrage.

2. Pression interstitielle :

La figure (V-7) représente la répartition des pressions interstitielles dans le corps du barrage. Les pressions interstitielles maximales se localisent beaucoup plus dans le terrain alluvial situé à la partie amont du barrage.

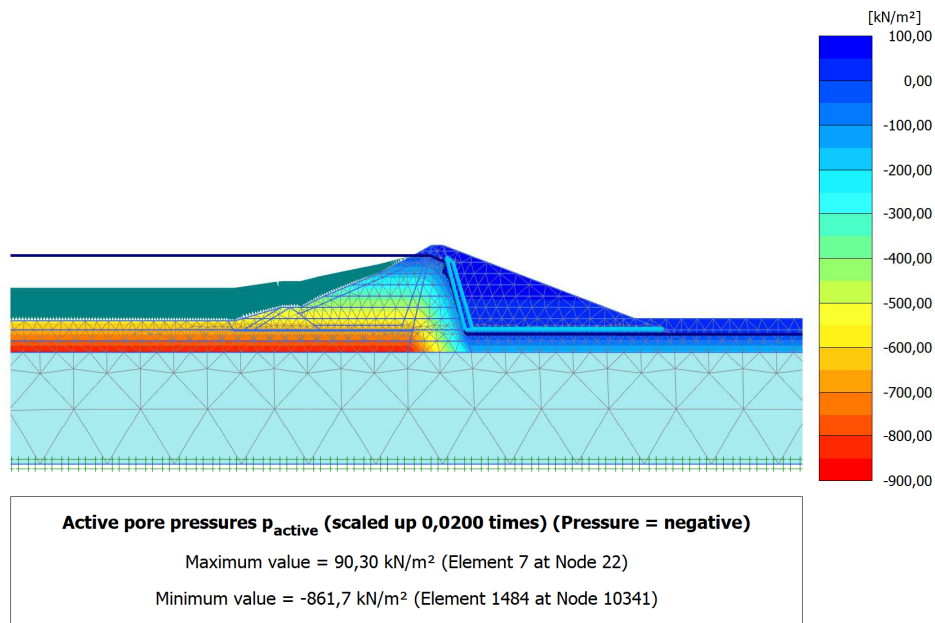


Figure V-7: Répartition des pressions interstitielles dans le barrage avec réservoir plein

3. Etat des déplacements

La figure (V-8) indique le champ déplacement totale au niveau du barrage après remplissage de réservoir. Il est évident que le talus amont est celui qui subie les déplacements maximaux mais qui reste très petits, de l'ordre de 0.06955 m.

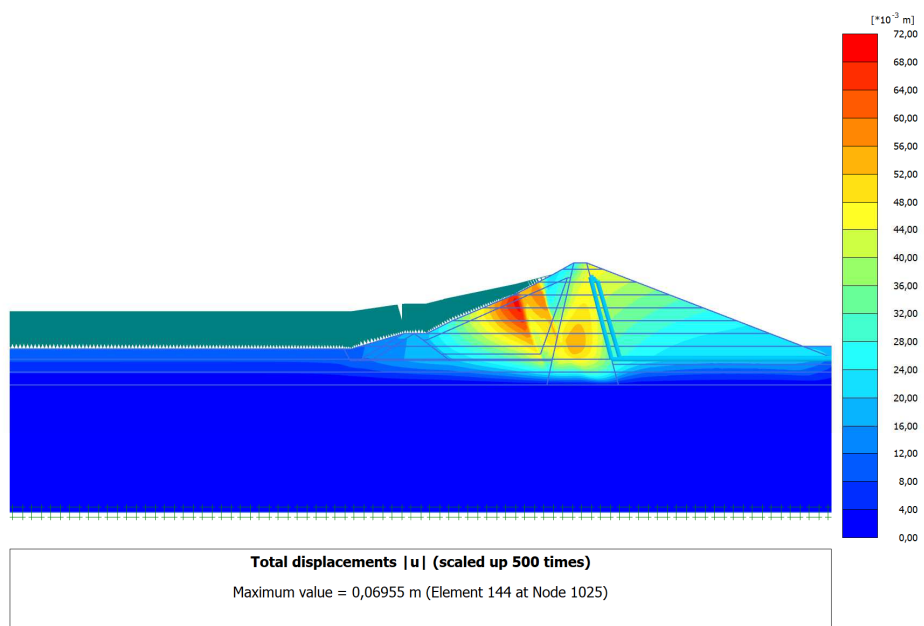
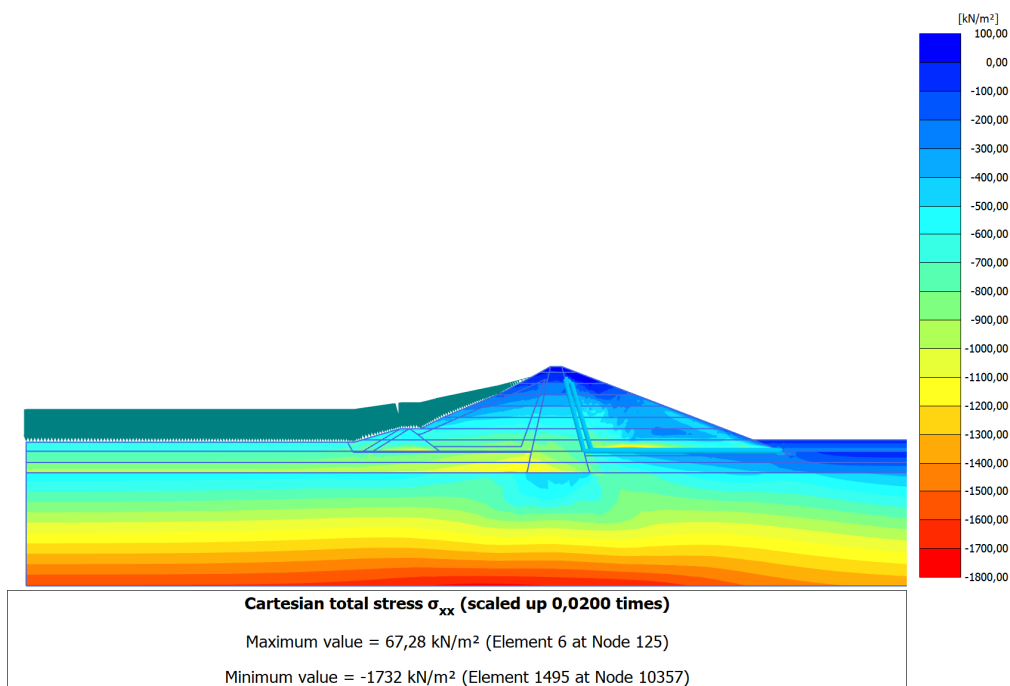
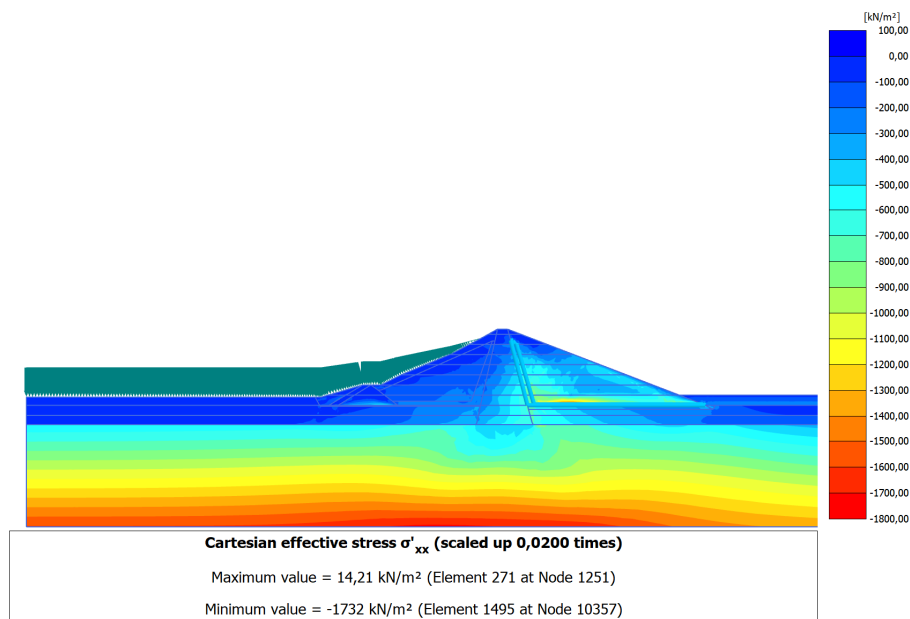


