

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2021

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

Mr. FARHI Rachid
Mr. ADJAOUD Mahdi

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2en :

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :
ANALYSE DE LA STABILITE STATIQUE ET DYNAMIQUE D'UN
BARRAGE EN TERRE

Devant le jury composé de :

| | | | |
|-----------------|-----|-------|-------------|
| Mr. BELMIHOUB.H | MMA | UAMOB | PRESIDENT |
| Mme. BOUMAIZA.M | MMA | UAMOB | PROMOTRICE |
| Mr. BAKHTI.R | MMA | UAMOB | EXAMINATEUR |

Année Universitaire 2020/2021

Remerciements

J'aimerais remercier tous ceux qui m'ont aidé

à mener ce travail de mémoire.

D'abord, je voudrais remercier les membres du

jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

Je tiens à remercier particulièrement ma

promotrice, madame Boumaïza, pour son

temps, sa contribution, sa patience et tout ce

qu'elle a fait pour assurer l'aboutissement de ce

travail.

Dédicace

En cette occasion spéciale de la fin de mon mémoire, je tiens à dédier ce modeste travail en premier lieu à mes parents pour tous les sacrifices qu'ils ont dû faire pour que j'aie la chance de pouvoir poursuivre mes études

*En deuxième lieu, à mes frères mes sœurs
Ainsi toute personne ayant une contribution et un appui positif sur moi durant toute ma formation.*

Résumé

L'évaluation de la stabilité d'un barrage en terre pendant différentes phases de construction et d'exploitation constitue un défi important.

L'analyse a été effectuée en utilisant la méthode de calcul numérique en éléments finis, avec une approche en contraintes effectives. Le comportement du sol est décrit selon le critère de Mohr-Coulomb.

Une méthode numérique ainsi qu'une procédure d'analyse sont présentées dans cette étude.

La stabilité d'un modèle type de barrage en terre à noyau d'argile a été évaluée. Un accent particulier est mis sur le calcul des contraintes, les déplacements et les pressions interstitielles ainsi que les surpressions interstitielles enregistrées durant les différentes phases, ainsi que la réponse sismique. Sur la base des résultats numériques, les différents schémas de réponse sismique du barrage seront discutés. Un accent particulier sera mis sur le calcul des surpressions interstitielles enregistrées durant la sollicitation sismique.

Notre analyse est effectuée en utilisant essentiellement le logiciel de calcul en éléments finis PLAXIS.

Mots clés : barrage en terre, méthode des éléments finis, stabilité, Plaxis, réponse sismique.

ملخص

يعد تقييم استقرار السد الترابي خلال مختلف مراحل البناء من اشغال الانشاء حتى مراحل الاستغلال تحديًا كبيرًا نظراً لتغيرات كل مرحلة.

تم إجراء التحليل باستخدام طريقة الحساب العددي اعتماداً على العناصر المنتهية، من خلال الاعتماد على المنطق القائم على الإجهاد الفعال حيث يتم وصف سلوك التربة وفقاً لمعايير Mohr-Coulomb.

يتم الاعتماد على طريقة الحساب العددي بالإضافة إلى تسلسل إجراءات تحليلية في هذه الدراسة.

تم تقييم ثبات التصميم النموذجي للسد الأرضي ذو مركز داخلي من الطين بحيث يتم التركيز بشكل خاص على حساب مسافات الإزاحة وتقييم الضغوط والضعوط الزائدة الناتجة عن المياه بالإضافة إلى ضغط المسامات المسجلة خلال كل المراحل المختلفة، زيادة إلى الاستجابة الزلزالية. بناءً على النتائج العددية المتحصل عليها سيتم مناقشة مخططات الاستجابة الزلزالية المختلفة للعناصر المكونة ل السد. سيتم التركيز بشكل خاص على حساب ضغوط المسام والضعوط الزائدة الناتجة عن المياه المسجلة أثناء الإجهاد الزلزالي.

يتم إجراء تحليلنا باستخدام برنامج حساب العناصر المنتهية بشكل أساسي باستعمال تطبيق بلاكسيس.

الكلمات المفتاحية: السد الترابي، طريقة العناصر المنتهية، الثبات، البلاكسيس، الاستجابة الزلزالية.

Abstract

Evaluating the stability of an earthen dam during different phases of construction and operation is a significant challenge.

The analysis was performed using the numerical finite element calculation method, with an effective constraints approach.

The behavior of the soil is described according to the Mohr-Coulomb criterion.

A numerical method as well as an analysis procedure are presented in this study.

The stability of a typical clay-core earth dam model was evaluated.

We focus on the calculating stresses, displacements and pore pressures as well as pore overpressures recorded during the different phases, as well as the seismic response.

According to the numerical results, the different seismic response schemes of the dam will be discussed.

Particular emphasis will be placed on calculation the pore pressures recorded during the seismic stress.

Our analysis is carried out using mainly the finite element calculation software using PLAXIS.

Keywords: Earth dam, finite element methods ,stability , Plaxis, seismic response.

TABLE DES MATIERES

| | |
|----------------------------|----|
| Remerciements | |
| Dédicace | |
| Résumé | |
| ملخص | |
| Abstract | |
| Table des matières | |
| Liste des figures | |
| Liste des tableaux | |
| Notations | |
| Abréviations | |
| Introduction générale..... | 01 |

CHAPITRE I : Généralités sur les Barrages

| | |
|---|-----------|
| I-1 -Histoire des Barrages | 03 |
| I-2 – Définition | 03 |
| I-3 – Utilités des Barrages | 04 |
| I-4 – Effets nuisibles des barrages..... | 06 |
| I-4-1-Conséquences écologiques | 06 |
| I-4-2-Conséquences sur les populations | 07 |
| I-4-3-Impact sur le paysage..... | 07 |
| I-5- Types des Barrages | 08 |
| I-5-1- Barrages en Béton | 08 |
| I-5-1-1- Barrages poids..... | 08 |
| I-5-1-2- Barrages voute..... | 09 |
| I-5-1-3- Barrages à contrefort..... | 09 |
| I-5-2- Barrage en remblai..... | 10 |
| I-5-2-1-Barrages en enrochement..... | 10 |
| I-5-2-2-Barrages en Terres..... | 11 |
| I-6- Profil général du barrage | 13 |
| I-6-1- Hauteur du barrage..... | 13 |
| I-6-2-La largeur en crête d'un barrage..... | 14 |
| I-6-3-Pente des talus..... | 15 |
| I-7-Etanchéités des barrages en terre..... | 16 |
| I-7-1-Etanchéités de la recharge | 16 |
| I-7-1-1- Noyau en argile compacte | 16 |
| I-7-1-2- Masque amont | 16 |
| I-7-2- Etanchéité des fondations..... | 17 |

| | |
|--|-----------|
| I-7-2-1- Paroi moulée | 17 |
| I-7-2-2- Traitement des fondations par injection | 18 |
| I-7-2-3 Tapis d'étanchéité amont..... | 18 |
| I-8- Filtres et drains | 19 |
| I-8-1-Filtres | 19 |
| I-8-2- Drains | 20 |
| I-9- Risque sur les barrages..... | 21 |
| I-9-1- Renard hydraulique (Erosion) | 21 |
| I-9-2-Boulance | 23 |
| I-10- Conclusion..... | 23 |

CHAPITRE II: Comportement sismique

Des Barrages en terre

| | |
|---|-----------|
| II-1- Introduction..... | 24 |
| II-2-Méthode d'analyse de stabilité des digues..... | 24 |
| II-3-Méthodes d'évaluation de la stabilité sismique | 27 |
| II-3-1- Méthodes simplifiées | 27 |
| II-3-1-1 Analyse pseudo-statique..... | 28 |
| II-3-1-2 Approche de Newmark..... | 29 |
| II-3-1-3 L'analyse de Seed-Lee-Idriss..... | 29 |
| II-3-2 Méthodes empiriques..... | 30 |
| II -3-2 -1- Méthode de JANSEN (1990)..... | 30 |
| II -3-2 -2- Méthode de SWAISGOOD (1995,1998)..... | 31 |
| II-4- Méthode de modélisation numérique des barrages en terre..... | 31 |
| II-4-1- Codes en contraintes totales..... | 31 |
| II-4-1-1-Analyse basé sur la méthode linéaire équivalente (EQL) | 32 |
| II-4-1-2-Analyse non linéaire (Fully non-lineaire codes)..... | 32 |
| II-4-2- Codes en contraintes effectives | 32 |
| II-4-2-1-Codes complètement couplés | 33 |
| II-4-2-2-Codes semi-couplé | 33 |
| II-5- Différents types des comportements dynamiques des sols..... | 33 |
| II-5-1- Comportement élastique linéaire | 34 |
| II-5-1-1- Essai de compression triaxiale..... | 35 |
| II-5-1-2- Essai de type oedométrique..... | 36 |

| | |
|---|-----------|
| II-5-2- Comportement élastique non linéaire..... | 37 |
| II-5-3- Comportement élasto-plastique | 39 |
| II-5-3-1 Principes fondamentaux du domaine élasto-plastique..... | 40 |
| II-5-3-2 Critères du comportement élasto-plastique | 44 |
| a) Critères ne faisant pas intervenir la pression hydrostatique | 44 |
| - Critère de Von Mises | 44 |
| - Critère de Tresca | 45 |
| b) Critères faisant intervenir la pression hydrostatique | 47 |
| - Critère de Drucker–Prager | 47 |
| - Critère de Mohr–Coulomb | 48 |

CHAPITRE III: Application numérique sur un Barrage en terre zoné

| | |
|---|-----------|
| III-1 Introduction..... | 50 |
| III-2 Génération du maillage..... | 51 |
| III-3 Analyse de la stabilité statique..... | 51 |
| III-3-1 Définition des conditions initiales | 51 |
| III-3-2 Phases de calcul..... | 52 |
| III-4-Résultats de stabilité du barrage sous les charges hydrostatiques..... | 52 |
| III-5-Analyse de la stabilité dynamique | 56 |
| III-6- Conclusion..... | 58 |
| | |
| Conclusions et recommandations..... | 59 |
| Références bibliographiques..... | 60 |
| Annexes..... | 63 |

LISTE DES FIGURES

• Chapitre 0I

| | |
|--|----|
| Figure I.01 : Utilité des Barrages..... | 04 |
| Figure I.02 : Mode de fonctionnement de l'énergie hydraulique | 05 |
| Figure I.03 : Barrage poids | 08 |
| Figure I.04 : type des barrages en remblai..... | 10 |
| Figure I.05 : Barrages à enrochement à noyau central | 11 |
| Figure I.06 : Barrages à enrochement à noyau central | 11 |
| Figure I.07 : Barrages en terre zonée | 12 |
| Figure I.08 : Barrage à masque amont | 13 |
| Figure I.09 : Niveau normal de retenue (RN) et Niveau des plus hautes eaux(PHE) | 14 |
| Figure I.10 : Masque amont en béton de ciment | 16 |
| Figure I.11 : Masque amont en béton bitumineux | 17 |
| Figure I.12 : Paroi moulée | 17 |
| Figure I.13 : Voile d'injection. | 18 |
| Figure I.14 : Tapis d'étanchéité | 18 |
| Figure I.15 : dimensions des drains | 21 |
| Figure I.16 : schéma représentatif du phénomène d'érosion | 21 |
| Figure I.17 : Dispositifs de réduction du risque d'érosion interne | 22 |
| Figure I.18 : lustration du phénomène de boulangerie | 23 |

• Chapitre II

| | |
|--|----|
| Figure II.01 : Efforts appliqués sur chaque tranche..... | 25 |
| Figure II.02 : Illustration de la méthode pseudo-statique | 28 |
| Figure II.03 : Amplification des barrages en terre pendant un tremblement de terre..... | 30 |
| Figure II.04 : Loi de comportement élastique linéaire..... | 34 |
| Figure II.05 : Évolution de λ et μ lorsque ν varie entre 0 et 0.5..... | 35 |
| Figure II.06 : Essai de compression triaxiale..... | 36 |
| Figure II.07 : Elasticité non linéaire | 37 |
| Figure II.08 : Représentation de la loi hyperbolique (Kondner, 1963) | 39 |
| Figure II.09 : Courbe-type expérimentale d'un essai de traction (charge-décharge)..... | 40 |
| Figure II.10 : Surface de charge, cas de charge (a) et décharge (b)..... | 41 |
| Figure II.11 : Critère de Von Mises dans l'espace | 45 |

| | | |
|----------------------|--|----|
| Figure II.12: | Représentation du critère..... | 45 |
| Figure II.13: | Section du prisme sur le plan π de Tresca dans l'espace $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ | 45 |
| Figure II.14: | Critère de Drücker et Prager dans l'espace y | 47 |
| Figure II.15: | Visualisation en 3D des critères de Drücker-Prager et de Von Mises..... | 47 |
| Figure II.16: | Représentation du critère de Mohr-Coulomb,..... | 49 |
| | (a) dans le plan de Mohr, | |
| | (b) dans le plan déviateur | |

• Chapitre III

| | | |
|------------------------|--|----|
| Figure III.01 : | Coupe transversale de la section centrale du barrage..... | 50 |
| Figure III.02: | Représentation du Maillage..... | 51 |
| Figure III.03 : | Représentation des niveaux maximaux et minimaux d'eau..... | 52 |
| Figure III.04 : | La variation de la pression interstitielle (barrage plein)..... | 53 |
| Figure III.05 : | La variation de la pression interstitielle (Vidange lente) | 53 |
| Figure III.06 : | La variation de la pression interstitielle (Vidange rapide)..... | 53 |
| Figure III.07 : | Les points plastiques barrage plein..... | 54 |
| Figure III.08 : | Les points plastiques barrage vidange rapide | 54 |
| Figure III.09 : | Les points plastiques barrage vidange lente..... | 55 |
| Figure III.10 : | Emplacement des Nœuds | 55 |
| Figure III.11: | Le coefficient de sécurité pour les différentes phases | 56 |
| Figure III.12 : | Le maillage et les conditions aux limites pour l'analyse dynamique | 56 |
| Figure III-13 : | Enregistrement de l'accélération horizontale | 57 |
| Figure III.14 : | Déformé du barrage à l'excitation maximale | 57 |
| Figure III.15 : | Les points plastiques barrage plein sous charge dynamique | 58 |

Liste des Tableaux

- **Chapitre 0I**
 - Tableau I.01** : Les accidents de rupture des barrages les plus graves07
 - Tableau I.02**: Pente des talus pour prédimensionnement.....15

- **Chapitre II**
 - Tableau II.1** Paramètres du critère de Drücker-Prager en fonction de ceux du critère de Mohr-Coulomb.49

- **Chapitre III**
 - Tableau III.01** : Les propriétés mécaniques du barrage.....50

Notations

- B : tenseur de déformation de Cauchy-Green.
- b : Indice des nœuds de barrage.
- E : module d'élasticité.
- F : facteur de sécurité.
- f : Indice des nœuds de la fondation.
- J'_2, J'_3 : deuxième et troisième invariants du tenseur des contraintes déviatoriques.
- h : Hauteur des vagues en m.
- H : la hauteur du barrage exprimée en m.
- I_3 : la matrice identité.
- i : équation de moment global.
- L : longueur du barrage en m.
- N_i : les efforts normaux.
- N_{eq} : nombre de cycles.
- N_{ref} (référence) : nombre de cycles uniformes équivalents provoquant un excès de pression d'eau.
- n : équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche.
- tr : la trace de la matrice.
- T : tenseur de contrainte de Cauchy.
- U_C : le tassement total de la crête.
- U_g : est la pression d'eau interstitielle générée.
- U_{ij} : déplacement.
- v : Vitesse de propagation des vagues en m/s.
- σ'_0 : est la pression effective des morts-terrains interstitielle de 100 %.
- β : coefficient dépendant du matériau.
- α_{max} : l'accélération maximale de la crête.
- α_y : l'accélération limite.
- λ et μ : sont les deux coefficients indépendants et s'appellent les constantes de Lamé.
- λ : multiplicateur plastique (scalaire positif).
- σ_{ij} : contrainte de déformation.
- ε_{ij} : déformation.
- ν : Coefficient de Poisson.
- $d\lambda_p$: multiplicateur plastique.

Liste des Abréviations

PHE : les Plus Hautes Eaux.

RN : Niveau normal de retenue.

EQL : méthode linéaire équivalente.

MEF : méthode des éléments finis.

DDL : degrés de liberté.

SEF : facteur d'énergie sismique.

● Introduction générale

Les barrages en terre sont des structures non-homogènes, réalisés avec des matériaux anélastiques. En conséquence, l'analyse et la prédiction de leurs comportements en cours de construction et en fin de construction, ainsi que sous sollicitations sismiques est très importants mais difficiles.

Les barrages exigent toujours une grande fiabilité en matière de sécurité, tant en régime statique, qu'en régime dynamique. De nombreux chercheurs se sont particulièrement penché sur l'étude du comportement dynamique des structures en sols en générale, et les barrages en terre en particulier parce que plus de trois-quarts des barrages du monde sont en remblai, dans le but de dégager des méthodes de calcul dynamique plus sophistiquées.

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre met en jeu les méthodes générales d'étude de la stabilité des talus parmi les plus utilisées. Aussi la stabilité d'une digue en terre doit-être vérifiée à différents stades de son histoire :

- Pendant sa construction et en fin de construction.
- Lorsque l'eau est à son niveau maximal dans la retenue et qu'un écoulement Permanent s'est établi à travers l'ouvrage, c'est-à-dire dans les conditions normales d'exploitation.
- Lorsque on abaisse rapidement le niveau d'eau dans la retenue (vidange rapide).

Les caractéristiques de l'ouvrage sont déterminées le plus souvent par son comportement au cours des deux dernières phases.

Le coefficient de sécurité d'un talus est en fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement intergranulaire du sol et des pressions interstitielles qui s'y développent. Dans le cas des digues en terre, les pressions interstitielles dans le corps de l'ouvrage et dans la fondation évoluent considérablement au cours de la vie de celui-ci. Les paramètres de cisaillement du corps de l'ouvrage peuvent également subir des variations lors de la mise en eau.

Lors d'une secousse sismique, les pressions interstitielles qui se développaient dans le corps du barrage n'avaient généralement pas le temps de se dissiper conduisant ainsi à des ruptures partielles ou totales. En effet pendant le séisme, l'état des contraintes sismiques vient se superposer à l'état des contraintes statiques générant en conséquence une augmentation de la pression interstitielle qui tendrait à réduire, voire à annuler la résistance au cisaillement des matériaux constituant le barrage (phénomène de liquéfaction).

Introduction générale

Dans cette perspective, le but de notre travail est l'analyse géostatique du comportement des digues en terre, ainsi dynamique à savoir l'évaluation des pressions interstitielles provoquées par excitations sismiques et l'étude de leur influence sur la stabilité du barrage.

En premier chapitre de l'étude, on fera le rappel de quelques notions générales sur les barrages en terres, de leurs conceptions, de leurs caractéristiques générales ainsi que des différentes dispositions de l'étanchéité.

Dans le second chapitre, on parle du comportement sismique des barrages en terre. Nous présenterons les lois de comportement utilisées dans les sols.

Dans le dernier chapitre, pour mieux décrire la stabilité d'un barrage en terre, nous étudions le comportement d'un modèle simplifié d'un barrage en terre à noyau d'argile, pour le cas statique et dynamique.

CHAPITRE 01 :
Généralités sur les Barrages

I-1 -Histoire des Barrages

Lorsque l'être humain commence à se regrouper dans des cités, l'eau est devenue indispensable. Ainsi, dans les vestiges d'anciennes civilisations bordant la Méditerranée, comme en Mésopotamie ou en Égypte les archéologues ont retrouvé des traces d'ouvrages servant à retenir cette ressource datant d'il y a plusieurs millénaires.