Figure V-8 : déplacement totale au niveau du barrage avec un réservoir plein

On remarque que les déplacements sont négligeables, donc la stabilité des sols en place après remplissage de réservoir est assurée.

4. Etat des contraintes

Les forces exercées par l'eau sur le barrage dans cet état de charge sont à leurs niveaux le plus extrêmes, la figure (V-9) montre la variation des contraintes effectives et totales dans le barrage.



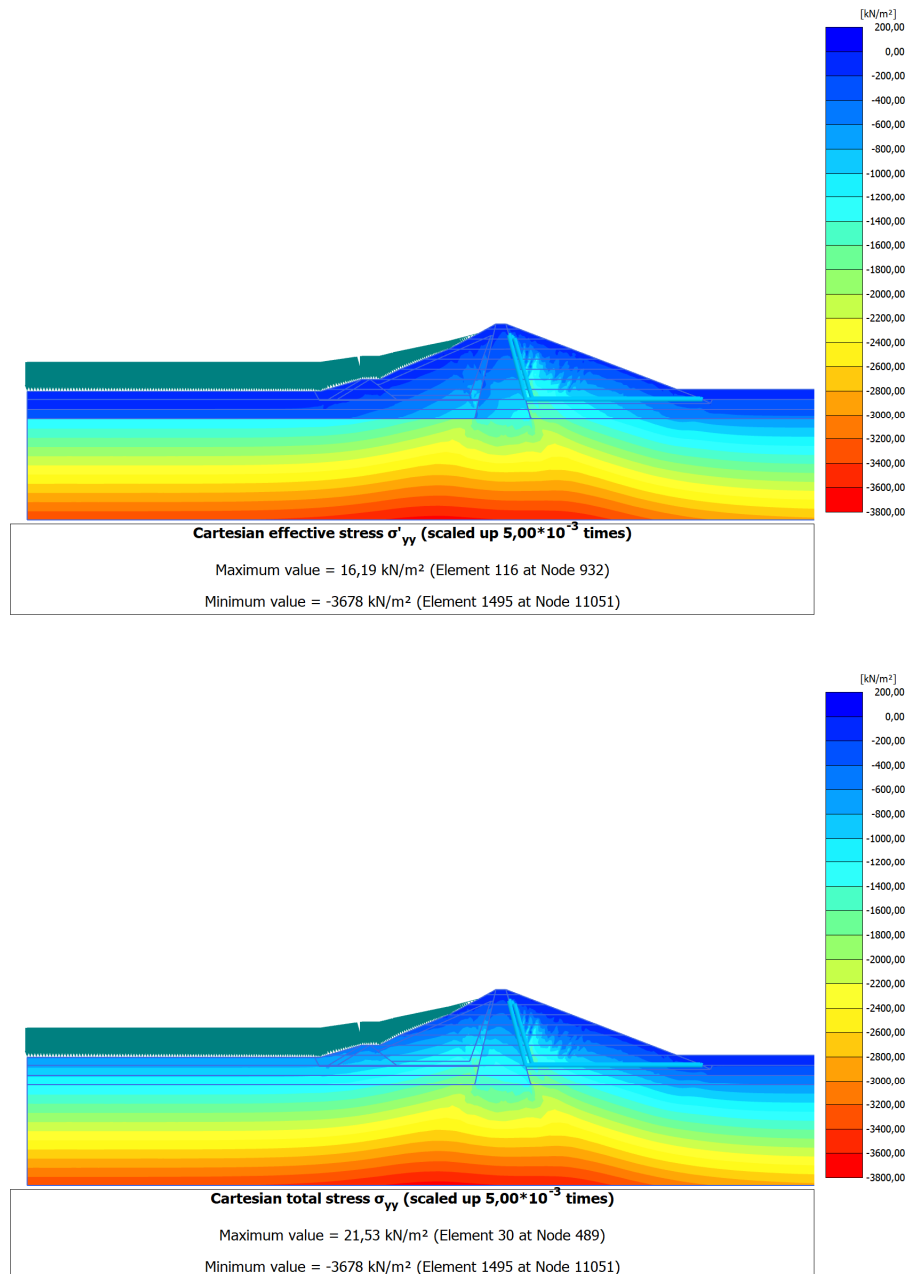


Figure V-9: Répartition des contraintes totales et effectives dans le barrage plein

V-5-3- Barrage en cas d'une vidange rapide

Le dernier cas de charge à considérer est le cas d'une vidange rapide. Dans ce cas, l'eau à l'intérieur de la digue n'a pas le temps de s'évacuer et il est important de connaître le comportement du barrage dans ce cas. Nous avons effectué cette vérification en diminuant le niveau d'eau dans le réservoir jusqu'au niveau minimal de la retenue soit $h=88$ m dans une période de 8 jours et on analyse la stabilité du barrage dans ce cas.

1. Champ de déplacement

La figure (V-10) indique les déplacements U_x dans le barrage en cas d'une vidange rapide. Le déplacement maximal est localisé au niveau du talus amont du barrage, le déplacement est significatif de l'ordre de 1.076 m avec un signe négatif qui fait référence au sens du déplacement. Les déplacements sont considérables, donc la stabilité du barrage n'est pas assurée en cas d'une vidange rapide.