Le plus ancien barrage connu à ce jour est un barrage de type poids situé près de Jawa, en Jordanie. Il daterait du 4ème millénaire av. J.-C. D'après l'historien grec Hérodote, un autre barrage aurait été construit en Egypte par le pharaon Ménès, à Kosheish, pour irriguer les cultures et alimenter en eau potable la population de la ville de Memphis. De plus, en dérivant et endiguant le Nil, ce barrage protégeait la ville des inondations dues à ses crues régulières. Cet ouvrage de 115 mètres aurait été construit vers 3000 av. J.-C. Par la suite les romains ont aussi construit des barrages comme celui de Cornalvo, édifié en 130 après J.-C., situé à 15 km de la ville de Mérida au sud-ouest de l'Espagne. Il fut construit pour alimenter en eau la ville d'Augusta Emerita, l'actuelle Mérida.

I-2 – Définition

Le barrage est une infrastructure qui consiste à transformer une vallée en réservoir classé en catégorie des grands chantiers en génie civil. Ces lacs artificiels sont des ouvrages coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à assurer la régulation, soit à l'alimentation en eau potable ou à cultures à produire de l'énergie, ou bien l'irrigation des cultures, une digue est un ouvrage destiné à contenir les eaux, à élever leur niveau ou à guider leur cours.

Les barrages artificiels doivent être placés dans des cuvettes géologiquement étanches. Ils sont composés d'un corps conçu de manière spécifique pour chaque type d'ouvrage, reposant sur une fondation étanche ou rendue étanche en amont. Un barrage est un mur placé en travers d'un cours d'eau, afin de relever le niveau de ce dernier pour créer une chute ou une réserve. Il retient l'eau avec un masque d'étanchéité.

I-3 –Utilités des Barrages

Les barrages sont des constructions conçus afin de répondre à plusieurs besoins :

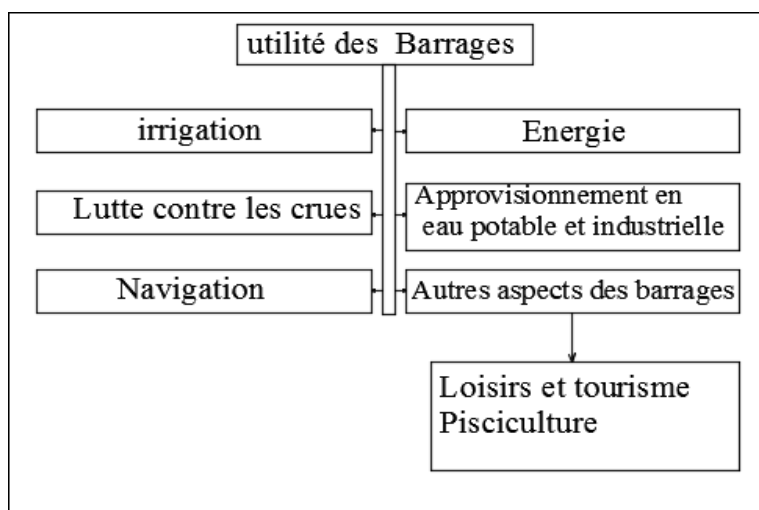


FIGURE I-01 : Utilité des Barrages.

- **Irrigation**

L'irrigation est une des applications les plus anciennes et les plus courantes des barrages. Aujourd'hui encore, près de la moitié des ouvrages dans le monde sont construits dans ce but. Elle est élaborée en deux méthodes la première consiste à dévier une partie des cours d'eau jusqu'aux terrains où l'on souhaite cultiver des plantes. La deuxième est celle du stockage. Son avantage est de pouvoir se pratiquer de manière discontinue, en profitant des périodes de pluie pour reconstituer les réserves. Les deux méthodes continuent de se pratiquer de nos jours. Car les barrages par stockage, bien que généralement plus performants, ne sont pas adaptés à tous les sites : ceux qui ont subi une forte érosion, souvent par déforestation, vont provoquer de forts dépôts, débouchant sur un phénomène d'envasement.

- **Energie**

L'énergie hydraulique est une énergie renouvelable qui utilise l'énergie cinétique et potentielle de l'eau (rivière, chute d'eau et marée) pour produire de l'énergie mécanique et surtout de l'électricité. On parle alors d'hydroélectricité.

L'hydroélectricité n'en reste pas moins une ressource essentielle, il s'agit en effet d'une énergie de pointe, mobilisable en quelques minutes seulement, contrairement à celle fournie par les autres sources d'énergies. Son autre grand atout, c'est la possibilité de stocker l'énergie fournie par les barrages intégrant une station de

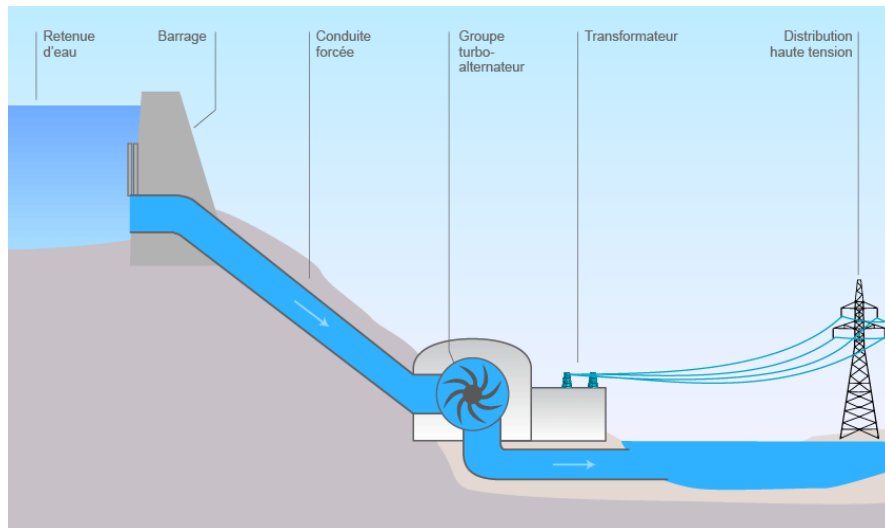


FIGURE I-02: Mode de fonctionnement de l'énergie hydraulique.

- **Lutte contre les crues**

Le barrage peut être employé à titre préventif lorsque l'inondation est annoncée, il peut également être utilisé à titre curatif. Dans ce dernier cas, le dispositif est déployé dans le milieu inondé, puis l'eau qui se trouve à l'intérieur du barrage est pompée et rejetée à l'extérieur. Il est ainsi possible de protéger des zones sensibles (comprenant des bâtiments administratifs, des activités économiques et stratégiques) même lorsqu'elles ont déjà été envahies par l'eau.

- **Approvisionnement en eau potable et industrielle**

En stockant l'eau, les barrages permettent de régulariser et de sécuriser l'alimentation en eau potable des villes. L'alimentation en eau potable est une des plus grandes conquêtes auxquelles les barrages aient participé. C'est l'objectif à l'origine, L'utilisation des barrages pour l'alimentation en eau est d'autant plus nécessaire que les nappes souterraines, surexploitées, ne peuvent plus subvenir à elles seules aux besoins. Les eaux stockées dans les retenues permettent ainsi de s'adapter aux variations du cycle hydrologique.

Cet usage peut aussi être industriel, soit directement comme dans l'industrie chimique ou le raffinage, soit indirectement comme pour le refroidissement des centrales électriques. L'eau stockée peut même servir à diluer les rejets polluants, afin de maintenir les cours d'eau à un niveau de qualité acceptable.

- **Navigation**

Les barrages contribuent à favoriser le transport fluvial en régulant les cours d'eau naturels et en alimentant les canaux artificiels construits à cet effet. La première tâche est confiée à des barrages de navigation, généralement associés à des écluses. La seconde est obtenue en dérivant des cours d'eau voisins, ou grâce à des barrages réservoirs.

I-4–Effets nuisibles des barrages

Le but de la construction des Barrages est sans doute pour répondre aux exigences de l'humanité, leurs constructions doivent répondre à un ensemble de critères très strictes car l'emplacement de ces derniers se manifeste en plein nature, Malgré tous ces processus rigoureux, les barrages ont des inconvénients sur le niveau écologique et sur la population.

I-4-1-Conséquences écologiques

Inondation des terres :

L'un des inconvénients est que la construction d'un barrage provoque l'inondation des terres en amont afin de créer le lac de retenue. L'eau recouvrant tout, l'agriculture devient impossible et une grande quantité de terres cultivables est perdue. Si les terres submergées n'étaient pas cultivées, il se peut qu'elles aient été des forêts ou des plaines. Mais dans ces cas-là, l'impact est tout de même très important, l'eau recouvrant la plaine entraîne la disparition de la faune terrestre y vivant et noie les forêts. La plupart du temps, les forêts sont abattues préalablement, mais parfois les hommes ne daignent même pas déboiser.

Blocage des sédiments :

Le flux continu des rivières permet le transport de minéraux et d'éléments organiques qui rendent les terres fertiles et permettent d'avoir des eaux de bonne qualité. Les barrages empêchent cet écoulement naturel et les sédiments s'accumulent contre leur paroi. Un dépôt de sédiments se forme à sa base, constituant un réel danger.

Risque de rupture :

De plus, le risque de rupture est présent mais reste rare, Entre 1959 et 1987, 30 accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18 000 victimes. [01]

Tableau I.01 : Les accidents de rupture des barrages les plus graves.

| Barrage | pays | date de rupture | hauteur de barrage (m) | volume de la retenue (hm ³) | Nombre de victimes |
|-------------|--------|-----------------|------------------------|---|--------------------|
| iruhaike | Japon | 1868 | 28 | 18 | 1200 |
| Panshet | inde | 1961 | 49 | 214 | 1000 |
| khadakwasla | inde | 1917 | 60 | 137 | 1000 |
| south Fork | USA | 1889 | 21 | 18 | 2200 |
| Gleno | Italie | 1923 | 35 | 5 | 600 |

I-4-2-Conséquences sur les populations

Déplacement des habitants :

L'inondation de la plaine causée par la construction d'un barrage entraîne la destruction des villages se situant dans la vallée en amont et donc l'expulsion des habitants. Parfois, le pouvoir des grandes industries écrase les droits des petites communautés. C'est le cas pour le peuple Enawene Nawe, 400 personnes vivant dans la forêt amazonienne dans l'état brésilien du Mato Grosso. Plus de 70 barrages vont être construits sur la rivière Juruena qui coule en plein milieu de leur territoire. Ces barrages vont polluer l'eau et empêcher les poissons d'atteindre leurs zones de reproduction, ce qui diminuera grandement les ressources piscicoles de cette rivière. Or, le poisson est vital pour ce peuple qui ne se nourrit pas de viande. Et sans cette ressource, leur survie risque d'être difficile.

I-4-3-Impact sur le paysage

L'un des inconvénients les plus conséquents de la construction de barrages reste la destruction du paysage naturel. La construction d'un barrage peut même, dans certains cas, entraîner la destruction de sites considérés comme des merveilles naturelles.

I-5- Types des Barrages

I-5-1- Barrages en Béton

I-5-1-1- Barrages poids :

Le barrage poids résiste à la poussée de l'eau par son poids. Il est particulièrement indiqué dans les vallées très larges, comparativement à la hauteur du barrage. Les barrages poids sont souvent des ouvrages de basse chute) alimentant donc des centrales hydroélectriques au fil de l'eau. Les barrages-poids sont conçus de telle sorte que chaque section de barrage est stable, indépendamment de toute autre section de barrage.

Etant sensible aux sous-pressions et inapte à ne subir aucun tassement, le barrage poids exige un sol de fondation pratiquement imperméable et incompressible.

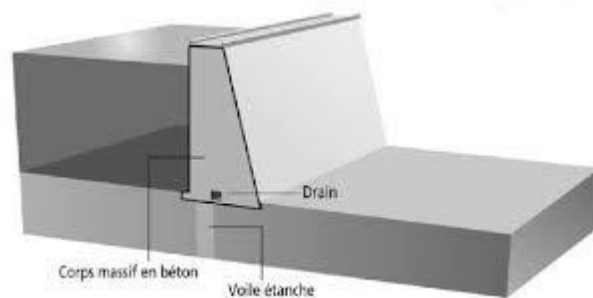


FIGURE I-03: Barrage poids.

Construction :

C'est en béton, que l'on construit ces grands massifs. On y incorpore quelquefois des blocs, mais la cadence de mise en œuvre diminue et finalement il y a perte de rendement des installations. On préfère donc des bétons de gros éléments, de préférence discontinus, vibrés, le béton devenant alors une excellente maçonnerie,

On utilise des ciments à chaleur de durcissement plus lente et plus progressive, ciments de laitier ou ciments pouzzolaniques.

I-5-1-2- Barrages voûte :

Il s'agit de faire reporter sur les flancs de la vallée barrée, tout ou partie des efforts dus à la poussée de l'eau. Ces ouvrages sont de conception plus récente ; les voûtes peuvent être plus ou moins minces. On citera également dans cette famille, les barrages à voûtes multiples dont les poussées des voûtes intermédiaires sont reprises par des contreforts. Les barrages-voûtes sont des barrages généralement en béton dont la forme courbe permet un report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée. [02]

Les barrages-voûtes sont construits par plots indépendants. Ceux-ci sont clavés en fin de construction de manière à rendre la voûte monolithique et à solliciter lors de la mise en eau à la fois les arcs et les consoles que sont les plots de construction. La stabilité de ces barrages dépend essentiellement la capacité (de résistance, de rigidité) de leur fondation à supporter des efforts concentrés au droit des appuis, efforts liés à l'encastrement de la structure, à la poussée des arcs, mais aussi, pour les voûtes minces, aux fortes sollicitations hydrauliques dues à la finesse de la structure.

I-5-1-3- Barrages à contrefort:

Il comporte un voile d'étanchéité s'appuyant sur des piliers régulièrement espacés. Il est formé d'un mur amont qui supporte l'eau retenue. L'édifice est équipé d'une série de renforts ou murs triangulaires verticaux construits pour supporter la plate-forme et redistribuer la poussée de l'eau vers les fondations. Barrages à contreforts sont bien adaptés aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité.

Un barrage à contreforts comprend :

- une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts) ;

- une bouchure entre contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau.

La bouchure peut être constituée :

- d'une dalle plane en béton.

- d'un élargissement du contrefort vers l'amont.

- d'une voûte de faible portée.

I-5-2- Barrage en remblai

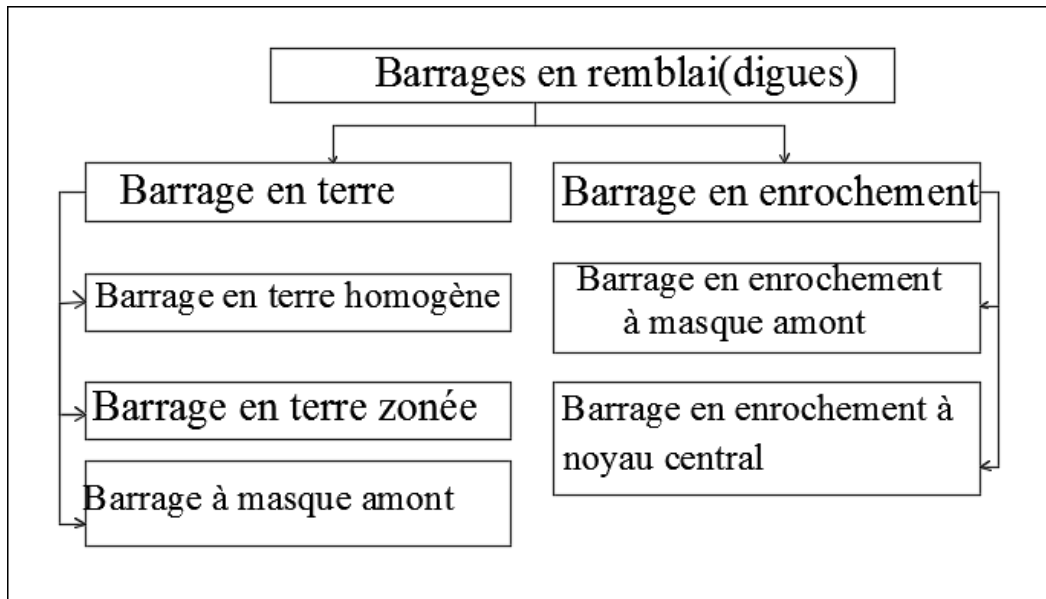


FIGURE I-04 : type des barrages en remblai.

I-5-2-1-Barrages en enrochement

Un barrage en enrochements est un tas de grosses pierres maçonnées ou non avec un organe d'étanchéité qui représente la partie la plus sensible de ce type de barrage.

Les pierres utilisées dans la construction des barrages en enrochements, doivent présenter les caractéristiques suivantes : [03]

- Résistance aux contraintes élevées
- Résistance à l'altération par l'action de l'eau.
- Résistance à l'action du gèle.

a) Barrage en enrochement à masque amont :

L'étanchéité de ces barrages est assurée soit en matériau imperméable soit par un matériel étanche posé sur leur talus amont "les masques". On parle de barrages en enrochement à masque amont. Les masques peuvent être de nature très différente: béton armé, matériel bitumineux, "bâche" et même tôle d'acier.

b) Barrage en enrochement à noyau central :

Les barrages en enrochement sont composés de recharges perméables stabilisant par leur poids propre un noyau central en matériau argileux assurant l'étanchéité de l'ouvrage. [03]

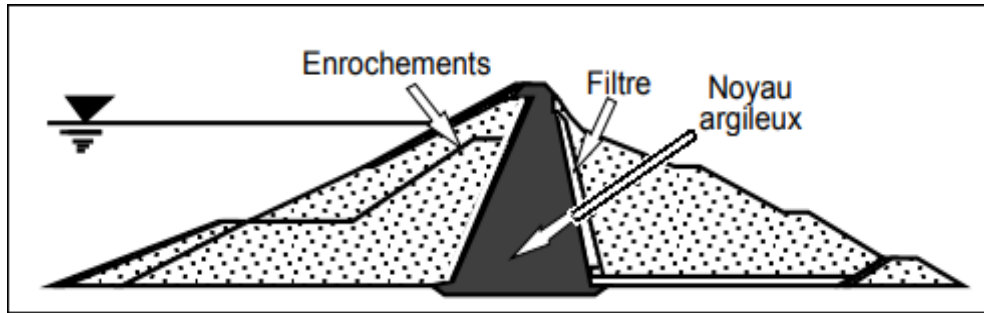


FIGURE I-05: Barrages à enrochement à noyau central.

I-5-2-2-Barrages en Terres

Dans notre présentation, on s'intéresse aux barrages en terre, leurs principes de fonctionnement ressemble à celui des barrages poids car la résistance aux efforts de poussées est assurée par une masse de matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Il existe trois types des barrages en terre

a) Barrage en terre homogènes :

Ce sont des barrages constitués des terres compactes imperméables, accompagné de dispositifs de drainage contre la filtration, il est préférable de les construire dans des zones qui disposent des matériaux de même caractéristiques. Selon les ouvrages la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé.