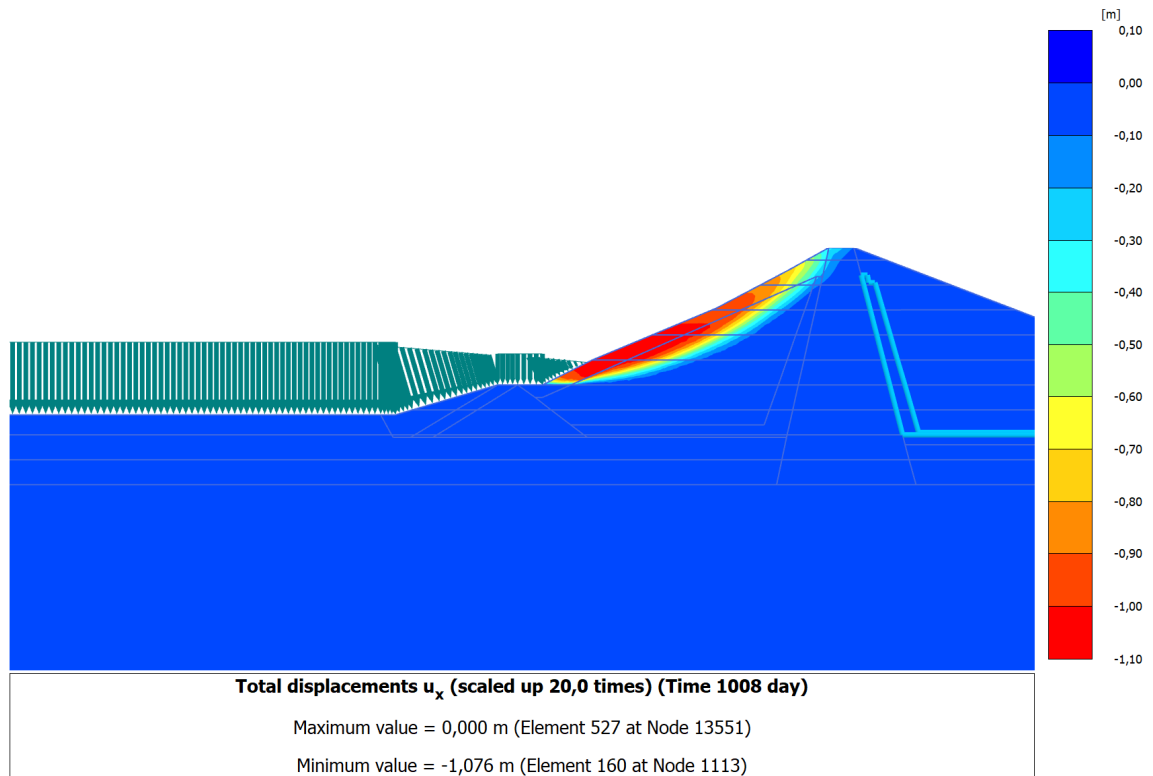
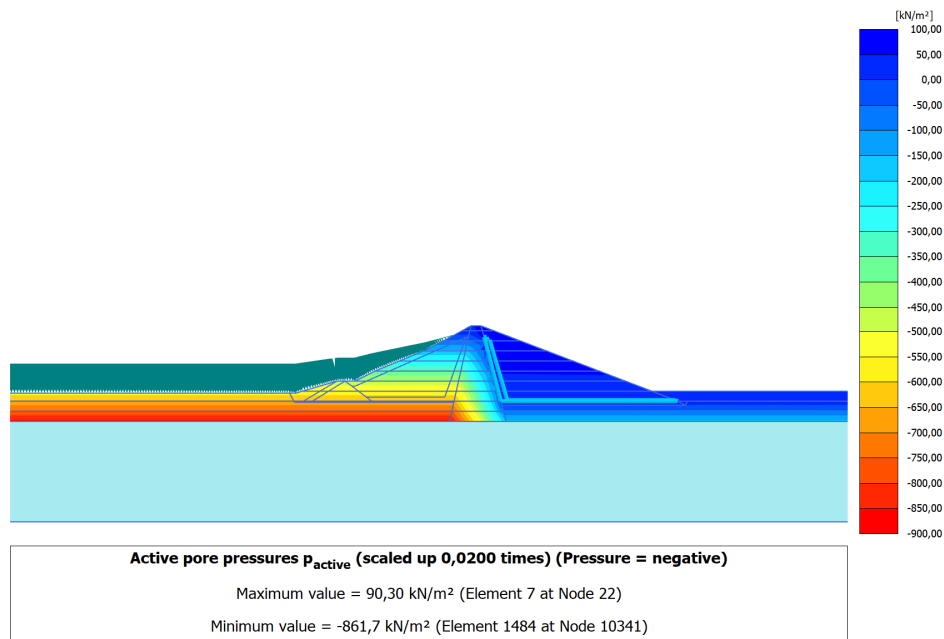


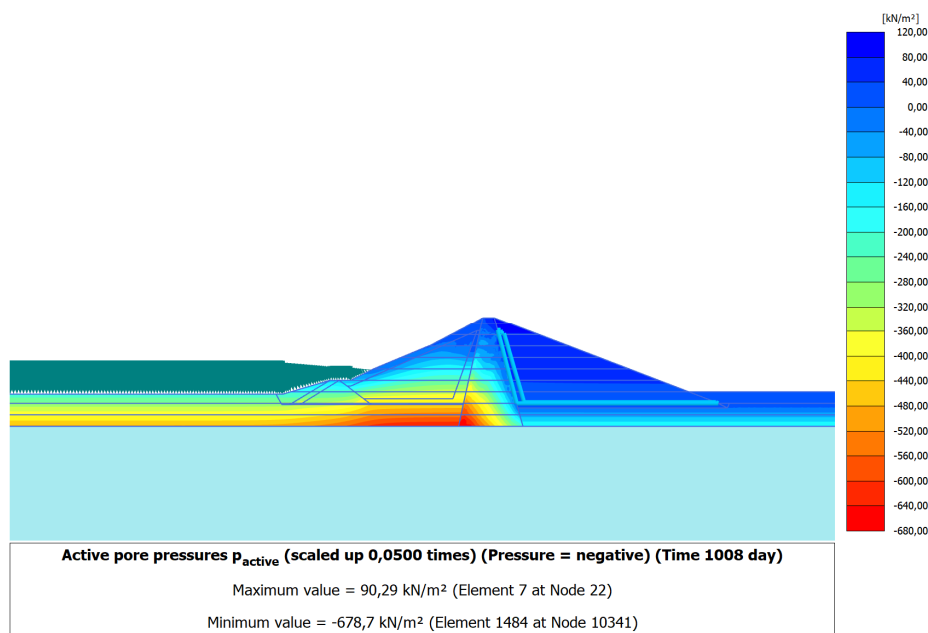
Figure V-10 : Déplacement U_x de barrage en cas d'une vidange rapide

2. Pressions interstitielles :

La figure (V-11) représente la répartition des pressions interstitielles dans le barrage en cas d'une vidange rapide et avec un réservoir plein, On remarque que les pressions interstitielles n'ont pas eu le temps de se dissiper dans le noyau dans le cas d'une vidange rapide.