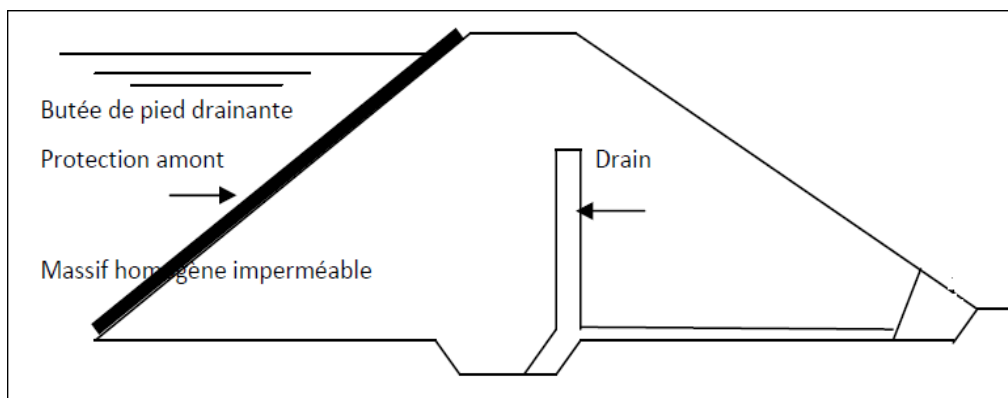


FIGURE I-06: Barrages à enrochement à noyau central.

b) Barrage en terre zonée :

Ce barrage est un massif qui est constitué de plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent, selon le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux qui pourra être placé en amont du barrage) ou au centre de celui-ci

Le noyau étanche est maintenu par des recharges en amont et en aval des noyaux qui sont constituées par des matériaux plus grossiers et relativement perméables, qui assurent la stabilité mécanique du barrage d'un coté et de protéger le noyau contre les agressions extérieures. [04]

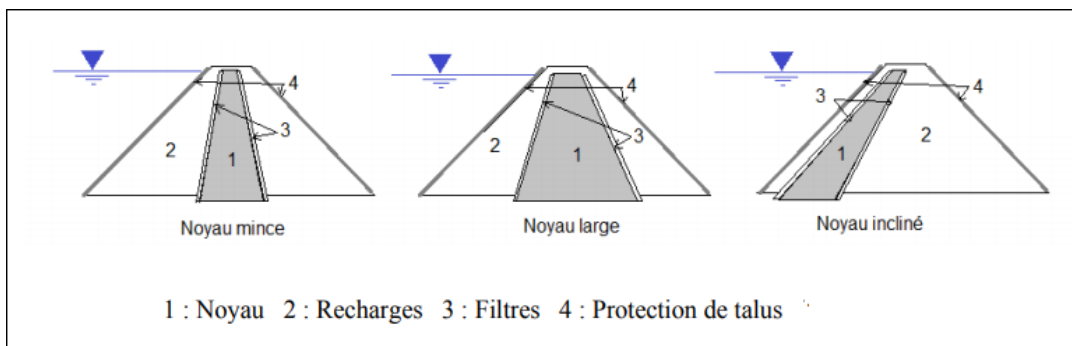


FIGURE I-07: Barrages en terre zonée.

c) Barrage à masque amont :

S'il existe des difficultés à réaliser un barrage à noyau étanche, on peut choisir le barrage à masque amont étanche ; ce masque repose en général sur une couche d'éléments fins drainants protégée par une couche constituée par des matériaux plus grossiers préfabriquées, membranes souples etc., plaquée sur le talus amont du barrage et prolongée par une coupure étanche dans les fondations du barrage. Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, mais par contre il est plus exposé aux agressions extérieures et il est par conséquent plus fragile que le noyau interne. [04]

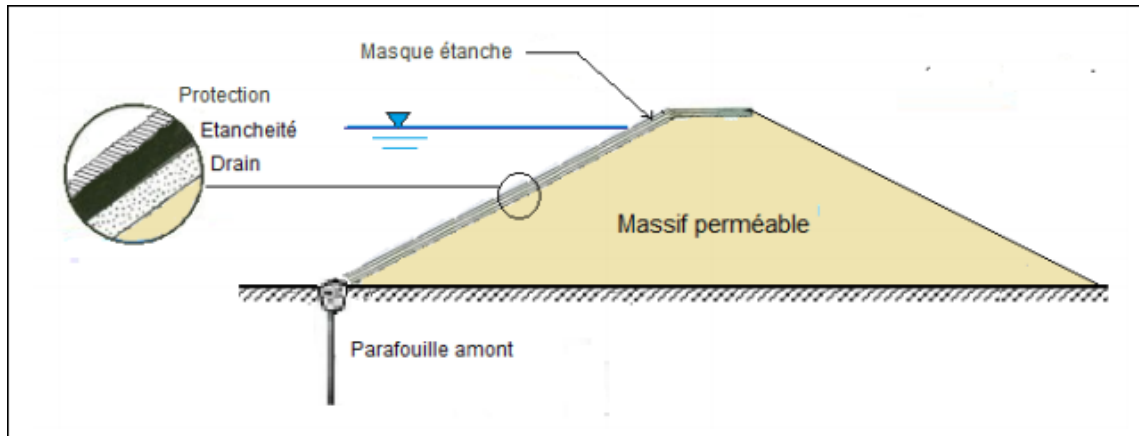


FIGURE I-08: Barrage à masque amont.

I-6- Profil général du barrage

Un barrage en terre a une structure simple, il est défini par sa hauteur, sa largeur en crête et la pente des talus du barrage

I-6-1- Hauteur du barrage

Un barrage est défini par sa hauteur totale qui égale à la hauteur normale de retenue majorée par la charge maximale au-dessus du seuil déversoir et la revanche.

Pour calculer cette hauteur il est donc nécessaire de connaître :

- Niveau normal de retenue (RN)

Ce niveau est calculé compte tenu de la capacité utile à stocker, du volume mort éventuellement prévu au fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

- Niveau des plus hautes eaux (PHE)

Elle représente le niveau maximal du plan d'eau lors d'une crue. Elle correspond au niveau normal de retenue (RN) majorée de la charge (H) sur le déversoir de crue.

- Revanche

La revanche R est la différence de côte entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues. A partir de la connaissance de la vitesse (v) et de la hauteur (h) des vagues qui se forment, la formule empirique de Gaillard permet de calculer la hauteur de revanche sécuritaire des digues (Rolley, Kreitmann et al. 1977): [05]

$$R_{\min} = 0.75h + \frac{v^2}{2g} \quad (I.01)$$

La vitesse de propagation des vagues est elle-même déduite de l'amplitude des vagues :

$$V=1.5+2h \tag{I.02}$$

v : Vitesse de propagation des vagues en m/s

h : Hauteur des vagues en m

La hauteur des vagues qui se forment du fait du vent peut être estimée à partir de la formule empirique de Molitor. Cette formule stipule que la hauteur des vagues dépend de la vitesse du vent horaire V et du fetch F (longueur du plan d'eau dans le sens des vents dominants).

- Si $F < 30$ KM

$$h= 0.76 +0.032 \sqrt{V.F} - 0.26 \sqrt[4]{F} \tag{I.03}$$

- Si $F > 30$ KM

$$h= 0.032 \sqrt{V.F} \tag{I.04}$$

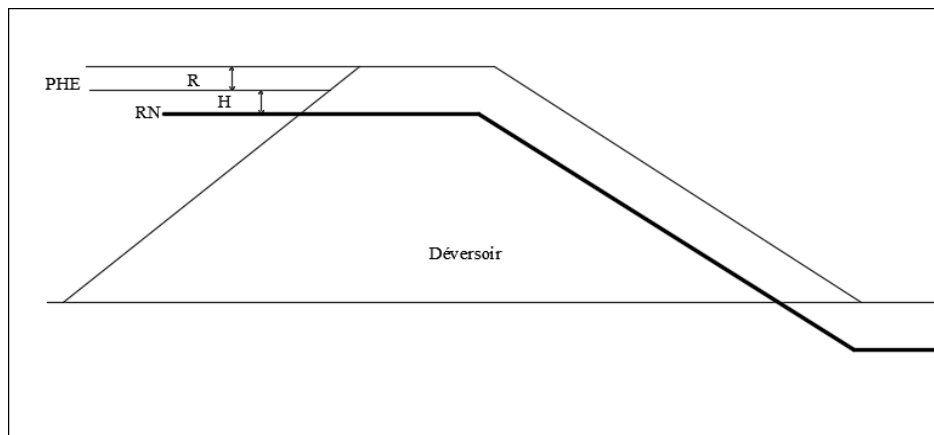


FIGURE I-09: Niveau normal de retenue (RN) et Niveau des plus hautes eaux(PHE).

I-6-2-La largeur en crête d'un barrage

La valeur de la largeur en crête d'un barrage en terre doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

la largeur en crête d'un barrage en terre est généralement supérieure à 3m. Pour les ouvrages de hauteur supérieure à 9 m, on adopte souvent une largeur égale à 1/3 de la hauteur.

Parfois on calcule également la largeur en crête L par les formules :

$$L =1.66 \sqrt{h} \tag{I.05}$$

$$L=3.6\sqrt[3]{h} -3 \tag{I.06}$$

L : en m, h étant la hauteur du barrage exprimée en m.

I-6-3-Pente des talus

La pente des talus des barrages en terre est donnée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, L'inclinaison des talus est exprimée par les termes "pente" ou "fruit". Dans le cas des barrages en remblai, le terme pente (inverse du fruit) est communément utilisé. La pente du talus qui est le rapport de la hauteur du talus sur sa projection horizontale est fixé par le calcul de stabilité. A titre indicatif, le tableau 2 donne quelques valeurs qui devront être vérifiées par une étude de stabilité mécanique du massif (Rolley, Kreitmann et al. 1977).

Tableau I-02: Pente des talus pour prédimensionnement.

| Hauteur de Barrage | Type de barrage | pente aval | pente amont |
|--------------------|--|------------|-------------|
| H<5 | Homogène | 1 - 2.5 | 1 – 2 |
| | A zones | 1 - 2 | 1 – 2 |
| 5<H<10 | Homogène, granularité, étendue | 1 - 2 | 1 - 2 |
| | homogène, fort pourcentage, d'argile | 1 - 2.5 | 1 – 2.5 |
| | A zones | 1 – 2 | 1 – 2.5 |
| 10<H<20 | Homogène, granularité étendue | 1 – 2.5 | 1 - 2.5 |
| | homogène fort pourcentage d'argile | 1 – 3 | 1 – 2.5 |
| | A zones | 1 - 2 | 1 – 3 |

I-7-Etanchéités des barrages en terre

I-7-1-Etanchéités de la recharge

I-7-1-1- Noyau en argile compacte

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

I-7-1-2- Masque amont

Le masque amont est exécuté en béton de ciment, en géomembrane ou en béton bitumineux avec une épaisseur mince lui permettant de s'accommoder aux déformations du massif support.

a) Masque en béton de ciment

En général il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton.

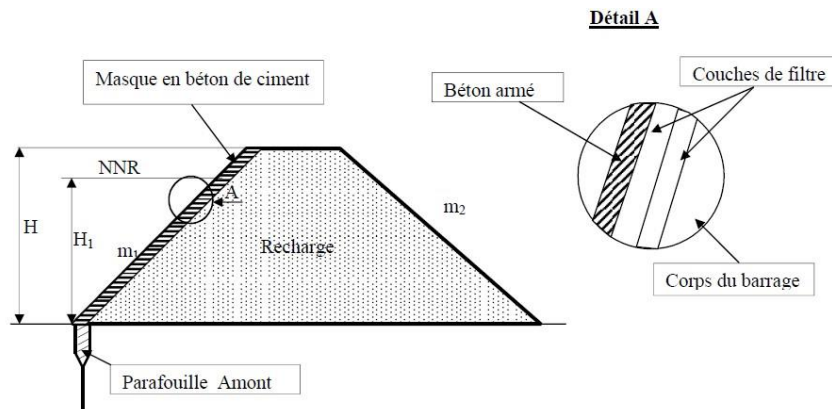


FIGURE I-10: Masque amont en béton de ciment.

b) Masque en béton bitumineux

Le masque en béton bitumineux présente une grande étanchéité par rapport à ceux réalisés en béton de ciment, grâce à sa souplesse qui lui permet de suivre aisément les mouvements sans subir de dégradations importantes, en plus d'être économique et facilement réparable.

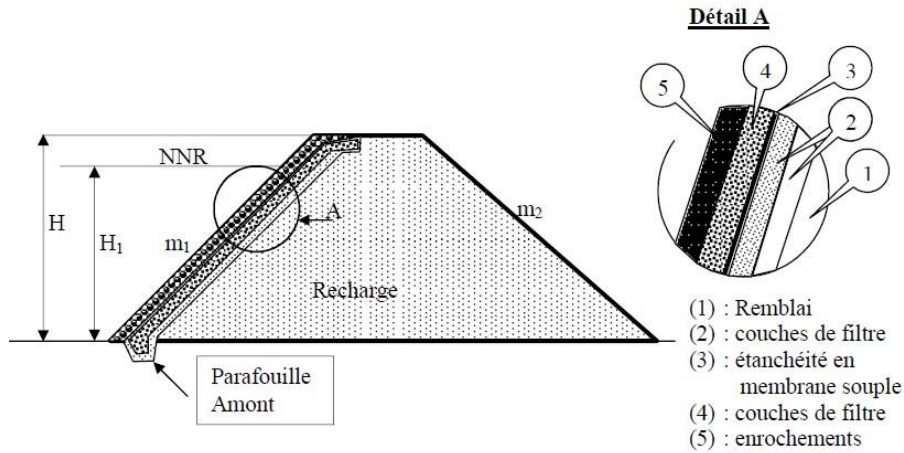


FIGURE I-11: Masque amont en béton bitumineux.

d) Masque en membrane souple

Le masque en membrane souple présente l'avantage d'être très simple à réaliser et résistant physiquement et chimiquement mais avec l'inconvénient d'être sensible aux chocs et aux poinçonnements. Pour la réalisation de ce type de masque les produits, les plus utilisés sont : le butyle caoutchouc, les matières plastiques, les produits bitumineux.

I-7-2-Etanchéité des fondations

I-7-2-1- 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 est envisagée dans les terrains meubles et dans les fondations rocheuses grâce à de nouvelles techniques appelées hydro fraise.

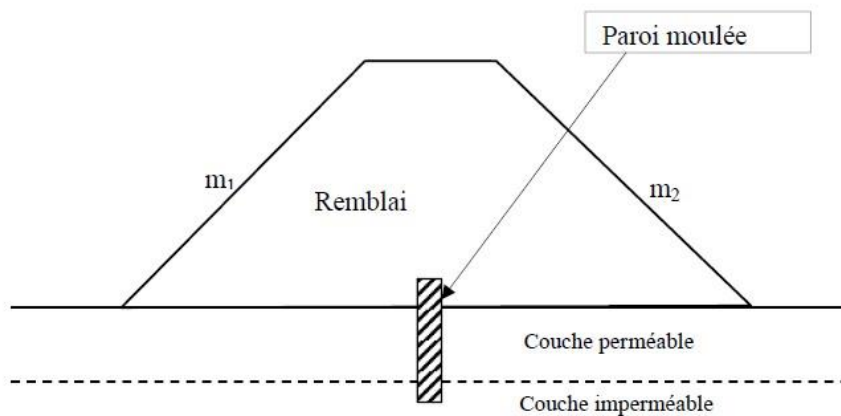


FIGURE I-12: Paroi moulée.

I-7-2-2- Traitement des fondations par injection

L'injection c'est de pénétrer dans un milieu plus ou moins perméable un matériau pompable appelé coulis d'injection. L'injection s'effectue généralement par des forages réalisés dans le milieu à traiter et a pour but le plus souvent d'en améliorer la résistance mécanique et de réduire sa perméabilité. Les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés.

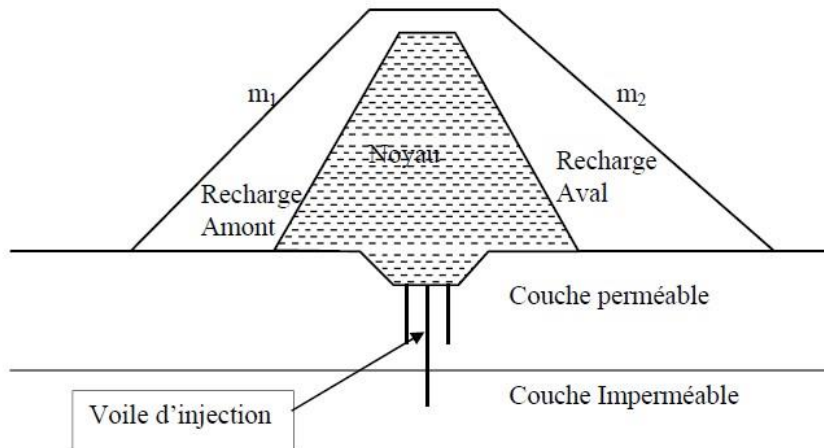


FIGURE I-13: Voile d'injection.

I-7-2-3 Tapis d'étanchéité amont

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution est d'étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'un tapis en matériaux argileux compactés. On peut adjoindre aux matériaux argileux des produits d'étanchéité, de la bentonite et des polymères synthétiques pour améliorer son efficacité.

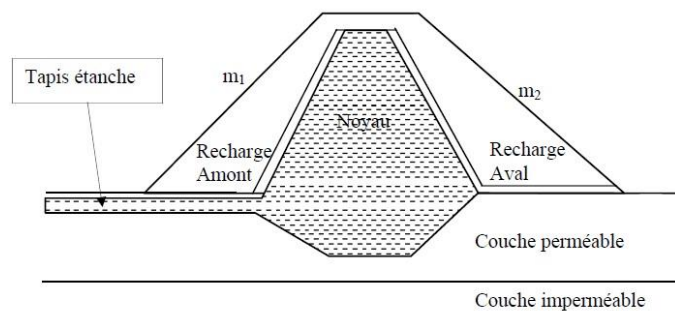


FIGURE I-14 : Tapis d'étanchéité.

I-8- Filtres et drains

I-8-1-Filtres

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

a) Rôle des filtres

Les filtres peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

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.
- Intercalés entre un massif de barrage et sa fondation, si elle est argileuse, contribue grandement à activer sa consolidation grâce à leur rôle drainant qui réduit les pressions internes.

b) Composition des filtres :

Les filtres sont constitués de sables et de graviers dont les grains sont insolubles et non altérables en présence de l'eau. 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 entraînement de leurs propres grains. Ils doivent jouer le rôle pour lequel ils sont prévus à savoir éviter que les particules fines du matériau de base ne soient entraînées à travers les vides des couches perméables.

I-8-2- Drains

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est généralement constitué de graviers et d'enrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions. Il est admis que la présence de drain dans les barrages en terre est indispensable pour leur stabilité. Parfois le drain classique est remplacé par des tuyaux poreux ou perforés en matière. On utilise également de plus en plus des géotextiles pour assurer le drainage des petits barrages. [06]

a) Rôle des drains

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

- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.
- La présence du drain permet d'activer la consolidation du remblai.[07]

b) Principe et Constitution

Les drains sont constitués de graviers perméables de granulométrie bien définie. Ils sont généralement fabriqués à partir d'alluvions ou d'enrochement de carrière.

La perméabilité et les dimensions des drains doivent être suffisantes pour que la surface libre reste dans le drain. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau

Pour un drain horizontal de longueur L et d'épaisseur h , le gradient est égal à $h/2L$ et une section moyenne de $(h+h/2)2$.

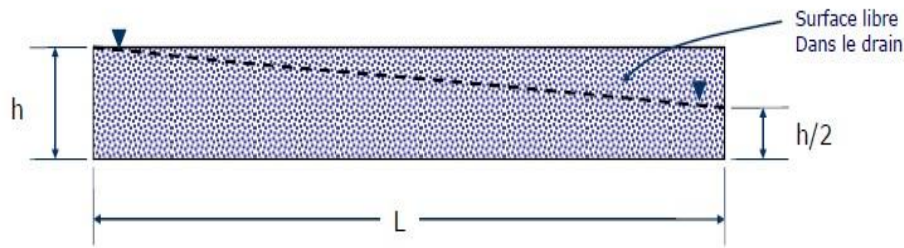


FIGURE I-15: Dimensions des drains

I-9- Risque sur les barrages

Les barrages comme toutes les constructions, sont exposés à des phénomènes naturels qu'on doit les prendre en considération lors de la réalisation des barrages et surtout lors de la mise en service, à titre d'exemple : phénomène de bouillonnement, érosion,....