(a)



(b)

Figure V-11: Répartition de pressions interstitielles dans le barrage en cas d'une vidange rapide (b) et avec un réservoir plein (a).

V-5-4- Valeurs de coefficient de sécurité pour les différentes situations

Afin d'évaluer la stabilité de la digue, les résultats des analyses de stabilité des parements de la digue en termes de coefficients de sécurité statiques doivent être comparés aux valeurs minimales admissibles réglementaires pour chaque cas de stabilité. Les principales situations analysées ainsi que leurs valeurs recommandées sont résumées dans le tableau (V-1).

Tableau V- 1: Facteurs de sécurité minimum admissibles pour les barrages en remblai (USACE, 2003)

Cas de charge	Facteurs de sécurité minimale	Versants à vérifier
Fin de construction	1.3	Amont et Aval
Retenue pleine en régime permanent	1.5	Aval
Vidange rapide	1.2	Aval

La figure (V-12) représente la valeur de coefficient de sécurité pour les différentes situations.

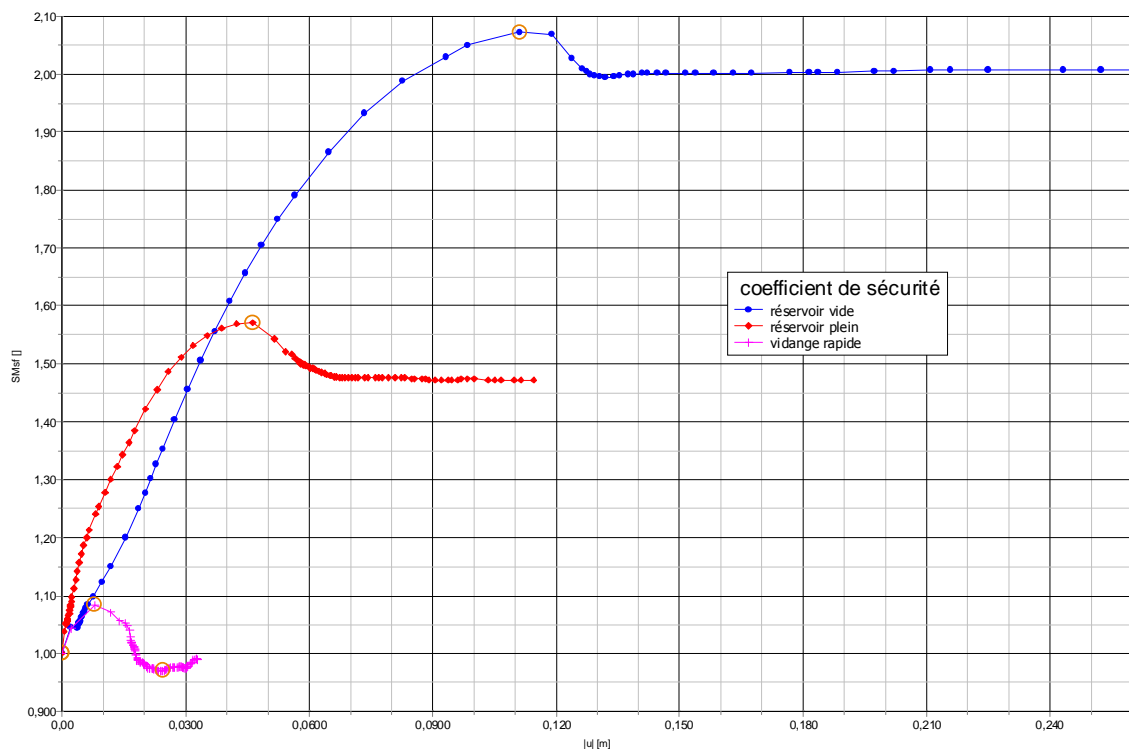


Figure V-12: Coefficient de sécurité pour les différentes situations du barrage

On remarque que la stabilité du barrage est assurée en fin de construction ($F_s=2.8$), et même après la mise en eau ($F_s=1.57$), par contre dans le cas d'une vidange rapide la stabilité de l'ouvrage est compromise ($F_s=1.08$).

V-6 Conclusion

L'analyse numérique de la stabilité statique de notre ouvrage en fin de construction et après la mise en eau nous renvoie à un comportement satisfaisant, contrairement au cas d'une vidange rapide où le parement amont subit un glissement important qui va compromettre la stabilité du barrage d'une manière quasi certaine.

L'étude de la stabilité du barrage sous sollicitation sismique fera l'objet du prochain chapitre.

Chapitre VI.

*Analyse numérique de la réponse du barrage
au séisme de Boumerdés*

VI-1 Introduction

Les séismes imposent des charges additionnelles aux barrages en terre. Le chargement sismique est de courte durée et cyclique, il provoque un mouvement dans les directions horizontales et verticales. Les charges sismiques peuvent affecter le barrage en remblai en causant l'effondrement du remblai en particulier près de la crête du barrage, l'instabilité des pentes, la réduction de la revanche due au tassement, l'érosion interne qui peut se développer en fissures, liquéfaction ou perte de résistance au cisaillement due à l'augmentation des pressions interstitielles induites par le tremblement de terre dans le remblai et sa base.

La sécurité sismique des barrages est l'un des paramètres de conception et d'analyse des barrages. La rupture de barrage sous l'effet de séisme peut provoquer d'énormes dégâts sur le double plan humain et matériels. Les coûts de tels accidents peuvent atteindre des montants importants. Cela justifie évidemment les hautes exigences imposées en termes de sécurité de ces ouvrages. Pour garantir un haut niveau de sécurité et pour minimiser le risque résiduel, il est recommandé de réaliser une étude de comportement sismique de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous allons analyser le comportement dynamique du barrage en terre de Souk-Tlata soumis à la composante horizontale enregistrée au rocher sur le site de Keddara durant le séisme de Boumerdes.

L'analyse est d'abord conduite pour un cas simple qui concerne la réponse élastique du barrage. Cette analyse va nous fournir des indications sur la réponse du barrage, principalement l'amplification dynamique.

La deuxième partie du chapitre concerne une analyse plus réaliste du barrage, où le comportement élasto-plastique du sol est considéré. Cette analyse est conduite en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. Elle est utile pour comprendre l'influence de la plasticité sur la réponse dynamique du barrage.

VI-2 Séisme de Boumerdes

Le séisme de Boumerdes en 2003 s'est produit le 21 mai à 19h 44 min dans le nord-est de l'Algérie. Le choc avait une magnitude de 6,8 et une intensité maximale de X (extrême) sur l'échelle de Mercalli. L'épicentre du séisme était situé près de la ville de Thénia dans la wilaya de Boumerdes, à environ 60 km à l'est de la capitale Alger. Le séisme a été le plus violent en Algérie depuis 1980 (séisme d'El Asnam). Ce séisme a provoqué la mort d'environ 2 266 personnes, 10 147 blessés et plus de 15 000 sans abri ont été enregistrés. Les

rapports indiquent que plus de 1 243 bâtiments ont été complètement ou partiellement détruits.

Le séisme a généré un tsunami localisé en Méditerranée, endommageant des bateaux au large des côtes des Baléares. La partie orientale d'Alger a été la plus touchée. Dans l'ensemble, la province de Boumerdes a été la région la plus touchée. Les figures qui s'en suivent montrent les dégâts après le passage de séisme de Boumerdes.

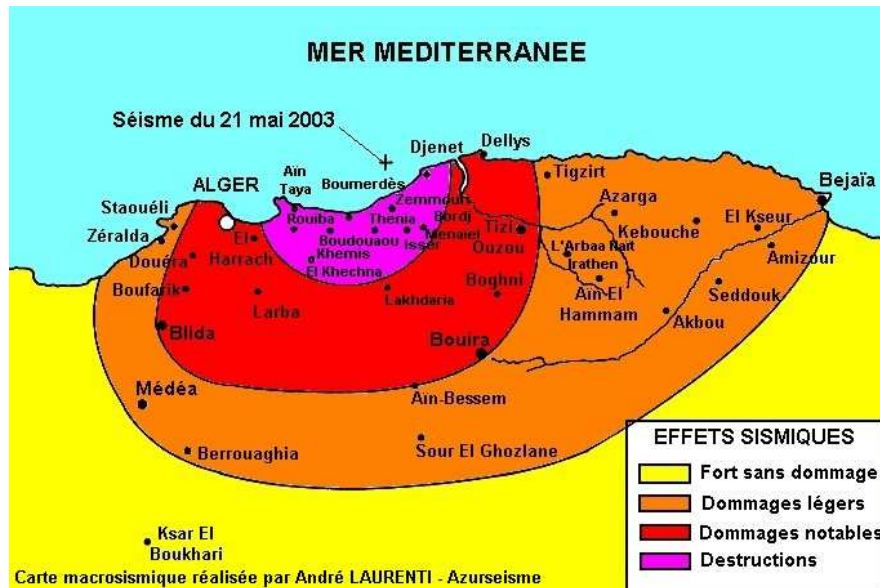


Figure VI- 1: Approche sur les effets provoqués par le séisme du 21 mai 2003. Carte proposée par André Laurenti



Figure VI- 2: Dégâts provoqués par le séisme de Boumerdes en 2003.

VI-3 Présentation du chargement sismique

La sollicitation sismique employée pour le calcul dynamique est représentée par des accélérogrammes enregistrés au rocher sur le site de Keddara lors du séisme de Boumerdes. Ce séisme a provoqué de nombreux dégâts et le phénomène de liquéfaction des sols a été

observé de façon spectaculaire en particulier le long des vallées et des oueds, Corso, Boudouaou, Boumerdes, Isser et Sebaou.

Quant à l'enregistrement des mouvements au rocher sur le site de Keddara lors du séisme principal de Boumerdes, les transformées de Fourier (FFT) de l'accélération dans les trois directions orthogonales, montrés sur la figure (VI.3), indiquent que l'énergie se répartit sur une large bande de fréquences. Dans les directions horizontales, on notera la présence de deux trains d'ondes ; le premier à basse fréquence inférieur à 5 Hz, et un deuxième train qui s'enclenche pour les fréquences allant de 7.5 Hz jusqu'à 15 Hz. Dans la direction verticale, l'étalement de l'énergie est important. Certaines informations obtenues après traitements des enregistrements durant le choc principal sont présentées dans le tableau (VI-1).

Tableau VI- 1: Quelques informations obtenues des enregistrements durant le séisme de Boumerdes.

Site de Keddara durant le séisme de Boumerdes (mai 2003)			
Direction	EW	NS	V
Distance épacentrale	20 km	20 km	20 km
Magnitude	6.8	6.8	6.8
PGA	0.202g	0.228g	0.19g
Phase forte (s)	$t_{fort} = 7.84$	$t_{fort} = 7.65$	$t_{fort} = 6.13$