I-9-1- Renard hydraulique (Erosion)

L'érosion interne/externe d'un sol est un phénomène complexe représentant une source très importante de problèmes lorsqu'on considère la sécurité des digues et des barrages. Ce phénomène qui se traduit par l'apparition de fuites très graves sous les ouvrages hydrauliques, le renard hydraulique, est l'une des causes majeures de leur rupture. La survenance de tels accidents peut engendrer des pertes matérielles et en vies humaines désastreuses. Elle est liée à la formation et au développement d'un tunnel continu entre l'amont et l'aval de l'ouvrage, le conduit de fuite s'agrandit par érosion (renard) jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure. [08]

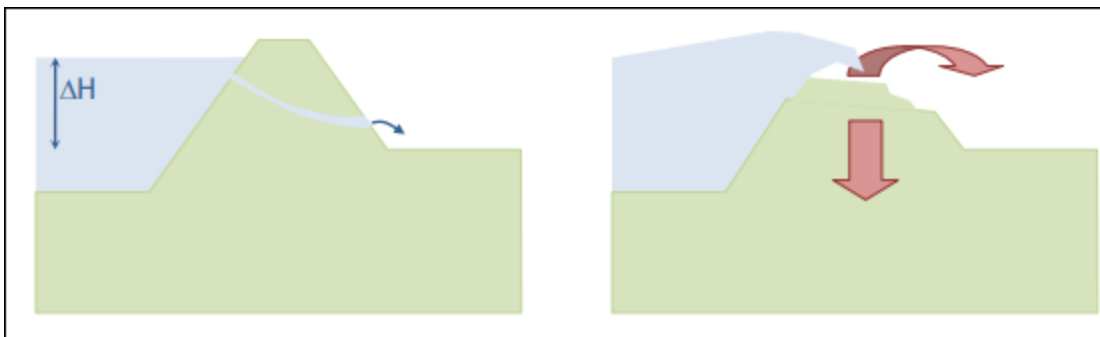


FIGURE I-16: Schéma représentatif du phénomène d'érosion

➤ Moyens de réduction du risque d'érosion interne

La plupart des phénomènes d'érosion interne ont une origine accidentelle, qui ensuite occasionne une augmentation du gradient hydraulique. Celle-ci peut arriver lors d'une augmentation de la charge H ou via une diminution de la longueur d'écoulement de l'eau à travers les grains l . La diminution de la longueur d'écoulement peut être due à plusieurs aléas comme la rupture d'une conduite de vidange, les changements de sol par fissuration ou retrait, l'amorce par terriers animaux ou encore des vides préexistants (défaut de construction). [10]

Un des moyens de se prémunir de l'érosion interne par renard est d'augmenter la longueur de l'écoulement, diminuant les gradients hydrauliques et éloignant les risques d'atteindre une valeur critique du gradient hydraulique. Plusieurs dispositifs sont susceptibles d'être mis en œuvre conjointement ou non:

- En amont, le pied du barrage est éloigné par un tapis de matériaux imperméables.
- Sous le barrage, des barrières verticales étanches détournent l'écoulement.
- En aval, le tapis drainant et un filtre maintiennent les grains, une recharge pèse et empêche le soulèvement des grains,
- Toujours en aval, un puits de décharge permet une mise à la pression atmosphérique de la couche perméable annulant les éventuels forts gradients.

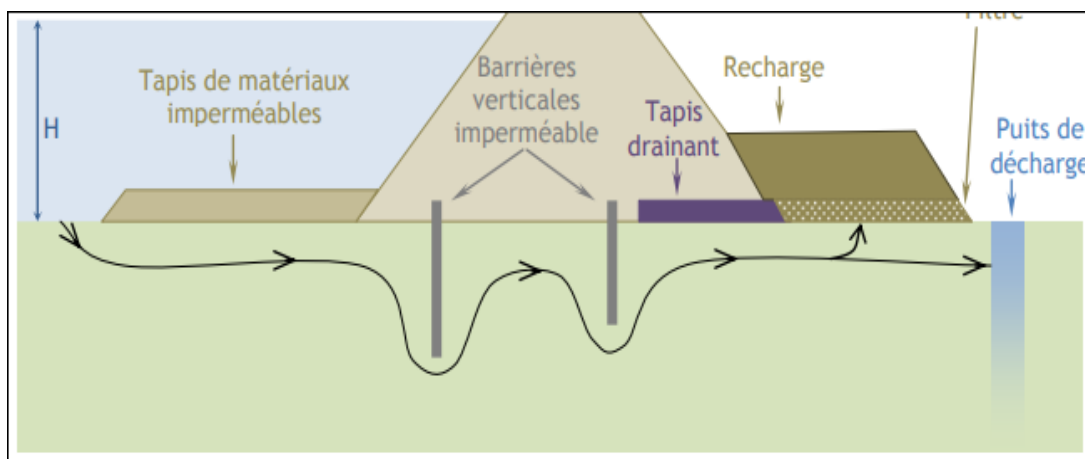


FIGURE I-17: Dispositifs de réduction du risque d'érosion interne.

I-9-2-Boulance

Dans un écoulement, la force qui lui est liée (force d'écoulement) a une composante verticale ascendante qui s'oppose directement à la force de pesanteur. Si la résultante de ces deux forces est dirigée vers le haut, les grains du sol « flottent » et sont entraînés par l'eau : il s'agit du phénomène de boullance. Celui-ci peut générer des détériorations importantes sur des ouvrages dont les fondations reposent sur un sol [10].

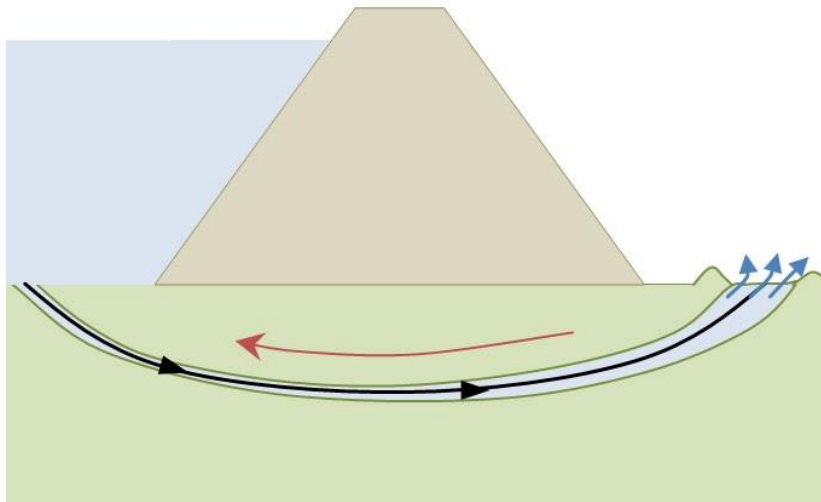


FIGURE I-18 : Illustration du phénomène de boullance.

I-10- Conclusion

Les barrages sont des infrastructures utilisées par l'être humain pour répondre à des besoins divers. À travers les différentes pénuries qu'a subi l'homme depuis des siècles il a essayé de trouver des solutions efficaces et plus adaptées pour ces constructions et de les développer. Dans ce chapitre on a parlé d'une façon générale sur les barrages, par la suite on s'intéressera plus spécifiquement sur les barrages en terre.

CHAPITRE II:

Comportement sismique des Barrages en terre

II-1 Introduction

Ce chapitre est consacré essentiellement à l'analyse de comportement statique et dynamique des barrages en terre notamment les différentes méthodes d'analyse.

II-2 Méthodes d'analyse de stabilité des digues

Les méthodes d'analyse de stabilité par équilibre limite sont très utilisées par la profession (CIGB, 1986). Elles nécessitent des hypothèses empiriques : approximation des contraintes, forme de la surface de rupture (cercle, spirale logarithmique, segments de droite). Chaque jeu d'hypothèse conduit à une méthode spécifique. Il en existe un nombre important (Fellenius 1926 ; Terzaghi, 1943 ; Bishop, 1954 ; Janbu, 1954 ; Morgenstern and Price, 1965 ; Spencer 1967...). La méthode de Bishop est de loin la plus utilisée. La popularité de ces méthodes vient probablement du fait qu'elles sont fondées sur des concepts simples (glissement plan ou circulaire, critère de Mohr-Coulomb, 1773). Elles ont été développées par des géomécanciens qui ont très tôt intégré les besoins de la profession : champ de pression interstitiel dans le barrage à partir de mesures d'auscultation ou de résultats numériques, géométries complexes, matériaux hétérogènes, chargements variés.

- **Méthode des tranches**

La méthode des tranches qui est une méthode suédoise (1916), développée pour les ruptures circulaires par Fellenius en 1927, perfectionnée plus récemment par Bishop en 1954, étendue en fin aux ruptures non circulaires dans des massifs hétérogènes par Nonveiller en 1965, on expose cette dernière méthode comme suit :

Soit un massif de forme quelconque (figure II-01) soumis à des forces extérieures ; on divise la masse du massif sujette au glissement en une série de tranches verticales relativement minces représente la surpression qui règne en **M** par rapport à la pression qui s'établirait si la nappe phréatique était au repos et en équilibre avec le niveau d'eau en amont **DC**.

La contrainte totale en **M** a pour composantes :

$$\sigma = \frac{N}{L}, \tau = \frac{T}{L} \quad (\text{II-01})$$

La contrainte effective en **M** a donc pour composantes :

$$\sigma = \frac{N}{L} = \sigma - (z\gamma_w - u), \tau = \frac{T}{L} \quad (\text{II-02})$$

D'où on tire le coefficient de sécurité F :

$$F = \frac{\sum(c l + \sigma \tan \varphi) a}{\sum((W_1 + W_2)x + Qy) - \sum(\sigma + u l) f} \quad (\text{II-08})$$

Ce qui fait que la résolution de (*) se fait par approximations successives. Avant d'en arriver là, il convient de faire le point et d'examiner des conditions d'équilibre dont on ne s'est pas encore servi et qui doivent être vérifiées néanmoins, si on ne veut pas commettre de grossières erreurs.

En ce qui concerne l'équilibre de chaque tranche, pour les forces verticales, celui-ci nous a donné l'expression de $\sigma = G(F)$ et pour les forces horizontales il nous donne :

$$T = H(F) \quad (\text{II-09})$$

Pour terminer l'étude de l'équilibre de la tranche n , il faut écrire que le moment résultant des forces est nul, toutefois on négligera cette condition, c'est le seul point faible de cette méthode, Le coefficient de sécurité de **Bishop** obtenu en 1954 a comme expression :

$$F = \frac{\sum_{n=1}^n (c l + \sigma \tan \varphi)}{\sum_{n=1}^n ((W_1 + W_2)x + Qy) \sin \alpha} \quad (\text{II-10})$$

C'est une expression simplifiée de l'expression (II-10) traitant les cas spéciaux la où on suppose que la ligne de glissement est de forme circulaire ce qui suppose que les hypothèses sont vérifiées.

En 1965 Nonveiller avait généralisé l'expression (I-24) de **Bishop** après qu'il avait recherché l'influence de ces simplifications sur la valeur de F . Il avait cité le cas d'un barrage en terre et en enrochements de 80m de hauteur soumis à une vidange rapide sur la paroi amont (baisse de 17m du plan d'eau) et il avait trouvé que ces simplifications sont justifiées.

En fin de construction de la digue le niveau d'eau considéré au-dessous des couches de Fondation, dans ce cas les seules forces appliquées sont les forces volumiques et l'équation d'équilibre est de forme :

$$\frac{d\sigma_{ij}}{dx} = \gamma_i \quad (\text{II-11})$$

Par application de cette équation sur le cas d'un sol qui a une pente (le cas d'une digue d'un barrage en terre) et en choisissant un système bidimensionnel on trouve :

$$\sigma = \gamma \bar{y} \cos^2 \beta \quad \tau = \gamma \bar{y} \sin \beta \cos \beta \quad (\text{II-12})$$

Sachant que la profondeur est selon la direction de la pesanteur de la facette du sol par rapport à la surface libre de ce sol.

- **Influence des écoulements d'eau sur la stabilité du barrage**

Les calculs de stabilité des talus nécessitent la plupart du temps la connaissance de la contrainte effective ce qui demande le calcul de la pression interstitielle, dans ce cas on prend comme force de volume la somme vectorielle du poids déjaugé et l'action du courant est le gradient hydraulique, la force est dirigée suivant la tangente à la ligne du courant qui est régie par la loi de **Darcy** qui associe le vecteur vitesse \mathbf{q} du fluide au gradient hydraulique à un paramètre \mathbf{k} qui est connu comme tenseur de perméabilité du milieu ; cette loi s'exprime :

$\mathbf{q} = -\mathbf{k}i$: l'équation de base des écoulements souterrains. Pour un milieu homogène et isotrope rapporté à un plan vertical (x .y), cette équation est exprimée par :

$$q_x = -kx \frac{\partial h}{\partial x}; q_y = -ky \frac{\partial h}{\partial y} \quad (\text{II-13})$$

La fonction h est d'ailleurs harmonique elle répond à la condition de continuité qui exprime l'incompressibilité du liquide et qui s'écrit :

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0; \Delta h = 0; h = y - \frac{u}{\gamma_w} \quad (\text{II-14})$$

y : est la position verticale du point.

γ_w : Poids spécifique de l'eau interstitielle

La pression interstitielle de signe négatif et la contrainte totale selon le postulat de **Terzaghi** est formulée

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + \sigma_{ij}u \quad (\text{II-15})$$

Le calcul de la contrainte effective se fait à partir des équations d'équilibre :

$$\frac{d\sigma_{ij}}{dx_i} = \gamma'_i \frac{\partial h}{\partial x_i} \gamma_w \quad (\text{II-16})$$

Sachant que γ'_i le poids spécifique déjaugé

II-3-Méthodes d'évaluation de la stabilité séismique

II-3-1 Méthodes simplifiées

La sécurité sismique des barrages en terre dépend de la possibilité qu'une perte de résistance se produise dans le barrage ou sa fondation. Les 25 dernières années ont abouti à des progrès significatifs dans les méthodes et les outils d'évaluation de la performance sismique du remblai des barrages. La plus simple de ces méthodes repose sur des corrélations empiriques et des procédures simplifiées dérivé de données de réponse sismique observées ou calculées, et nécessite peu de paramètres d'entrée.

II-3-1-1- Analyse pseudo-statique

La méthode pseudo-statique est considérée comme la méthode la plus simple pour évaluer la stabilité des pentes contre les tremblements de terre. Elle remplace l'action du tremblement de terre par une force d'inertie constante proportionnelle ou non à l'accélération de pic du sol et l'applique à la masse possiblement instable. Toutefois, cela implique certaines lacunes: elle ignore l'effet du tremblement de terre sur la résistance au cisaillement et en plus elle masque l'aspect dynamique du problème (effet de site, dégradation du module, synchronisation du mouvement, etc.) Cette étude vise à examiner les limites de la méthode pseudo-statique afin de développer une méthode d'analyse plus efficace qui permet de garder les avantages de la méthode pseudo-statique. [14]

Une analyse spectrale pseudo-statique a été faite avec le but de trouver un coefficient conduisant au même facteur de sécurité et presque la même surface de glissement avec l'analyse dynamique, il est nécessaire de développer une formule pour le coefficient sismique qui prend en compte la hauteur de la pente ou l'épaisseur du dépôt ainsi que les propriétés dynamiques du mouvement sismique du sol. La force pseudo-spectrale varie en fonction de la hauteur de dépôt et de l'accélération maximale appliquée au substrat rocheux.

le coefficient de sécurité peut descendre jusqu'à 1,0 à plusieurs reprises durant un séisme mais durant de très courtes périodes de temps, faisant en sorte que seul un déplacement permanent se produit et non une rupture de la pente. La méthode pseudo-statique fournit des résultats utiles lorsque les matériaux formant la pente ne sont pas soumis à une perte de résistance lors d'une sollicitation sismique. Le choix du coefficient sismique et l'interprétation des résultats restent difficiles.

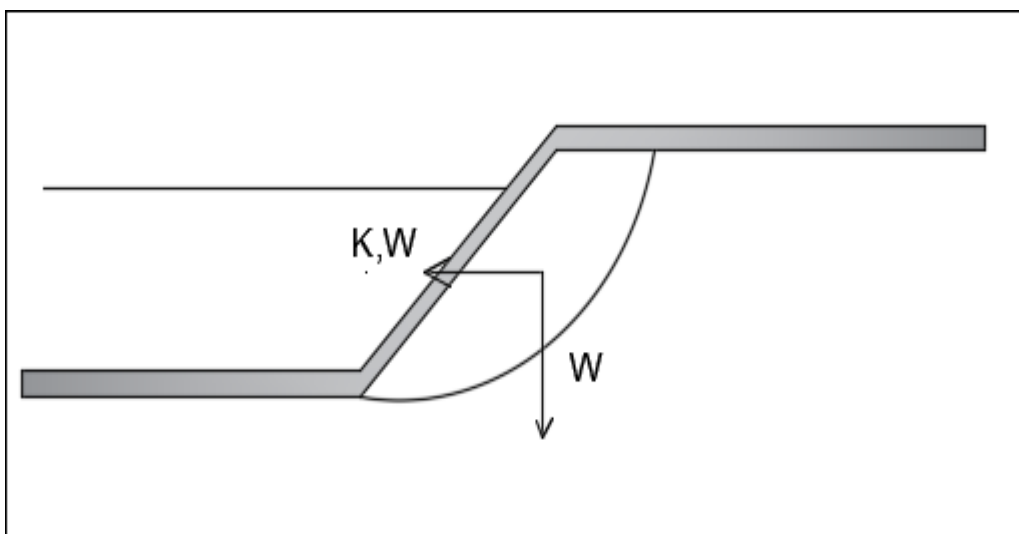


Figure II-02 : Illustration de la méthode pseudo-statique

II-3-1-2- Approche de Newmark

Newmark [1965] a calculé les déplacements induits par les séismes dans les remblais en supposant que les mouvements se produisent lorsque les forces d'inertie sur un bloc rigide de sols au-dessus d'une surface de rupture potentielle fixe dépassent sa résistance au glissement. Pour les surfaces de glissement planes, il a lié le déplacement maximal au pic de l'accélération et de la vitesse du mouvement. Newmark a supposé un nombre d'impulsions efficaces pour son séisme qui ne doit pas dépasser 6 et a suggéré que, pour de grandes amplitudes, le nombre d'impulsions effectives (et les déplacements calculés) doit être pris proportionnellement à la racine carrée de la durée estimée de l'agitation.

L'approche de Newmark a pour but:

1. Détermination de l'accélération critique pour la surface de rupture potentielle considérée. Cette accélération limite correspond au coefficient sismique k , de la méthode pseudo-statique, qui produit un coefficient de sécurité égale à 1.
 - 2- Détermination d'accélérogramme moyen de la masse au dessus de la surface considérée.
 - 3- Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration.
- Cette méthode n'est valable que pour des matériaux dont la résistance n'est pas affectée par la sollicitation sismique.

II-3-1-3- L'analyse de Seed-Lee-Idriss

Seed a constaté que la méthode de Newmark et la méthode pseudo-statique sont limitées en termes de résultats, pour cela à l'aide d'autres savants Seed a développé ces méthodes en considérant un barrage comme un corps flexible et les accélérations varient en fonction de la profondeur à l'intérieur du remblai. Pour tenir compte de cela, ils ont estimé l'accélération maximale de la crête à partir d'un spectre de réponse.

Dans leur enquête, ils ont utilisé les exemples de barrages argileux de hauteur moyenne (75 à 150 pieds). Par conséquent, leur procédure s'applique mieux aux barrages similaires. Pour les barrages de plus de 200 pieds, il peut être prudent d'augmenter les déplacements calculés proportionnellement à la hauteur du barrage [15]

➤ La procédure de l'analyse, consiste essentiellement à :

1. La détermination du profil du barrage à utiliser dans le calcul
2. La détermination des accélérogrammes au niveau de la base de la structure qui représentent le séisme le plus sévère auquel peut être soumise cette structure.
3. La détermination, des contraintes dans le barrage avant le séisme. La meilleure façon de faire est probablement d'utiliser un modèle par éléments finis.

4. La détermination des caractéristiques dynamiques des matériaux du barrage, telle que le module de cisaillement et les caractéristiques d'amortissement. Puisque les caractéristiques des sols ne sont pas linéaires. Il est nécessaire d'établir de quelle façon elles varient avec la déformation.

5. 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.

6. Des essais sur échantillons des matériaux (contraintes initiales et contraintes dynamiques supplémentaires) pour étudier la variation des pressions interstitielles et l'évolution des déformations. Ces essais doivent être assez nombreux pour permettre une estimation par interpolation des caractéristiques de l'ensemble des matériaux dans la digue.