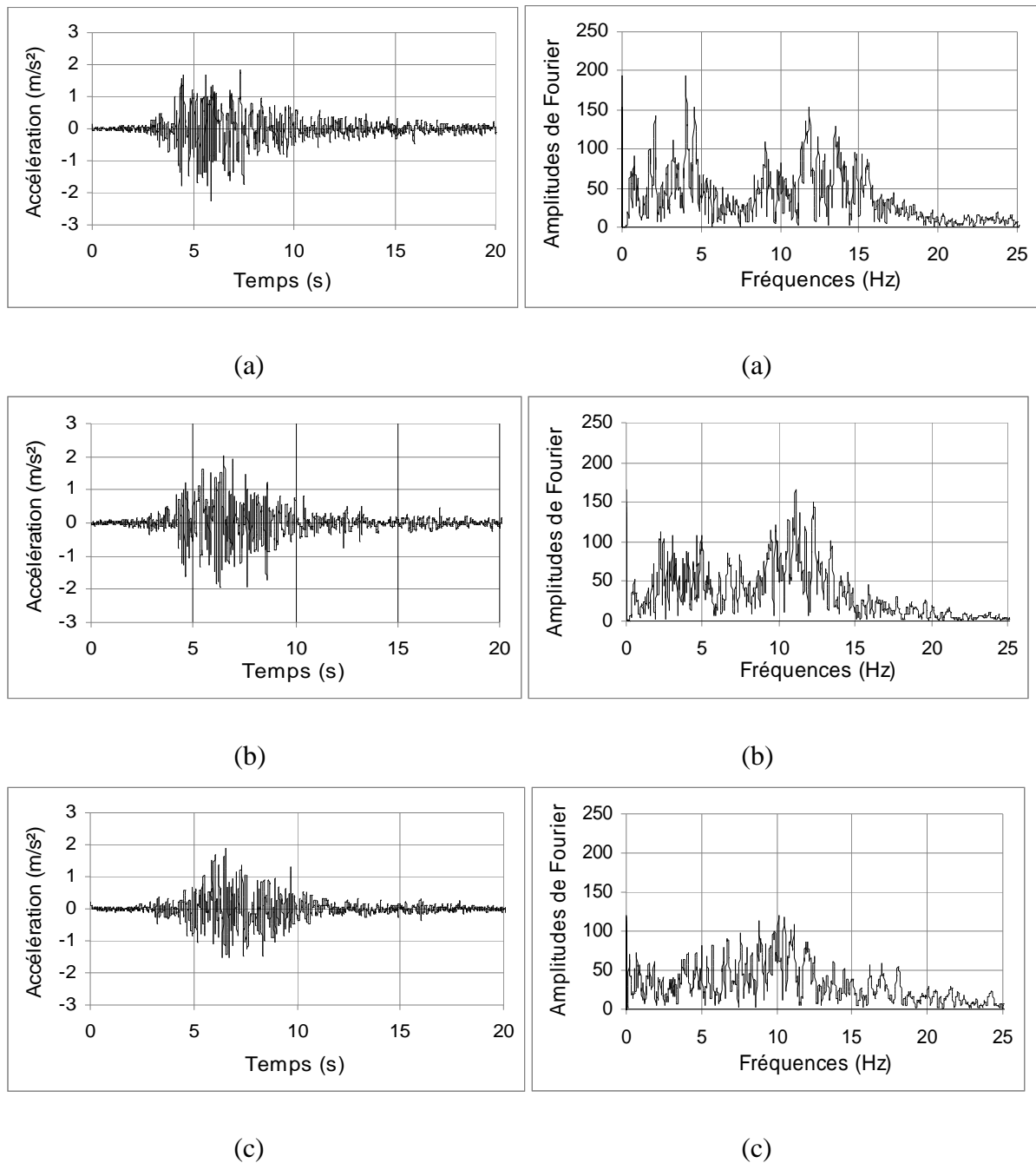


Figure VI- 3: A gauche, Mouvements au rocher du choc principal de Boumerdes le 21 mai 2003 : a- Composante N-S, b- Composante E-W, c- Composante verticale. A droite, Spectres de Fourier des mouvements au rocher du choc principal de Boumerdes le 21 mai 2003 : a- Composante N-S, b- Composante E-W, c- Composante verticale.

VI-4 Modèle de comportement employé

Dans notre étude, le modèle viscoélastique est composé de la loi élasto-plastique de Mohr Coulomb à laquelle nous ajoutons un amortissement visqueux de $\xi=2\%$ véhiculé par les coefficients de Rayleigh α et β . Du point de vue rhéologique, le comportement viscoélastique peut être représenté par un ressort de rigidité G , qui reflète l'élasticité et un amortisseur de viscosité η pour la viscosité. Cet amortissement permet de dissiper l'onde sismique et de réduire les déformations infligées aux sols par l'action dynamique.

VI-5 modélisation dynamique du barrage

Dans cette phase de calcul, nous soumettons notre ouvrage à une sollicitation sismique représentée par un accélérogramme dans la direction « X » enregistrée lors du choc principal du séisme de Boumerdes.

Les caractéristiques des sols en place sont les mêmes que celles utilisées pour le calcul statique mais en condition drainée et en ajoutant un amortissement visqueux de $\xi=2\%$ pour le calcul avec un comportement élasto-plastique.

Les conditions de frontières absorbantes sont appliquées de manière à empêcher la réflexion des ondes sismiques et l'amortissement de ces dernières (Figure VI-4)

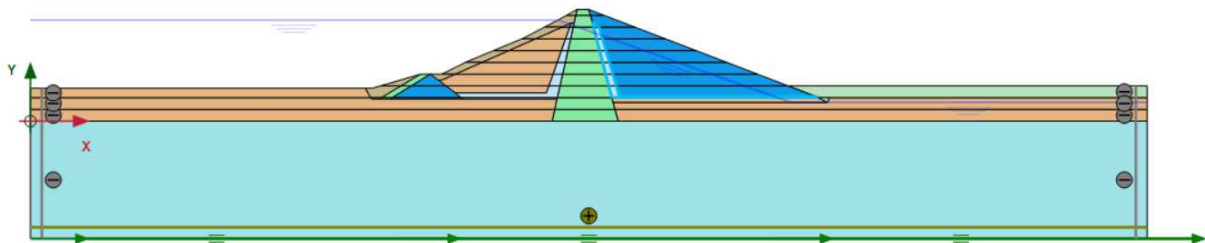


Figure VI-4: Les frontières absorbantes du modèle

La figure (VI-5) représente l'accélérogramme appliqué à la base du modèle. Le temps de la sollicitation sismique est limité à 20s étant donné que la phase forte et l'énergie sismique sont enregistrées bien avant la vingtième seconde de sollicitation.

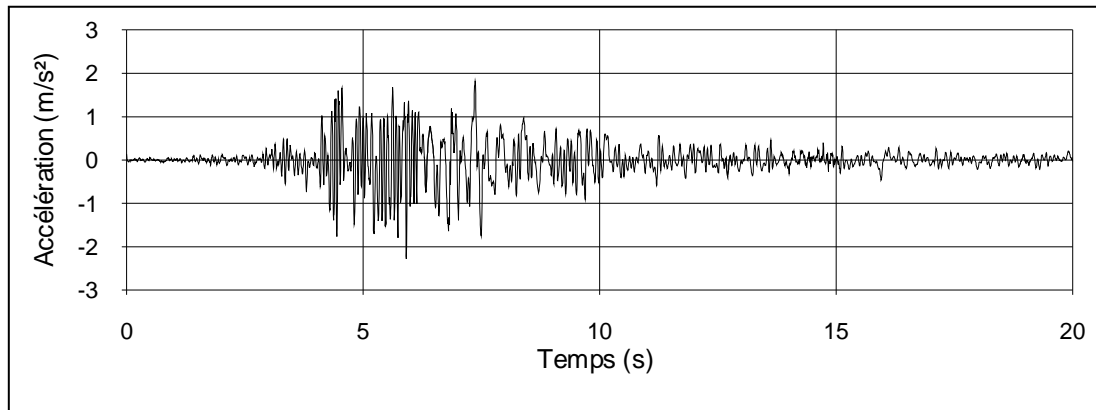


Figure VI- 5: Accélération [a_x] appliquée à la base du modèle

VI-6 Présentation des résultats et interprétation

VI-6-1 Analyse élastique

La réponse du barrage à l'excitation maximale est représentée dans la figure (VI-6). Un déplacement maximal de l'ordre de 1.285 m est observé sur le parement amont près de la crête et un tassement de l'ordre de 1.279 m est enregistré au niveau de la crête près de parement amont.

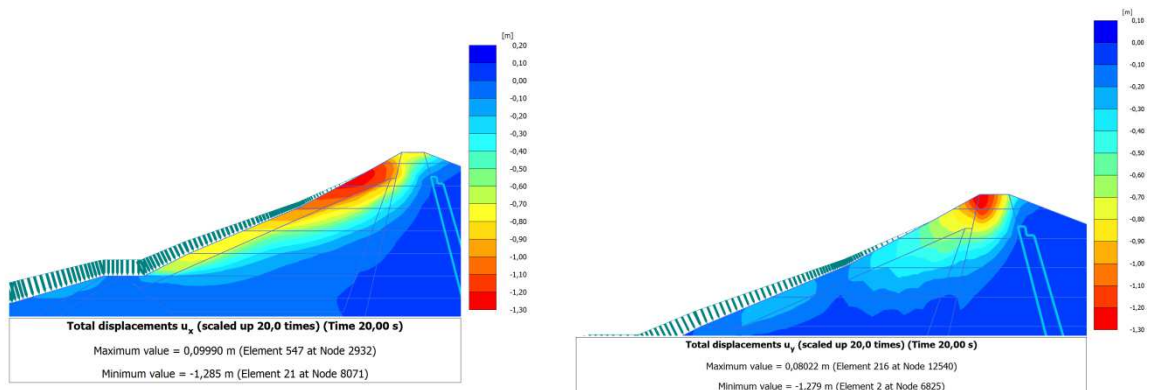


Figure VI-6: Déplacement horizontal et vertical enregistré sur le barrage sous l'action sismique.