7. L'évaluation du coefficient de sécurité contre la rupture de la structure durant ou après le séisme en considérant les contraintes statiques et sismiques, ainsi que la résistance des éléments de sol.

- Les techniques disponibles pour la réalisation de ces étapes progressent sans cesse.

Cependant, chacune des étapes de la procédure Seed-Lee-Idriss peut être réalisée de façons différentes plus ou moins exactes. 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, ainsi que les traits généraux de la cinématique observée [16]

II-3-2 Méthodes empiriques

II-3-2-1 Méthode de JANSEN (1990)

C'est une formule empirique développée par Jansen en 1990 elle donne le déplacement total de la crête U_c en fonction de l'accélération maximale. Cette méthode ne considère pas la hauteur du barrage directement dans l'évaluation de déplacement. [17]

$$U_c = 48.26 \left(\frac{M}{10}\right)^8 (\alpha_{\max} - \alpha_y) / \sqrt{\alpha_y} \quad (\text{II.17})$$

α_{\max} : l'accélération maximale de la crête.

α_y : l'accélération limite.

U_c : le tassement total de la crête.

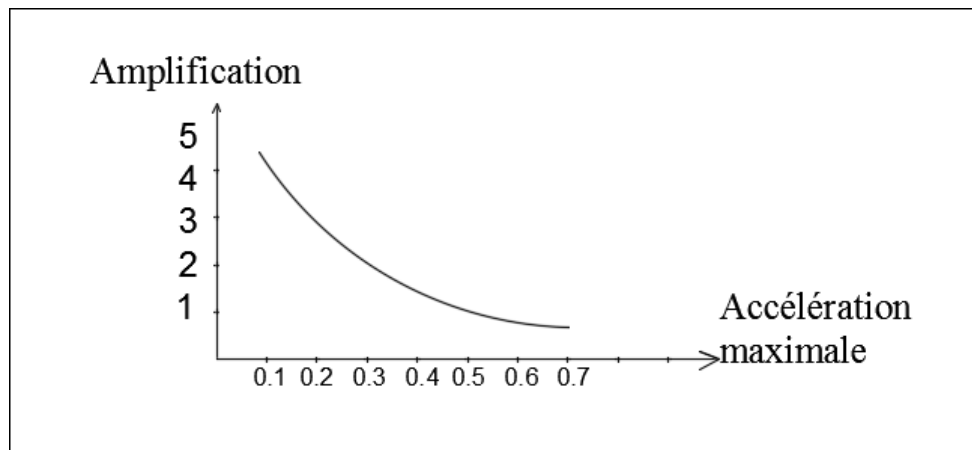


Figure II-03 : Amplification des barrages en terre pendant un tremblement de terre
(D'après. Sengupta(2010)).

II-3-2-2 Méthode de SWAISGOOD (1995,1998)

Swaigood a estimé les tassements des crêtes par traitement statistique des données récoltées à partir de l'évaluation sismique des performances d'une soixantaine de barrages existants. En 1995, il arrive à établir une relation entre le facteur d'énergie sismique (SEF) et trois d'autres constantes :

- type de construction du barrage (K_{typ}),
- hauteur du barrage (K_{dh}).
- l'épaisseur alluviale (K_{at}).

$$UC (\%) = SEF \times K_{typ} \times DH \times At \quad (II. 18)$$

Cette méthode dépend de la magnitude et de l'accélération maximale du sol du séisme. Tout comme les autres cas des méthodes simplifiées, la méthode de Swaigood est discutable lorsqu'elle est appliquée à des remblais.

II-4- Méthode de modélisation numérique des barrages en terre

La modélisation par des méthodes numériques se devise en deux code essentiels ;

- Codes en contraintes totales
- Codes en contraintes effectives

II-4-1- Codes en contraintes totales

Ce sont des codes qui prennent l'aspect total des contraintes lors de l'analyse et qui ne prennent pas en considération les contraintes interstitielles, deux catégories d'analyse en vigueur :

II-4-1-1-Analyse basé sur la méthode linéaire équivalente (EQL)

Les analyses linéaires équivalentes (EQL) utilisent généralement des modèles numériques bidimensionnels.

Pour établir l'état de contrainte initial, on commence par l'analyse statique en utilisant des programmes de l'ordinateur comme FEADAM84 [Duncan et al. 1984].

Ensuite, la réponse dynamique est calculée avec un programme informatique différent. La réponse est parfois obtenue pour des colonnes de sol représentatives dans la section du barrage en utilisant SHAKE91 [Idriss et Sun, 1992].

➤ D'autres programmes deux dimensions sont utilisés, tels que :

FLUSH [Lysmer et al., 1975], SuperFLUSH [Civil Systems, Inc., 1980], DYNDSP [Von Thun et Harris, 1981] ou QUAD4M [Hudson, Idriss et Beikae, 1994]. Ceux-ci calculent la contrainte totale et la réponse en déformation en utilisant des modules de cisaillement itérés et des coefficients d'amortissement compatibles avec la déformation moyenne induite dans chaque élément du modèle. SuperFLUSH et QUAD4M incluent la simulation d'une base conforme, qui améliore la solution. QUAD4M permet le calcul indirect des déformations du barrage basé sur le concept des coins glissants et des coefficients sismiques.

II-4-1-2-Analyse non linéaire (Fully non-lineaire codes)

Des méthodes récemment développées, l'analyse des tremblements de terre des barrages comprennent les éléments finis non linéaires (NL) ou finis. Ces méthodes s'appliquent lorsqu'une perte de résistance de grandes déformations ou une liquéfaction sont un souci pour le remblai ou sa fondation. Un avantage significatif de l'analyse NL est que le même le modèle numérique peut être utilisé à la fois pour des conditions statiques et dynamiques. La stabilité post-séisme peut également être évalué en poursuivant l'analyse pendant une période de temps calme après la fin de l'excitation et vérifier si le barrage conserve une configuration stable.

II-4-2- 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. Tout ça pour avoir une meilleure approximation des déformations permanentes sous l'effet de chargement sismique

Ces codes se divisent en deux catégories :

II-4-2-1-Codes complètement couplés

Où le sol est traité comme milieu biphasiques : sol et l'eau, en considérant deux types de pressions de pore, 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 de pores sous l'effet de chargement sismique est très complexe, les études effectuées sur différents codes, suggèrent que les prédictions de la réponse dépendent forcément 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.

II-4-2-2-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 des pores, 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. [18]

II-5- Différents types des comportements dynamiques des sols

En géotechnique, les matériaux cumulent le plus souvent des propriétés élastiques, plastiques et visqueuses, pouvant se manifester conjointement, auxquelles s'ajoutent des effets dus au fluage et à la fatigue. En géotechnique, on s'oriente progressivement vers une justification des ouvrages en déformation et déplacement. On se contentait le plus souvent, jusqu'à récemment, de justification à la rupture, l'application de coefficients de sécurité conduisant généralement à des déformations admissibles pour les ouvrages construits.

Cette nouvelle orientation dans La justification des ouvrages n'est pas sans difficultés, puisque le sol est un matériau qui présente une forme non homogène, cotoie d'autres matériaux, généralement industriels et donc plus homogènes, mais présentant, eux aussi, des caractéristiques de déformabilité, mieux connues et sujettes à moins de variabilité. Le sol (ou la roche) est ainsi en interaction avec du béton, de l'acier, du bois, des géotextiles. Par ailleurs, la géométrie des ouvrages est rapidement compliquée, et il n'existe que rarement des solutions mathématiques simples, fournissant le résultat pour la situation proposée. Lorsqu'elles existent, elles le sont pratiquement toujours dans le cas de modèles simples de comportement de sol homogène. [19]

II-5-1- Comportement élastique linéaire

Le matériau élastique est celui qui permet le mieux de représenter ce qu'est un module de déformation. Le corps parfaitement élastique, à comportement linéaire et isotrope, est le plus simple, ayant des propriétés identiques dans toutes les directions de l'espace. L'élasticité correspond à la propriété d'un corps de retrouver intégralement sa géométrie initiale après l'application des efforts qui l'ont déformé. Cette propriété a été mise en évidence expérimentalement au XVIIe siècle et décrite en 1676 précisément par un savant anglais, Hooke (1635-1703), qui a laissé son nom à la loi correspondante. Le caractère élastique d'un matériau n'est vrai que dans une plage de contrainte appliquée, qui n'est généralement qu'une fraction, très variable suivant le matériau, de la valeur totale des contraintes qu'il faut mobiliser pour atteindre la rupture. [19]

- **La loi de Hooke**

La loi de comportement va relier contraintes et déformation, en introduisant des propriétés propres au matériau considéré. La loi linéaire que nous allons considérer est de la forme $\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{K} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}$ où \mathbf{K} est une fonction linéaire. Les deux tenseurs $\boldsymbol{\sigma}$ et $\boldsymbol{\varepsilon}$ sont des matrices 3x3 symétriques et ont donc chacun 6 coefficients indépendants. \mathbf{K} comporte donc 36 coefficients indépendants qui lient linéairement ces deux tenseurs. En pratique, on peut simplifier ces coefficients si l'on considère que le matériau est isotrope, c'est-à-dire qu'il a le même comportement dans toutes les directions.

La relation contrainte – déformation est linéaire, caractérisée par deux paramètres : un module d'élasticité axiale (d'Young) E dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou un module de cisaillement G pour un essai de cisaillement simple (figure II-3) et le coefficient de Poisson ν

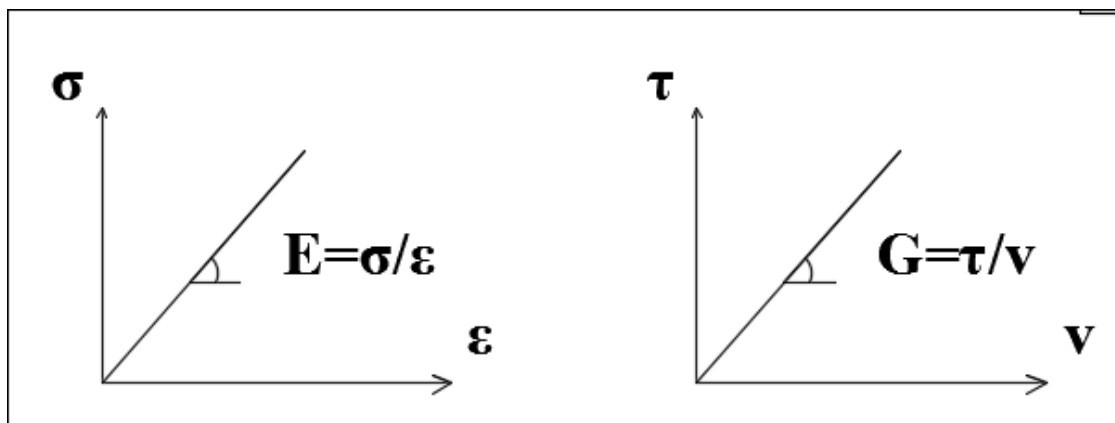


Figure II-04 : Loi de comportement élastique linéaire.

Alors des raisons de symétrie font que parmi les 36 coefficients, deux seulement sont indépendants. La loi de comportement se simplifie alors grandement et peut s'écrire :

$$\sigma = \lambda \operatorname{tr}(\varepsilon) I_3 + 2 \mu \varepsilon \quad (\text{II. 19})$$

I_3 : est la matrice identité

tr : la trace de la matrice.

λ et μ : sont les deux coefficients indépendants et s'appellent les constantes de Lamé.

Elles sont homogènes à des pressions. Des tests rhéologiques permettent de déterminer ces constantes, spécifiques à un matériau donné. Ces tests mesurent en fait directement deux autres valeurs : le module d'Young E (homogène à une pression) et le coefficient de Poisson ν (sans unité). Ces valeurs sont liées aux coefficients de Lamé par les équations :

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{II.20})$$

E : correspond intuitivement à la rigidité du matériau et varie entre 10^5 et 10^{10} . ν mesure son incompressibilité et varie entre 0:0 (aucune préservation de volume, valeur théorique, en pratique ν est supérieur à 0.25) et 0:5 (matériaux parfaitement incompressibles).

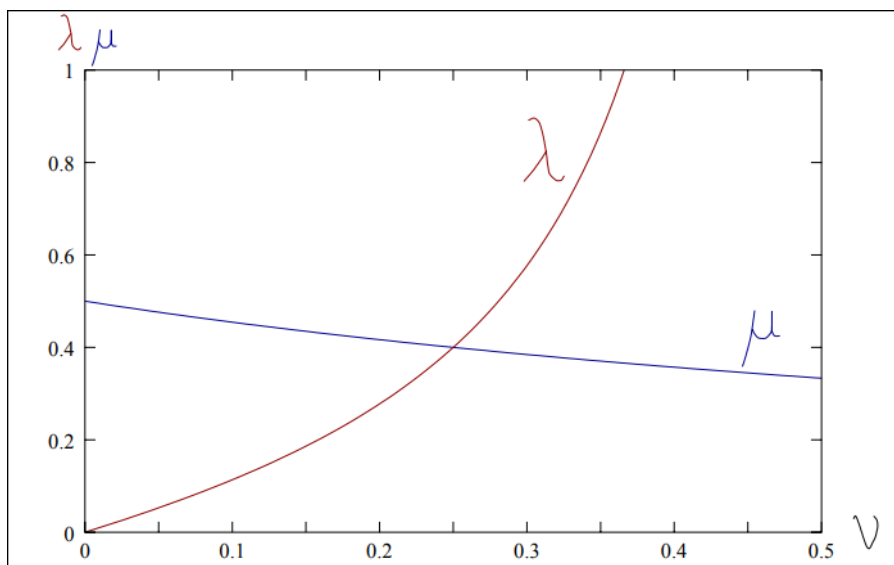


Figure II-05 : Évolution de λ et μ lorsque ν varie entre 0 et 0.5, pour un E donné. Noter que λ tend vers l'infini pour des matériaux incompressibles ($\nu = 0:5$).

II-5-1-1-Essai de compression triaxiale

C'est un essai simple dans son principe, dans le cas d'un sol il n'est pas facile à réaliser, les éprouvettes seront de toute manière cylindriques, car, très souvent, prélevées par carottage. En outre, celles-ci sont souvent incapables de se maintenir stables ; c'est le cas des sols

pulvérulents et des sols très peu cohésifs. Des essais particuliers ont été développés sont les essais triaxiaux, où le maintien de l'éprouvette est assuré par une étreinte de confinement sur toutes les faces ; il est ensuite procédé à l'application en compression de l'effort F évoqué. En restant dans le cadre strictement élastique, sur un élément toujours parallélépipédique, le système de contraintes appliquées se réduit à $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$; l'application du principe de superposition, applicable à l'élasticité, conduit aux trois extensions suivantes : [20]

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)) \quad (\text{II. 21})$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)) \quad (\text{II. 22})$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x)) \quad (\text{II. 23})$$

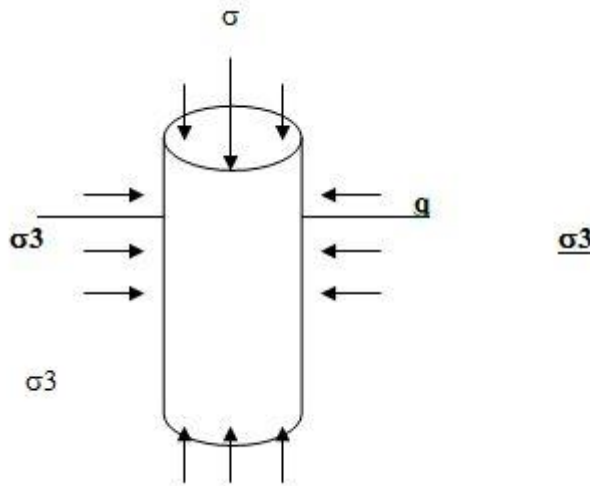


Figure II-06: Essai de compression triaxiale

II-5-1-2- Essai de type oedométrique

On peut imaginer un autre type d'essai, à géométrie simple, qui consiste à enfermer un échantillon de matériau élastique d'épaisseur L dans une boîte totalement indéformable latéralement, cylindrique ou cubique et simplement ouverte à sa partie supérieure, où l'on applique par l'intermédiaire d'un piston rigide, un effort F. Dans ce cas particulier, les déformations radiales sont évidemment empêchées $\varepsilon_y = \varepsilon_x = 0$

On trouve facilement dans ces conditions :

$$\frac{\Delta L}{L} = \varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)} \quad (\text{II. 24})$$

II-5-2- Comportement élastique non linéaire

Il ressort des constatations expérimentales que l’hypothèse d’un comportement élastique linéaire du sol qui est communément utilisée, ne constitue qu’une approximation relativement grossière de la réalité. En effet, sous les sollicitations cycliques, le sol montre souvent un comportement inélastique, non linéaire. Le domaine d’élasticité correspond à une gamme de déformation très faible.

- La relation contrainte-déformation n'est pas linéaire, mais les déformations sont réversibles.

Les matériaux hyperélastiques sont des exemples de cette famille de comportement. Un exemple de lois de comportement sous la forme :

$$T = \alpha I + \alpha B + \alpha B^2 \quad (\text{II. 25})$$

Où T représente le tenseur de contrainte de Cauchy, B est le tenseur de déformation de Cauchy-Green. α_i Sont des scalaires.

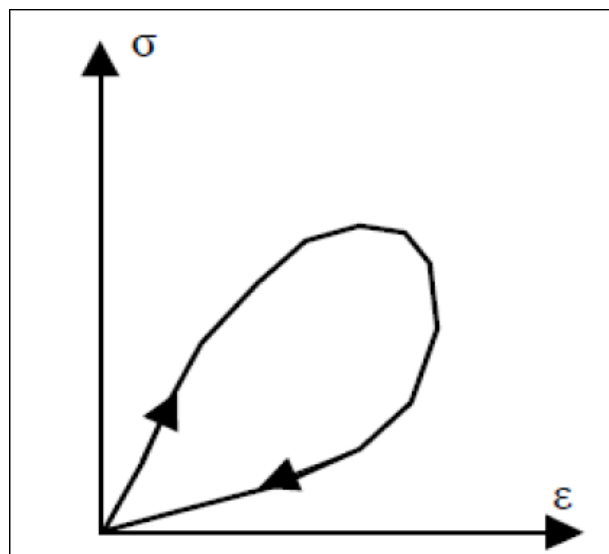


Figure II-07: Elasticité non linéaire

- Lois de comportement hyperélastiques

Les modèles hyperélastiques sont formulés à partir de la donnée de l’énergie potentielle W (ε_{ij}) ou de l’énergie complémentaire Ω (σ_{ij}), et doivent satisfaire aux principes de la thermodynamique. Pour un matériau élastique et isotrope, la fonction W(ε_{ij}) peut être exprimée à partir des trois invariants E1, E2, E3 du tenseur de déformation (ε_{ij})

$$W = W(E_1, E_2, E_3) \quad (\text{II. 26})$$

Tels que :

$$E_1 = \text{tr}(\varepsilon_{ij}) \quad (\text{II. 27})$$

$$E_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(\varepsilon_{ij}^2) \quad (\text{II. 28})$$

$$E_3 = \frac{1}{3} \text{tr}(\varepsilon_{ij}^3) \quad (\text{II. 29})$$

- Lois de comportement hypoélastiques

Les modèles hypoélastiques sont utilisés pour décrire le comportement élastique non linéaire isotrope des matériaux dans le cas où l'état de contraintes dépend de l'état actuel de déformations et du chemin de chargement. Ces modèles peuvent, dans leur formulation la plus générale, être décrits à partir d'une fonction tensorielle de forme :

$$F(\sigma_{ij}, d\sigma_{kl}, d\varepsilon_{ij}) = 0 \quad (\text{II. 30})$$

Où $d\sigma_{kl}$ et $d\varepsilon_{ij}$ désignent respectivement les incréments des tenseurs de contraintes et de déformations.

La notion d'hypoélasticité consiste à faire l'hypothèse que l'incrément de contrainte dépend non seulement de l'incrément de déformation mais aussi de la contrainte elle-même.

- Modèles hyperboliques

Pour décrire le comportement non-linéaire des sols, Kondner (1963) a proposé une loi hyperbolique de la forme :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (\text{II, 31})$$

dans laquelle σ_1 et σ_3 désignent les contraintes principales respectivement majeure et mineure, ε_1 la déformation axiale, E_i le module d'Young initial et $\sigma_1 - \sigma_3$ est la valeur asymptotique de la contrainte déviatorique .

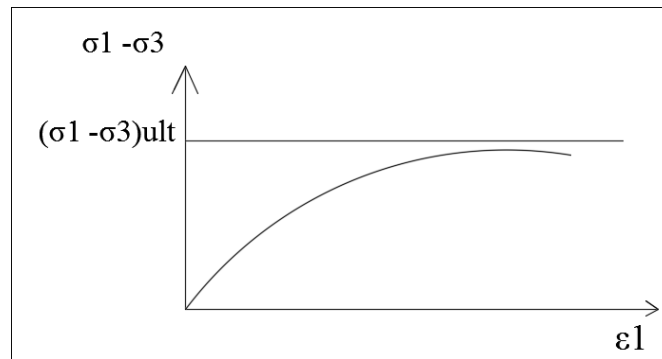


Figure II-08: Représentation de la loi hyperbolique (Kondner, 1963).

II-5-3- Comportement élasto-plastique

Les modèles élasto-plastiques permettent de décrire un comportement non linéaire avec une déformation irréversible des matériaux. Le schéma des modèles élasto-plastiques intègre l'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte déformation et de déformations irréversibles. Cette application permet de décrire de façon relativement satisfaisante les principaux aspects du comportement mécanique des sols saturés, en conservant néanmoins un domaine de réversibilité. [21]

Les notions fondamentales de la théorie de l'élasto-plasticité :

- la partition des déformations, qui décompose le tenseur des déformations totales en la somme du tenseur des déformations élastiques et du tenseur des déformations plastiques.
- la surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au delà duquel le comportement d'un matériau est irréversible.
- le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversibles.
- le choix des variables internes décrivant la mémorisation de l'histoire des états du matériau (écrouissage, déformations plastiques).
- l'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en
- fonction de l'intensité des sollicitations. Dans ce cas, le domaine d'élasticité varie également ;
- la règle d'écoulement plastique, qui décrit la manière dont évoluent les déformations plastiques et les autres variables internes

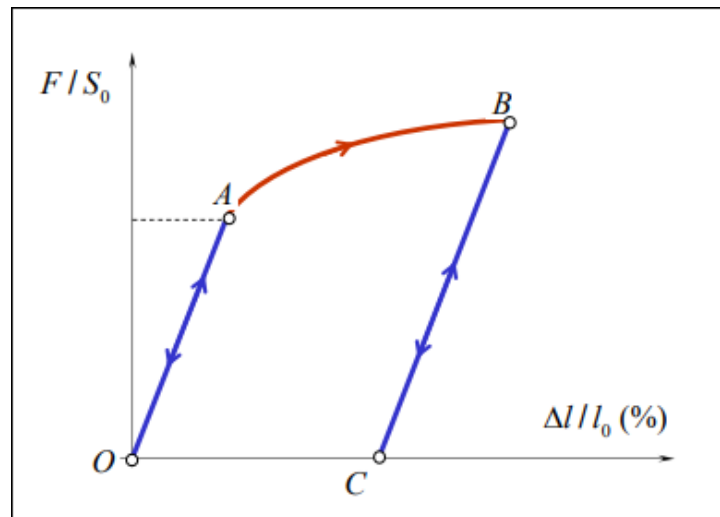


Figure II-09: Courbe-type expérimentale d'un essai de traction (charge-décharge)

L'analyse de cette courbe a donnée :

- La réversibilité de la réponse en allongement de l'éprouvette dans la partie OA du diagramme, c'est-à-dire tant que l'effort F demeure inférieur à un seuil correspondant à l'ordonnée du point A, appelé seuil d'élasticité initial. Cette réversibilité se traduit par une relation de proportionnalité entre l'effort et l'allongement, caractéristique du comportement élastique linéaire du matériau constitutif.
- L'irréversibilité de la réponse de l'éprouvette apparaît dès lors que l'on poursuit le chargement au-delà du seuil d'élasticité initial jusqu'à un point B, puis que l'on effectue une décharge complète ($F=0$) jusqu'au point C. La courbe BC de décharge est différente de la courbe OAB de première charge, de sorte qu'au point C subsiste un allongement rémanent. C'est la manifestation du comportement plastique du matériau constitutif.
- Rechargeant l'éprouvette à partir de ce nouvel état déchargé, on constate que le point représentatif dans le diagramme parcourt en sens inverse le segment BC de décharge. L'ordonnée du point B représente le nouveau seuil d'élasticité, appelé seuil d'élasticité actuel.

II-5-3-1 Principes fondamentaux du domaine élasto-plastique

Le domaine élasto-plastique est basé sur ces 3 principes fondamentaux :

- Surface de charge.
- Règle d'écoulement
- Règle d'écrouissage

a)- Surface de charge

Au cours de la sollicitation, le sol subit des déformations plastiques (ou permanentes) les observations expérimentales montrent cependant qu'il existe un domaine dans l'espace des contraintes à l'intérieur duquel le comportement des sols est élastique. Pour une sollicitation quelconque, ce domaine d'élasticité est délimité dans l'espace des contraintes par une surface $f(\sigma_{ij})$ appelée surface de charge. La condition $f(\sigma_{ij}) = 0$ est appelée critère de plasticité.

Lorsqu'elle est vérifiée le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge et le comportement du matériau dépend de la direction de l'incrément de contrainte. La fonction de charge est donc une fonction scalaire du tenseur des contraintes telle que : [21]

- Lorsque $f(\sigma_{ij}) < 0$, on est à l'intérieur du domaine élastique, les déformation sont éversible.

- Lorsque $f(\sigma_{ij}) = 0$, on est à la frontière du domaine, et des déformation plastique peuvent alors avoir lieu , à condition que :

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d \sigma_{ij} > 0 \tag{II. 32}$$

- Lorsque $f(\sigma_{ij}) > 0$ correspond a l'extérieur du domaine. Cette partie du domaine est impossible à atteindre

➤ La surface de charge peut dépendre de l'état de contrainte seul, on parlera alors de plasticité parfaite, ou alors dépend également de l'état de déformation, et on parlera d'écrouissage.

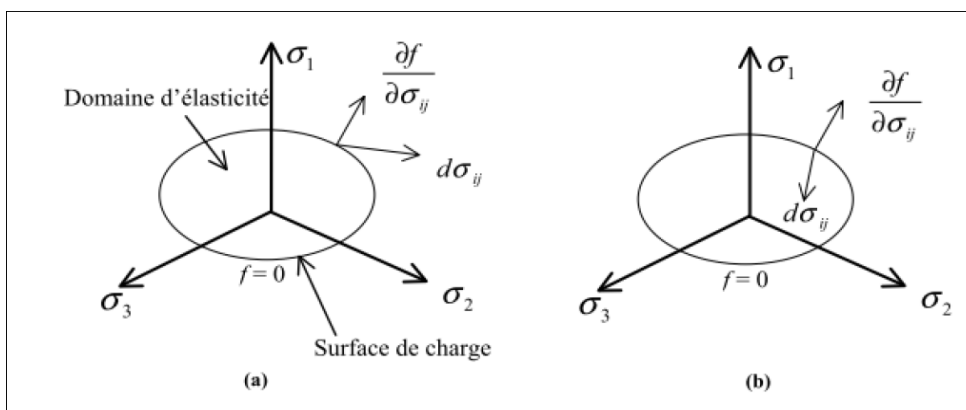


Figure II-10: Surface de charge, cas de charge (a) et décharge (b)

b)- Règle d'écrouissage

L'écrouissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissage R . Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. En général, on peut distinguer quatre catégories de loi d'écrouissage : [22]

- **Écrouissage isotrope**

Ce modèle suppose une dilatation homothétique du domaine d'élasticité par rapport au domaine initial supposé connu. Le coefficient de dilatation dans le cas de l'écrouissage linéaire est défini par le module tangent E_T . Pour un essai cyclique, On note que dans ce modèle l'énergie de déformation élastique pouvant être absorbée est de plus en plus importante et toujours identique en traction et compression.

- **Écrouissage cinématique :**

Ce modèle suppose une translation sans déformation du domaine d'élasticité initial supposé connu.

La translation est définie à partir de la courbe d'écrouissage monotone. Le modèle cinématique respecte l'effet Bauschinger couramment observé pour les matériaux métalliques, à savoir un durcissement dans un sens (sens de l'écoulement plastique) et un adoucissement d'égale amplitude dans le sens contraire (décharge élastique). L'amplitude du domaine d'élasticité reste constante. Mais l'énergie élastique absorbée et pouvant être restituée dans un sens est toujours différente de celle dans l'autre sens.

- **Écrouissage anisotrope :**

Pour un écrouissage anisotrope, la surface de charge peut subir en plus d'une expansion /contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

C) Règle d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique [22]

$G(\sigma_{ij})=0$. La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$.

La loi d'écoulement est dite soit associée. Soit non associée

- Lois d'écoulement associées :

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer $F=G$

La direction de vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principales) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge $F=0$, c'est à dire au vecteur gradient, normal à cette surface.

Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme

$$\varepsilon^p_{ij} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{II. 33})$$

λ : est le multiplicateur plastique (scalaire positif)

Pour un état de contrainte σ tel que $F=0$, deux cas sont possible.

- 1^{er} cas :

$$F(\sigma, R)=0 \quad (\text{II. 34})$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d \sigma < 0 \quad (\text{II. 35})$$

$$d \varepsilon = d \varepsilon^e \text{ et donc } d \varepsilon^p = 0 \quad (\text{II. 36})$$

C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel

- 2^{eme} cas :

$$F(\sigma, R)=0 \quad (\text{II. 37})$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d \sigma < 0 \quad (\text{II. 38})$$

$$d \varepsilon = d \varepsilon^e + d \varepsilon^p \quad (\text{II.39})$$

C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards. C'est le cas des métaux ou des sols purement cohérents.

- Lois d'écoulement non associées :

Dans le cas des sols flottants les lois d'écoulements sont non associées. Dans ce cas, la direction de vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative de la fonction de charge plastique

$$F(\sigma_{ij}) = 0 \quad (\text{II. 40})$$

II-5-3-2 Critères du comportement élasto-plastique :

L'analyse des sols se fait à base des critères développés par des savants, donc avant d'entamer l'étape de l'analyse le choix de critère de base est nécessaire, car durant toute l'analyse on s'appuie sur des données et des théories déjà exprimé par ce dernier, on peut deviser les critères selon deux catégories :

- Critères ne faisant pas intervenir la pression hydrostatique
 - Critère de Von Mises
 - Critère de Tresca
- Critères faisant intervenir la pression hydrostatique
 - Critère de Drucker-Prager
 - Critère de Mohr-Coulomb

a) Critères ne faisant pas intervenir la pression hydrostatique

- Critère de Von Mises

Le critère de Von Mises (1913) revient à considérer que la fonction de charge ne dépend que de l'invariant J_2 . La surface de plasticité s'exprime sous la forme :

$$f(J_2) = J_2 - k^2 = 0 \quad (\text{II. 41})$$

La constante k est une mesure de la limite élastique en cisaillement; elle est aussi liée à la limite élastique en traction/compression uni axiale σ_0 . Par la relation $\sigma_0 = \sqrt{3}K$. Sa représentation dans l'espace de Haigh-Westergaard correspond à un cylindre d'axe Δ à base circulaire de rayon $\sqrt{2}K$ dans le plan déviatoire. En utilisant l'expression développée de J_2 , on peut également représenter la surface de plasticité par les équations :

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 - 6k^2 = 0 \quad (\text{II. 42})$$

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2) - 6k^2 = 0 \quad (\text{II. 43})$$

Dans les axes principaux de contraintes ou dans des axes quelconques, respectivement.

Ce critère peut être interprété en considérant soit que l'énergie élastique de cisaillement atteint une valeur critique, soit que la contrainte de cisaillement sur les plans octaédriques, d'équation $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$ dans les axes principaux de contraintes, atteint une valeur critique. [23].

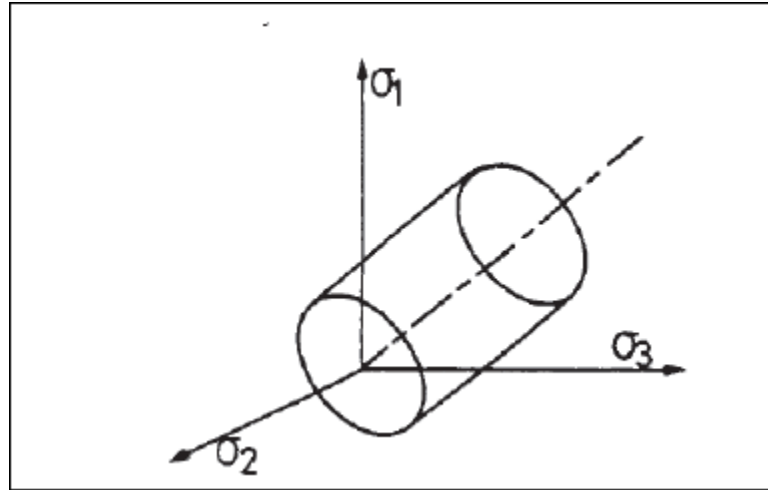


Figure II-11: Critère de Von Mises dans l'espace.

- Critère de Tresca

Tresca (1864) après des essais sur du plomb a conclu que la plastification arrive quand la contrainte tangentielle maximale atteint une certaine limite. On peut écrire donc :

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 - 2k \tag{II. 44}$$

- k est une constante, (cohésion du sol) [24].

Remarquons que la contrainte principale intermédiaire ne joue aucun rôle comme dans le critère de Coulomb.

- Dans l'espace des contraintes $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ la surface définie par la fonction de charge est un prisme parallèle à l'axe (1, 1, 1) à base hexagonale dans le plan perpendiculaire au plan π : $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$

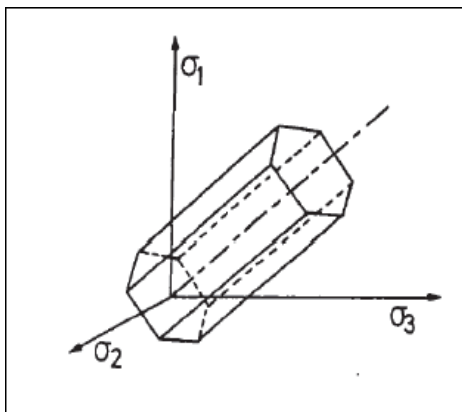


Figure II-12: Représentation du critère de Tresca dans l'espace $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$.

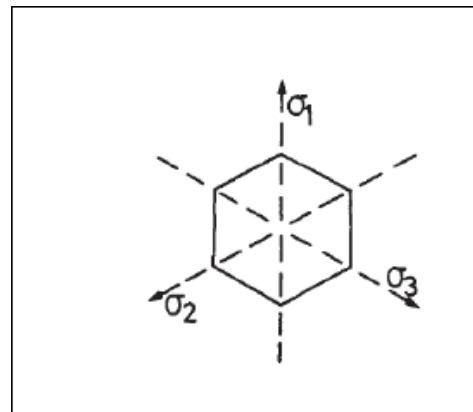


Figure II-13: Section du prisme sur le plan π .

Le critère de Tresca est parfois exprimé en termes des invariants du tenseur des contraintes sous la forme:

$$4J^3 - 27J^2 - 36K^2J^2 + 96K^4J^2 - 64K^6 = 0 \quad (\text{II. 45})$$

Où J^2, J^3 sont les deuxième et troisième invariants du tenseur des contraintes déviatoriques.

• **Comparaison des critères de Tresca et Von Mises**

Comme il n'est bien entendu pas question de se placer dans l'espace des 6 (ou 9) composantes du tenseur des contraintes, il faut se résoudre à ne visualiser les frontières du domaine d'élasticité que dans des sous-espaces à deux ou trois dimensions. Les représentations les plus courantes s'effectuent :

Dans le plan traction-cisaillement, lorsque seules les composantes $\sigma = \sigma_{11}$ et $\tau = \sigma_{12}$ sont non nulles ; les expressions des critères se réduisent alors à :

- Von Mises : $f(\sigma, \tau) = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2} - \sigma_y \quad (\text{II.46})$

- Tresca : $f(\sigma, \tau) = (\sigma^2 + 4\tau^2)^{1/2} - \sigma_y \quad (\text{II.47})$

Dans le plan des contraintes principales (σ_1, σ_2), lorsque la troisième contrainte principale σ_3 est nulle :

- Von Mises :

$$f(\sigma_1, \sigma_2) = (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2)^{1/2} - \sigma_y \quad (\text{II.48})$$

- Tresca :

$$f(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 - \sigma_y \quad \text{si } 0 \leq \sigma_1 \leq \sigma_2 \quad (\text{II.49})$$

$$f(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 - \sigma_y \quad \text{si } 0 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1 \quad (\text{II.50})$$

$$f(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_y \quad \text{si } \sigma_2 \leq 0 \leq \sigma_1 \quad (\text{II. 51})$$

- Dans le plan déviateur, le critère de von Mises est représenté par un cercle, ce qui est cohérent avec son interprétation par le cisaillement octaédral, le critère de Tresca par un hexagone ;

- Dans l'espace des contraintes principales, chacun de ces critères est représenté par un cylindre de génératrice (1, 1,1), qui s'appuie sur les courbes définies dans le plan déviateur.

b) -Critères faisant intervenir la pression hydrostatique

- Critère de Drucker–Prager

Drucker et Prager (1952) ont présenté un critère qui prend en compte le premier invariant du tenseur des contraintes (J_1) et le deuxième invariant du déviateur du tenseur des contraintes (J_2'). Sa fonction de charge est donnée par l'expression :

$$F(\sigma) = J_2'^{1/2} - k - \alpha J_1 \tag{II. 52}$$

α, k Sont des constantes.

La surface représentative du critère dans l'espace $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$ est un cône dont le sommet se trouve sur l'axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$

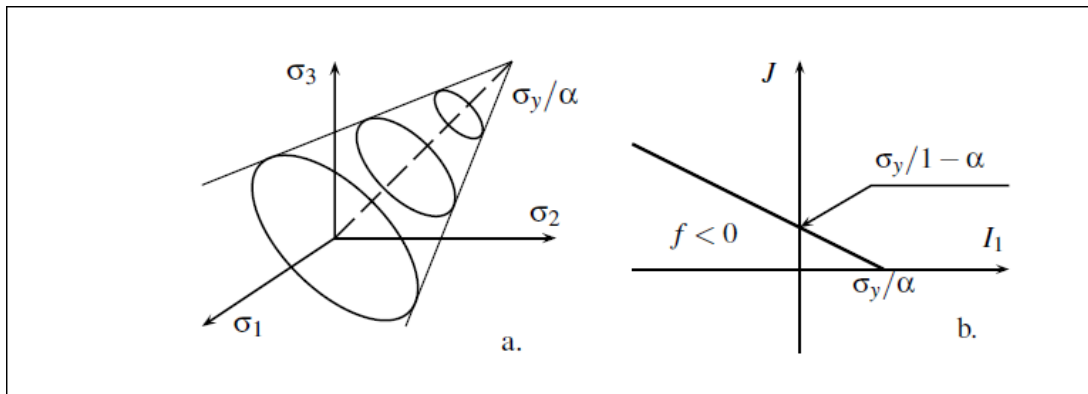
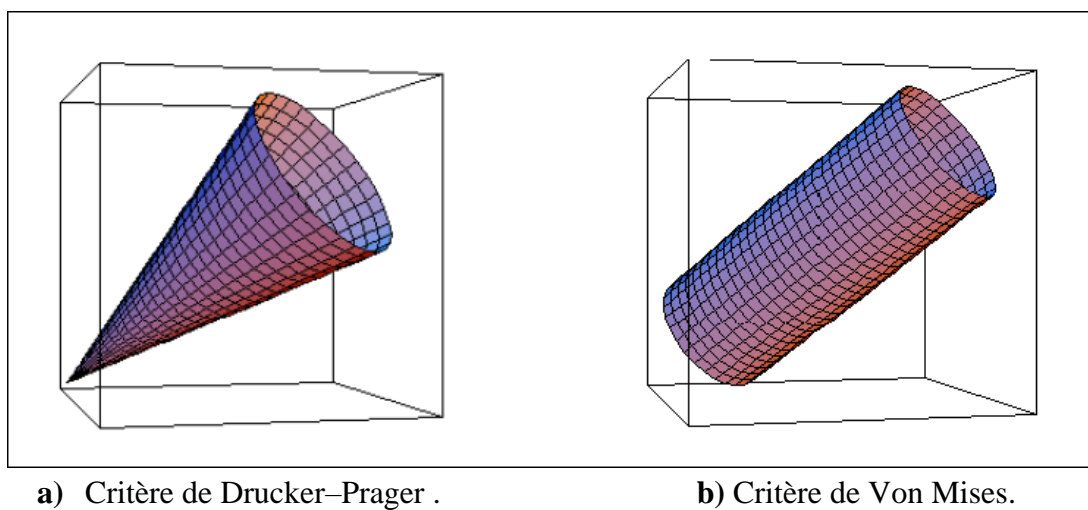


Figure II-14: Critère de Drucker et Prager dans l'espace y

Figure II-14, donne une représentation en 3D, dans l'espace des contraintes, du critère de Drucker-Prager et du critère dégénéré de Von Mises [25].