La figure (VI-7-a) montre l'évolution du déplacement dans l'axe du barrage. Il est à noter que la forme de ce déplacement correspond au premier mode de vibration du barrage dans la direction considérée. Les déplacements sont amplifiés avec la hauteur à partir de la base du barrage jusqu'à la crête.

Sur la figure (VI-7-b), il est montré la variation du déplacement dans la direction transversale à la mi-hauteur du barrage, obtenue avec l'analyse élastique. A la mi-hauteur, on observe une variation du déplacement qui devient important au voisinage du parement amont.

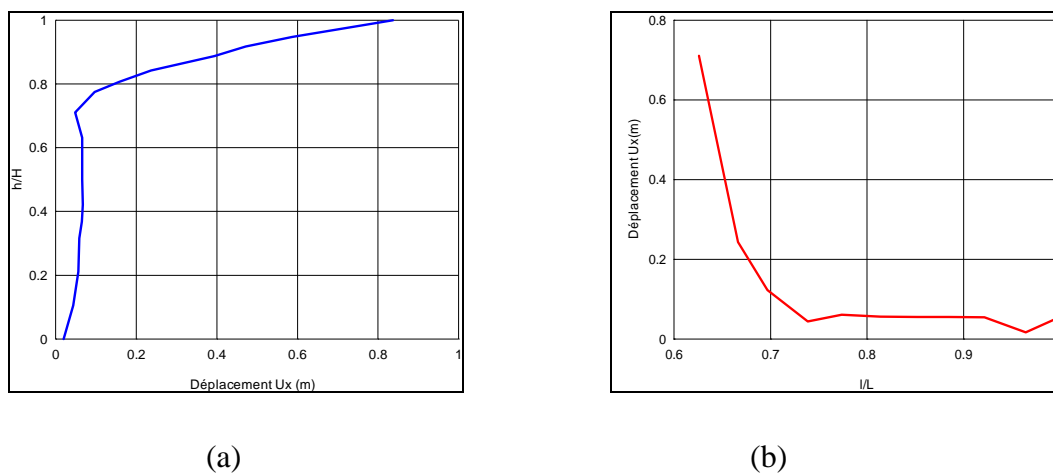


Figure VI-7: Variation de déplacement à l'accélération maximale.

VII-6-2 Analyse élastoplastique

Cette section présente l'analyse de comportement sismique de barrage de Souk Tlata avec une étude élastoplastique en utilisant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb.

Les résultats montrés en figure (VI-8) indique la réponse du barrage au choc principal du séisme de Boumerdes dans la direction amont-avale et le spectre de Fourier correspondant. Au niveau rocher, une accélération maximale de $-0.228g$ a été enregistrée. La durée de la phase forte associée est mesurée à 7.65 secondes. Dans le domaine temporel, nous remarquons que le barrage a répondu au signal au rocher avec une amplification de l'accélération pour atteindre une valeur dépassant 3 m/s^2 . Dans le domaine fréquentiel, le spectre de Fourier du signal au rocher indique que l'énergie sismique est principalement concentrée sur une bande fréquentielle inférieure à 15 Hz. Il est important de rappeler la présence de deux trains d'ondes dans la représentation spectrale du mouvement au rocher. La réponse du barrage en crête est observée durant premier train d'onde correspondant à un

contenu fréquentiel inférieur à 5 Hz alors que la réponse du barrage au deuxième train avec le contenu fréquentiel inférieur à 15 Hz est insignifiante en crête.

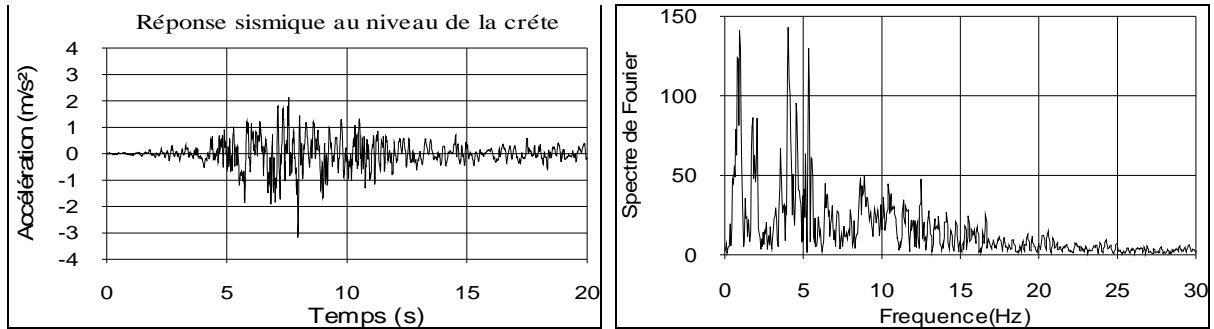


Figure VI- 8: Réponse sismique en crête du barrage suivant la direction x en utilisant le modèle élastoplastique.

Les résultats montrés en figure (VI-9), indique les déplacements U_x et U_y engendrés dans le barrage après le séisme. Un tassement maximal de l'ordre de 22.18 cm est localisé au niveau de la crête du barrage et un déplacement proche de 20 cm est enregistré au niveau de la partie supérieure de la pente amont près de la crête.

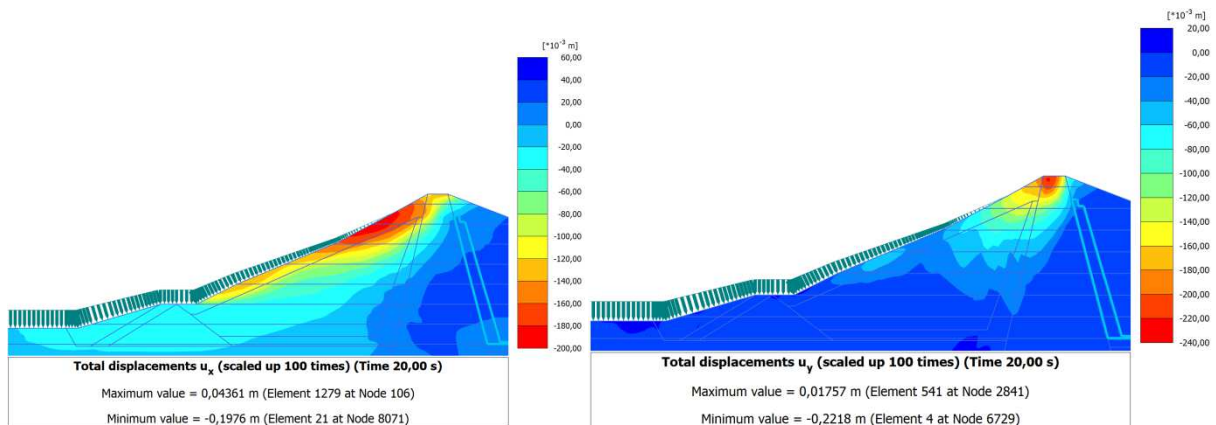


Figure VI-9: Déplacement U_x et U_y dans le barrage au comportement élasto-plastique

VI-7 Conclusion

Dans cette partie du travail, une analyse numérique de la réponse sismique non linéaire du barrage en remblai Souk Tlata durant le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 est effectuée. Il correspond à la réponse du barrage après la mise en eau. Les analyses ont été effectuées pour les enregistrements du tremblement de terre en supposant une géométrie typique pour le barrage en terre.