Si $\alpha = 0$, le critère Drucker-Prager devient le critère de Von Mises et le cône devient un cylindre.



a) Critère de Drucker–Prager .

b) Critère de Von Mises.

Figure II-15: Visualisation en 3D des critères de Drucker-Prager et de Von Mises.

- Critère de Mohr–Coulomb

Il est apparenté au critère de Tresca, faisant intervenir comme lui le cisaillement maximal, mais en même temps la contrainte « moyenne », représentée par le centre du cercle de Mohr correspondant au cisaillement maximum, soit :

$$f(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\phi - 2C \cos\phi \quad \text{avec } \sigma_3 < \sigma_2 < \sigma_1 \quad (\text{II. 53})$$

Ce critère est sous-tendu par la notion de frottement, et suppose que le cisaillement maximal que peut subir le matériau est d'autant plus grand que la contrainte normale de compression est élevée [26].

La limite admissible constitue une courbe intrinsèque dans le plan de Mohr. La formule énoncée ci-dessus est obtenue avec une règle de frottement linéaire :

$$|T_t| < -\tan(\phi)T_n + C \quad (\text{II. 54})$$

La constante C est la cohésion, correspondant à la contrainte de cisaillement qui peut être supportée par le matériau sous contrainte moyenne nulle. L'angle ϕ désigne le frottement interne du matériau. Si C est nul et ϕ non nul, le matériau est dit pulvérulent. Si ϕ est nul et C non nul, comme dans le cas du critère de Tresca, le matériau est purement cohérent. Le critère peut également s'exprimer sous la forme suivante, en fonction de la poussée K_p et de la limite d'élasticité en compression, R_p :

$$f(\sigma) = K_p \sigma_1 - \sigma_3 - R_p \quad (\text{II. 55})$$

Avec :

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad \text{et} \quad R_p = \frac{2C \cos\phi}{1 - \sin\phi} \quad (\text{II. 56})$$

Dans le plan déviateur (**Figure II.14.b**) on obtient un hexagone irrégulier, caractérisé par les valeurs suivantes (avec $p = (-1/3)I_1$) :

$$\sigma_t = 2\sqrt{6} (C \cos\phi - p \sin\phi) / (3 + \sin\phi) \quad (\text{II. 57})$$

$$\sigma_c = 2\sqrt{6} (-C \cos\phi + p \sin\phi) / (3 - \sin\phi) \quad (\text{II. 58})$$

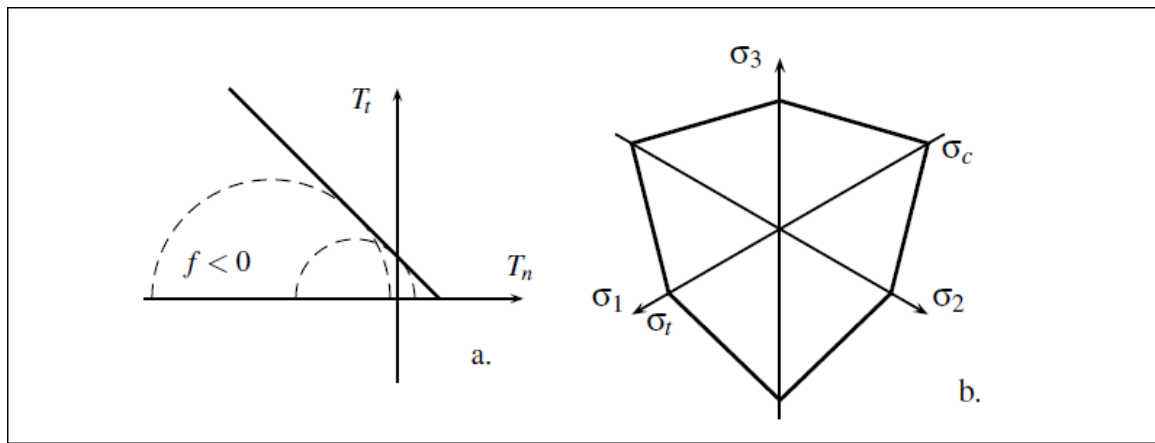


Figure II-16: Représentation du critère de Mohr-Coulomb.

(a) dans le plan de Mohr,

(b) dans le plan déviateur

• **Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et de Drucker-Prager**

Il est possible, et souvent utile, d'exprimer les paramètres du critère de Drucker-Prager, α et k , en fonction de ceux du critère de Mohr-Coulomb, c et ϕ . Les relations de correspondance diffèrent selon le type d'essai considéré. [25]

Tableau II.1 Paramètres du critère de Drucker-Prager en fonction de ceux du critère de Mohr-Coulomb

| Type d'essai | α | K |
|--|--|--|
| compression triaxiale ($\theta=30^\circ$) | $\alpha = \frac{6 \sin \theta}{\sqrt{3}(3 - \sin \theta)}$ | $K = \frac{6C \cos \theta}{\sqrt{3}(3 - \sin \theta)}$ |
| extension triaxiale ($\theta=30^\circ$) | $\alpha = \frac{6 \sin \theta}{\sqrt{3}(3 - \sin \theta)}$ | $K = \frac{6C \cos \theta}{\sqrt{3}(3 + \sin \theta)}$ |

Réciproquement, les paramètres du critère de Mohr-Coulomb peuvent s'exprimer en fonction des paramètres du critère de Drucker-Prager. Dans l'espace des contraintes, le critère de Drucker-Prager représente un cône tangent à la pyramide du critère de Mohr-Coulomb : à l'extérieur si l'essai utilisé pour le calage est la compression et à l'intérieur s'il s'agit de l'extension. [27]

CHAPITRE III:

Application numérique sur un barrage

En terre zoné

III-1 Introduction

Ce chapitre se propose d'analyser le comportement d'un barrage en remblai avec noyau central d'étanchéité. L'exemple étudié est une représentation simplifiée d'une géométrie typique d'un barrage en remblai. La hauteur de celui-ci est de 30 m et 260 m de largeur. Il a été construit au-dessus d'une couche de fondation. La crête du barrage est à une cote 60 m.

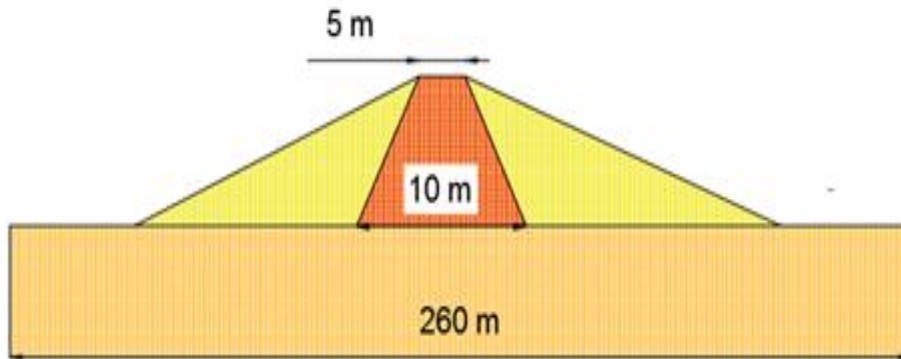


Figure III-01 : Coupe transversale de la section centrale du barrage.

Les caractéristiques des matériaux du barrage sont récapitulées dans le tableau III.01

Tableau III-01 : Les propriétés mécaniques du barrage.

| Paramètre | | Fondation | Noyau | Parement | Unité |
|----------------------------------|-------------------------|--------------|-------------|--------------|-------------------|
| Modèle | | Mohr-coulomb | Mohrcoulomb | Mohr-coulomb | - |
| Type de drainage | | Drainée | Non-drainé | Drainé | - |
| Poids volumique sec | γ_{unsat} | 17 | 16 | 16 | KN/m ³ |
| Poids volumique humide | γ_{sat} | 21 | 18 | 20 | KN/m ³ |
| Module d'élasticité | E' | 5E04 | 1.5 E03 | 2 E04 | KN/m ² |
| Angle de frottement ⁰ | φ' | 35 | - | 31 | ° |
| Angle de dilatance | ψ | 5 | - | 1 | ° |
| Coefficient de poisson | ν' | 0.3 | 0.35 | 0.33 | - |
| La cohésion | c' | 0.1 | - | 5 | KN/m ² |

III-2 Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. On règle la finesse du maillage (Global Coarseness) sur « fine ». Le maillage est présenté sur la (figure III-2). Le nombre d'éléments est de 1301 éléments.

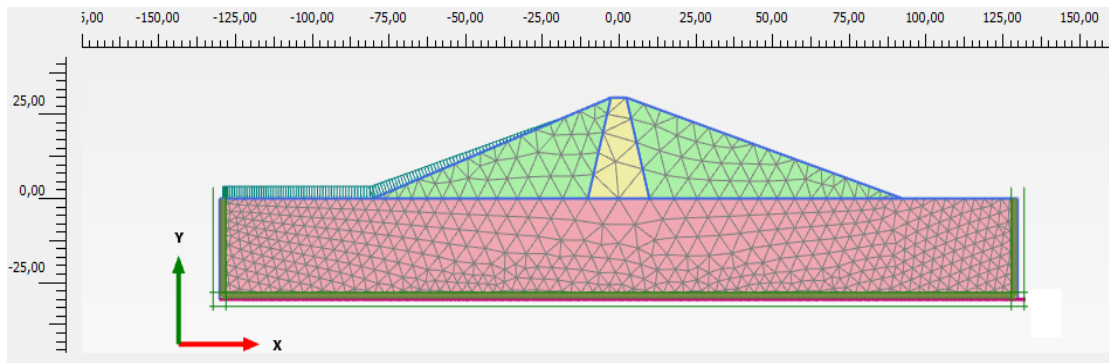


Figure III-02: Représentation du Maillage.

III-3 Analyse de la stabilité statique

La détermination des contraintes statiques existant avant le séisme est une étape importante dans l'analyse de stabilité sismique des barrages en terre.

Une fois la construction du barrage terminée, il devient possible de déterminer les contraintes effectives existant dans le barrage juste avant le séisme. La méthode des éléments finis constitue une des meilleures façons de modéliser les contraintes existant dans une structure en sol. Le logiciel PLAXIS est utilisé afin d'estimer les contraintes effectives statiques en tout point du barrage. Les contraintes statiques dans le barrage et la fondation sont estimées à l'aide d'un modèle linéaire-élastique compte tenu des deux niveaux d'eau (maximal et minimal).

III-3-1 Définition des conditions initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, on génère les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut, la valeur de K_0 est prise automatiquement d'après la formule de **Jacky** on garde le poids du sol à 1 ce qui correspond à une application totale de la gravité.

Pour les calculs dans les conditions initiales, le niveau de la nappe phréatique initial a été pris à la base du modèle. C'est-à-dire au niveau du substratum.

Aux limites verticales amont et aval du barrage le déplacement horizontal des nœuds du maillage est nul. Les nœuds au contact du substratum sont fixes.

III-3-2 Phases de calcul

Les calculs numériques ont été faits en 08 phases qui sont :

- La 1 ère phase (application de la gravité) : des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de son exécution jusqu'à la fin de sa construction. Par défaut cette phase est incluse dans la 2 ième phase.
- De la 2 ième au 6 ième phase, les calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de remplissage progressif par les eaux sous l'effet du poids propre du barrage et les forces hydrostatiques et ainsi sous l'effet des écoulements des eaux jusqu'au niveau optimal des eaux (barrage est plein).
- La 7ième phase, des calculs pour l'analyse de la stabilité du barrage sous vidange lente.

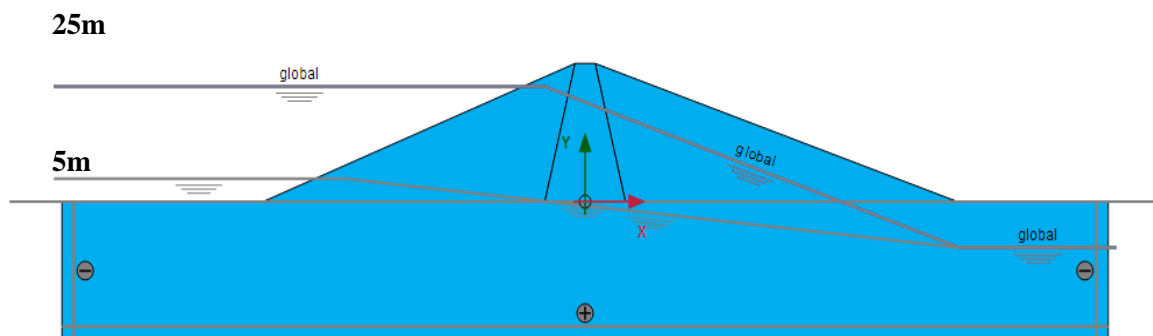


Figure III-03 : Représentation des niveaux maximaux et minimaux d'eau.

III-4- Résultats de stabilité du barrage sous les charges hydrostatiques

- **Pressions Interstitielles**

Les pressions interstitielles actives (Active pore pressures) sont les pressions interstitielles totales P_w (c'est-à-dire pressions interstitielles permanentes + surpressions interstitielles). Les pressions interstitielles actives sont représentées comme des contraintes principales bien qu'elles soient isotropes et qu'elles n'aient pas de direction principale.

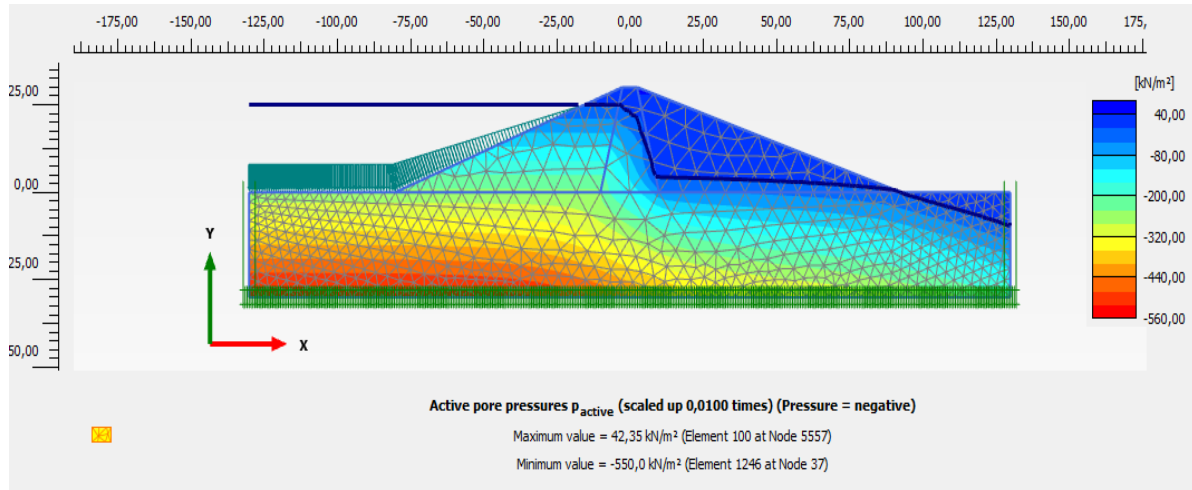


Figure III-04 : La variation de la pression interstitielle (barrage plein).

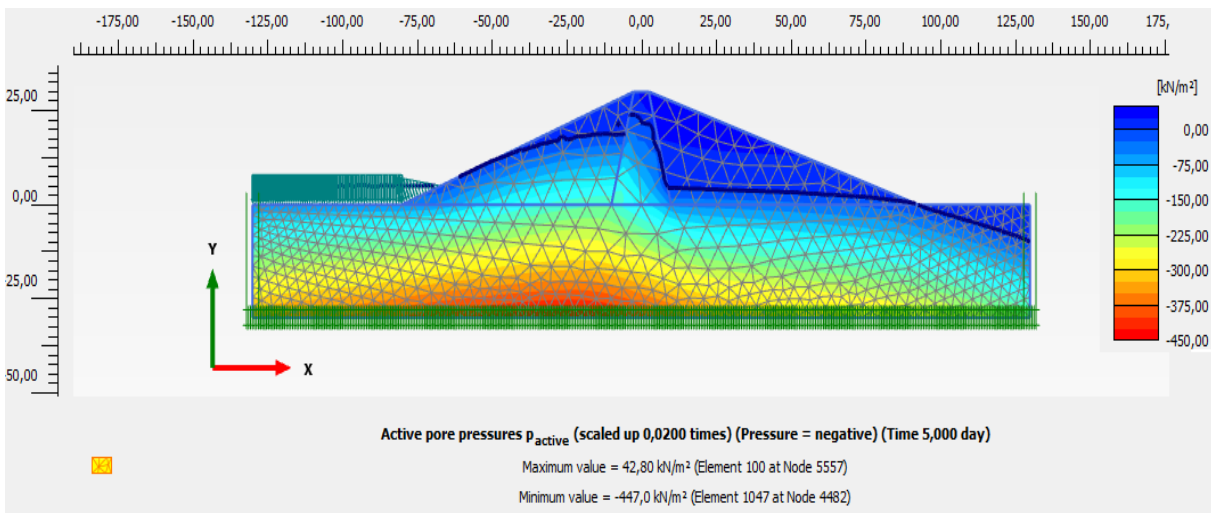


Figure III-05 : La variation de la pression interstitielle (Vidange lente).

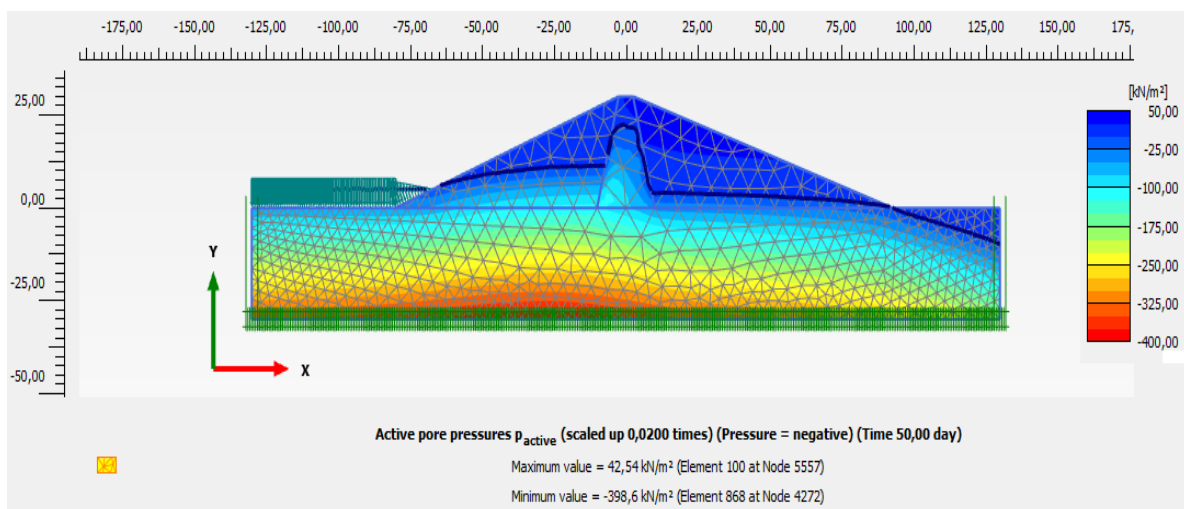


Figure III-06 : La variation de la pression interstitielle (Vidange rapide).