Les comportements des matériaux des différentes zones du barrage sont décrits par le modèle élasto-plastique Mohr Coulomb. Les analyses ont été menées sous un accélérogramme réel.

En comparant entre les réponses du barrage avec un modèle élastique et un modèle elasto-plastique, il ressort que les déformations plastiques conduisent à une réduction de l'amplification sismique. L'analyse de la réponse le long de l'axe vertical du barrage indique que le déplacement augmente d'une manière significative au tiers supérieur du barrage durant des mouvements forts, une attention particulière doit être donnée à la crête et à la pente amont.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'évaluation de la réponse sismique des barrages en terre est une nécessité absolue, car elle est exigeante en matière d'analyse et de méthodes de calcul qui sont de plus en plus sophistiqués que ceux utilisés pour les charges statiques habituelles. Le développement des méthodes d'analyse numérique a considérablement progressé, mais il faudra recueillir plus d'informations avant de pouvoir déterminer avec précision la réponse des barrages lors de fortes secousses du sol.

La présente étude concerne l'analyse numérique de comportement de barrage en terre, sous l'effet d'un tremblement de terre, basé sur la méthode des éléments finis en utilisant le code de calcul PLAXIS-2D version 2020.

L'exemple étudié est une représentation simplifiée d'une géométrie typique de barrage en remblai de Souk Tlata situé à la wilaya de Tizi-Ouzou, le système est soumis aux accélérations du séisme de Boumerdés qui a eu lieu le 23 mai 2003 en Algérie.

L'analyse des résultats de simulation de la présente recherche permet de dégager les conclusions suivantes :

La stabilité du barrage est assurée en fin de construction et même après remplissage de réservoir, l'instabilité du barrage est observée lors d'une vidange rapide du réservoir.

L'analyse élastique montre que le chargement sismique induit des grands déplacements latéraux, une déformation importante est enregistrée au niveau de la pente amont. Un déplacement maximal de l'ordre de 1.285 m est observé sur le parement amont près de la crête.

L'évolution du déplacement dans l'axe du barrage indique des amplifications avec la hauteur à partir de la base du barrage jusqu'à la crête.

La comparaison entre la réponse de l'analyse élastique et élastoplastique montre que la présence des déformations plastiques conduit à l'atténuation des accélération dans le barrage

en particulier à la crête de barrage, ce résultat est attribué à la dissipation d'énergie par la déformation plastique

Dans le domaine temporel le barrage a répondu au signal au rocher avec une amplification de l'accélération pour atteindre une valeur dépassant 3 m/s^2 . Dans le domaine fréquentiel, la réponse du barrage en crête est observée durant premier train d'onde correspondant à un contenu fréquentiel inférieur à 5 Hz alors que la réponse du barrage au deuxième train avec le contenu fréquentiel inférieur à 15 Hz est insignifiante en crête.

Bibliographie

Références bibliographique

Anton J. Schleiss et Henri Pougatsch. Les barrages du projet à la mise en service (volume 17), presse polytechnique et universitaires romands, Lausanne, mai 2011

ABBAS Lila, Surveillance et sécurité des barrages, mémoire de master, spécialité Géotechnique et Environnement, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.

AFIRI Ryma, Etude de faisabilité d'un barrage en terre : barrage de Souk Tlata, mémoire de master, spécialité Géotechnique et Environnement, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2011.

AICHONE Merzaka. Contribution à l'étude et à l'analyse du comportement sismique d'un barrage en remblai, diplôme master en hydraulique. Ecole nationale supérieure d'hydraulique- ARBAOUI Abdellah-,2017.

BAGHZIM Hassiba, Etude numérique de la conception des barrages en terre, Diplôme de Magister en Génie civil. Université Mohamed Khider, Biskra, 17 juin 2015.

Ben Taleb Whida. Modélisation du comportement des barrages en terre sous chargements sismique, diplôme de magister en Géotechnique. Université de Guelma, 2011.

BOUMAIZA Malika. Contribution à l'étude et à l'analyse du comportement des barrages en terre et leurs stabilités, diplôme de magister en génie civil. Université M'hamedBougara de Boumerdés, 2009.

CHETATHA Nawel, Etude d'un barrage en terre. Cas d'Oued Hlib (wilaya de Sétif), mémoire de master en génie civil, Université Zidane Achour de Djelfa, 27 juin 2016.

DERDOUS Oussama, Condition d'écoulement à l'aval d'un barrage en cas de rupture de digue, application aux cas Algériens, diplôme de doctorat 3ème cycle, Université Badji Moukhtar-Annaba,2015.

Jean-Jacques FRY. Evaluation de la stabilité sismique des digues. EDF CIH, 95-110.

HATAB Omar, l'analyse du comportement dynamique du barrage de Fontaine des gazelles sous sollicitation sismique. Mémoire de magister en hydraulique, Université Hadj Lakhdar, Batna, 75 pages, 2010.

Karry M. Cours barrages, références GCI 310 et GCI 315, Université Sherbrooke, Canada, 2013.

LOUNAS Boualem. Analyse du comportement de structures élancées en plan, diplôme master en structures et matériaux. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.

Mallet C, Paquant J, les barrages en terre, Eyrolles-Paris, 1951.

Ministère de l'écologie et du développement durable Française. Les ruptures des barrages. Décembre 2004.24 pages.

Patrick Le Delliou. Les barrages et risque sismique. Risques Infos n°13, juin 2002.

Patrick Le Delliou. Les barrages conception et maintenance. ENTPE, Presses universitaires de Lyon, pages 159-193. 2003.

Thu Nga LE. Modélisation du comportement des barrages en terre sous séismes, Thèse pour obtenir le grade de docteur de L'INPG. Ecole Doctorales Mécanique et Energétique de Grenoble, 314 pages.

Youcef PARISH. Analyse numérique du comportement sismique des barrages en terre. Thèse de doctorat à l'université des Sciences et technologies de Lille, pages 1-108. 2007.

Zerfa F.Z. Contribution à l'analyse du comportement dynamique des barrages en terre. Thèse de Magister, école nationale polytechnique, Département hydraulique, 1991.

Zeroual A. Contribution à l'analyse sismique des barrages en terre, mémoire de magister en Hydraulique. Université El Hadj Lakhdar, Batna, 2009.