- **Points plastiques**

Les points plastiques (Plastic points) sont les points de contrainte dans un état plastique, affichés dans une représentation non déformée de la géométrie. Les points plastiques de Coulomb sont particulièrement utiles pour vérifier si la taille du maillage est suffisante. Si la zone plastique de Coulomb atteint une limite du maillage (sans tenir compte des limites qui sont des axes de symétrie du modèle), la taille du maillage est trop petite. Dans ce cas, les calculs doivent être recommencés avec un modèle plus grand

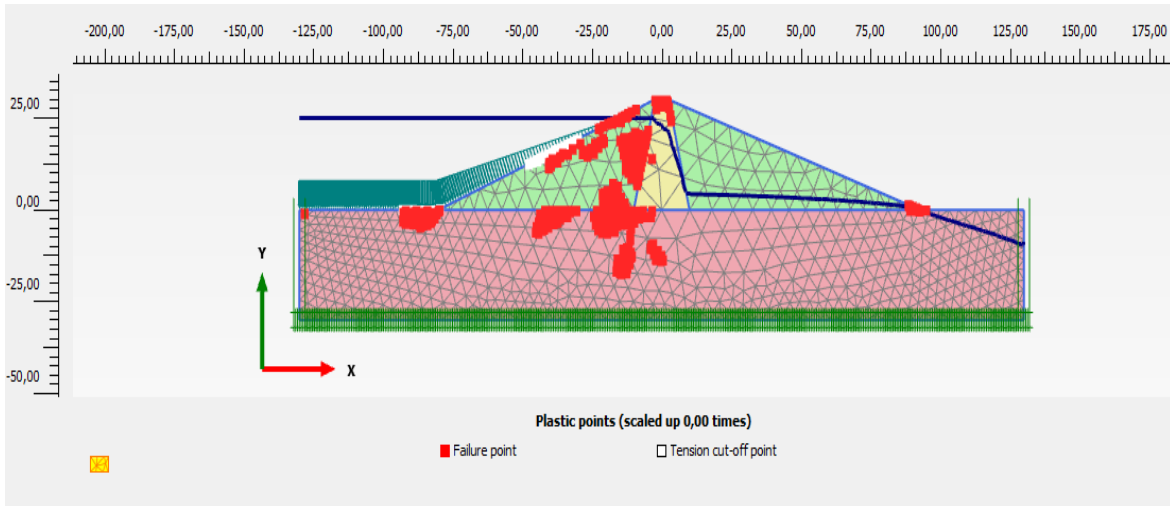


Figure III-07 : Les points plastiques barrage plein.

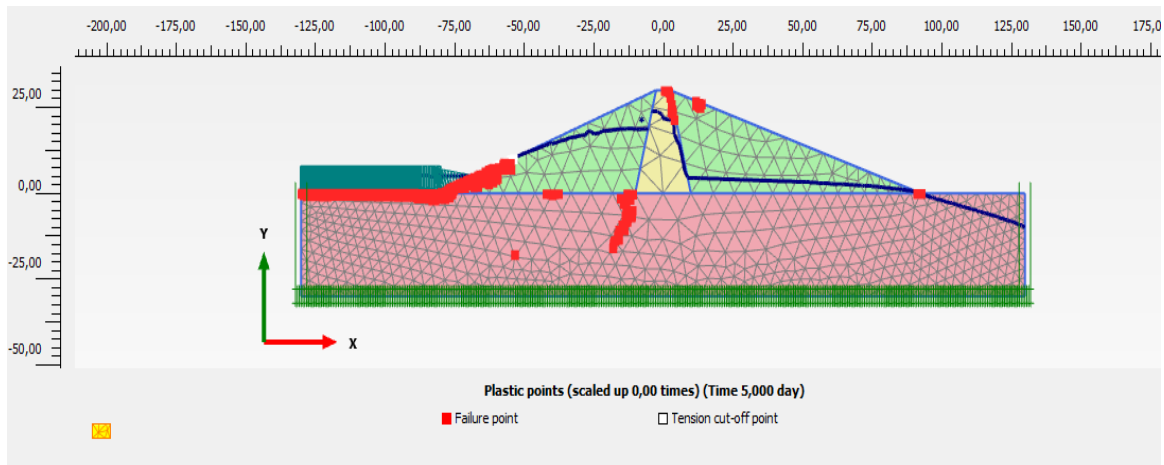


Figure III-08 : Les points plastiques barrage vidange rapide.

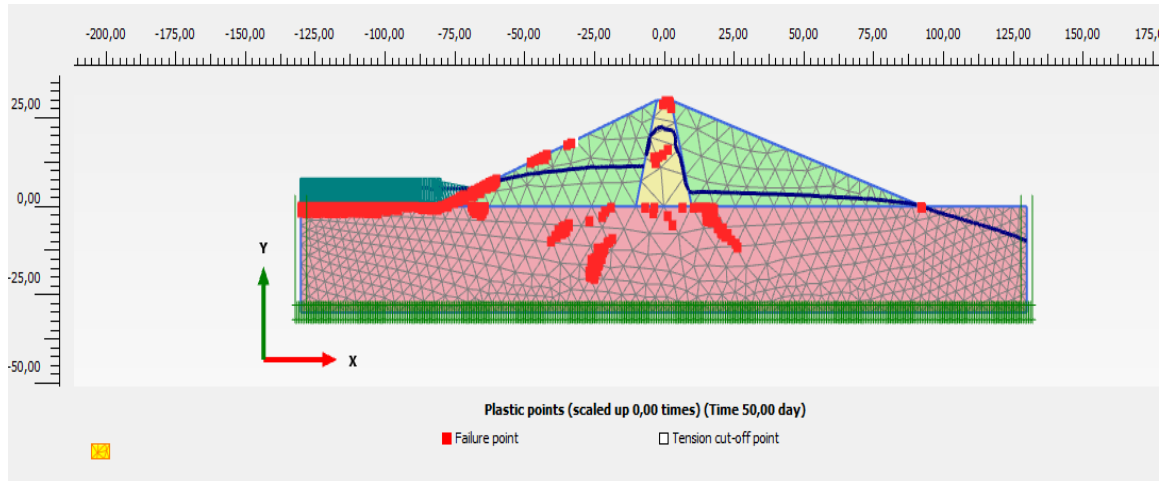


Figure III-09 : Les points plastiques barrage vidange lente.

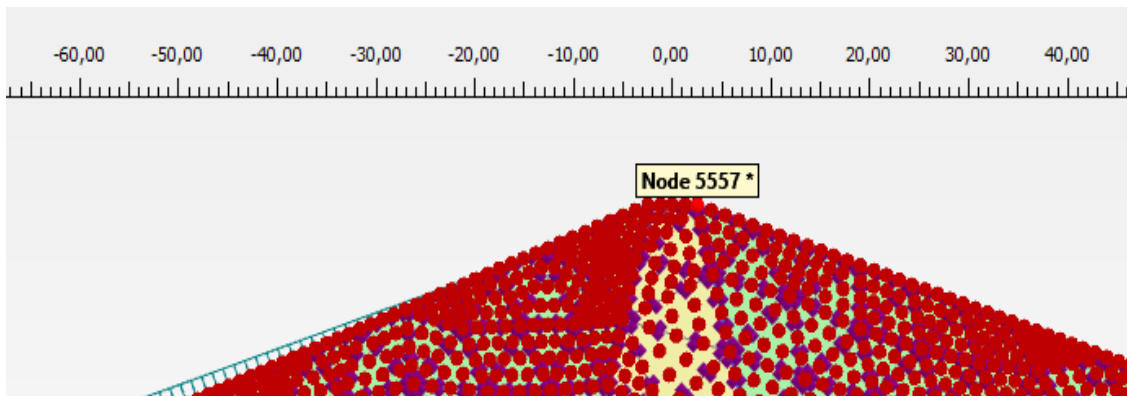


Figure III-10 : Emplacement des Nœuds.

- **Le coefficient de sécurité**

Lorsque le classement de pression interstitielle est pris en compte dans l'analyse de déformation, une certaine déformation supplémentaire du barrage se produira, la distribution de ces déformations et de la contrainte effective est bien appréciée pour les trois premières phases, ici l'attention est focalisée sur le facteur de sécurité du barrage pour les différentes situations.

Le développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements à la crête du barrage au point 5557, est montré sur la **figure III-11**

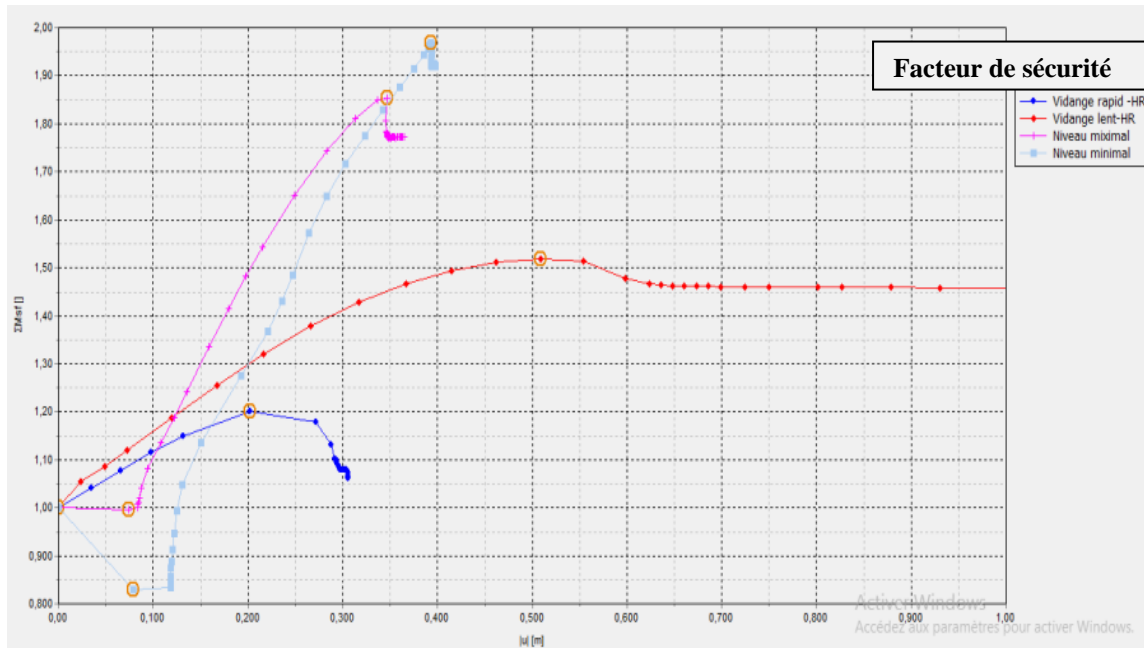


Figure III-11: Le coefficient de sécurité pour les différentes phases.

On remarque que l'écoulement rapide du réservoir peut réduire considérablement la stabilité du barrage.

III-5-Analyse de la stabilité dynamique

Les calculs sont réalisés à l'aide de la méthode des éléments finis au moyen du logiciel PLAXIS. Une fois que les contraintes statiques sont établies, on doit changer le type d'analyse tout en indiquant les propriétés matérielles dynamiques des sols. Les contraintes sismiques sont obtenues en calculant la réponse dynamique du barrage lorsqu'il est soumis à un accélérogramme représentatif.

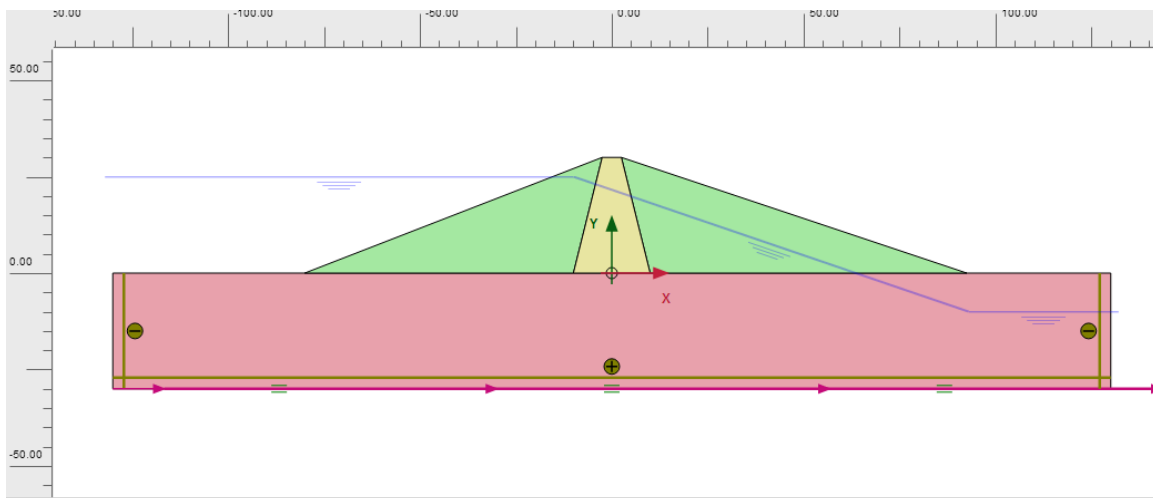


Figure III-12 : Le maillage et les conditions aux limites pour l'analyse dynamique.

- **Accélérogramme**

Un accélérogramme horizontal a été utilisé dans cette analyse et présenté à la figure III-12. Le rapport d'amortissement visqueux $\xi = 5\%$. Les valeurs de coefficients de Rayleigh $\alpha_R = 0.32$ et $\beta_R = 0.0078$. La méthode de Newmark est utilisée. Avec les valeurs des paramètres d'intégration sont $\gamma = 0.5$ et $\beta = 0.25$ pour avoir la solution inconditionnellement stable. Le pas de temps est pris égal à $\Delta t = 0.005$.

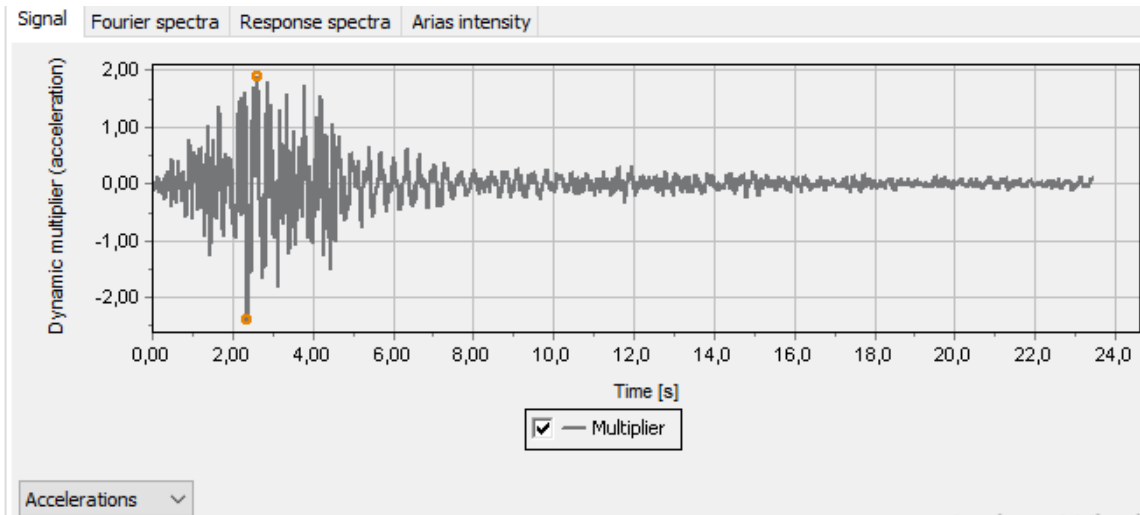


Figure III-13 : Enregistrement de l'accélération horizontale.

- **Résultats**

- Le déplacement

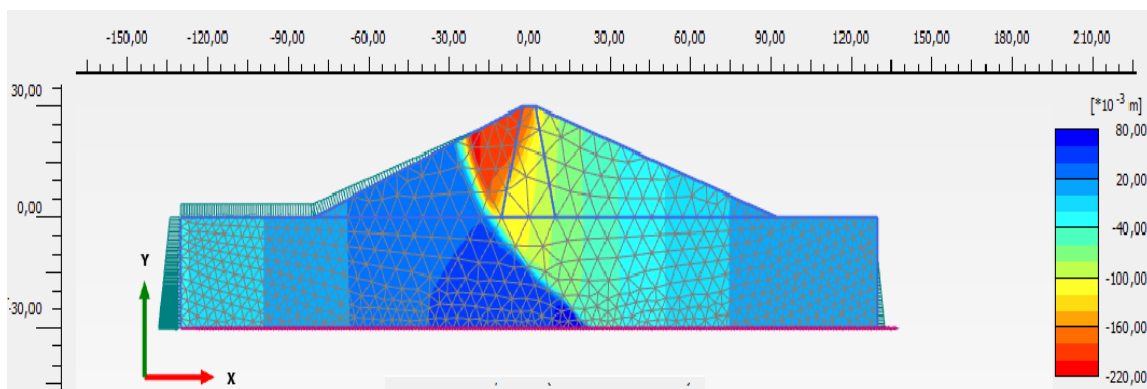


Figure III-14 : Déformé du barrage à l'excitation maximale
($u_{\max} = 0.20$ m à la crête de barrage)

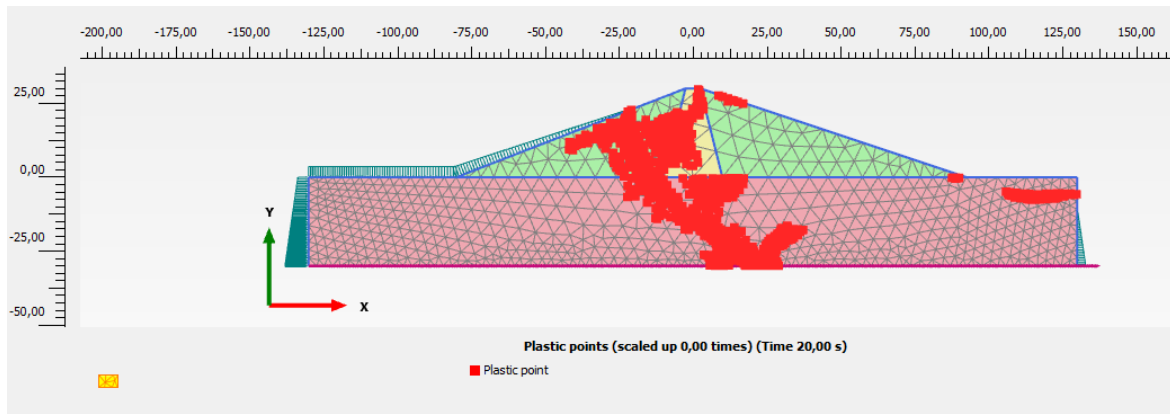


Figure III-15 : Les points plastiques barrage plein sous charge dynamique.

III-6- Conclusion

La résistance des barrages en terre est liée à l'augmentation des pressions interstitielles au cours de la secousse sismique, la perte de rigidité peut être considérable et peut générer par conséquent une rupture.

Pour atteindre un comportement satisfaisant pendant les séismes, les barrages en terre à noyau étanche sont à concevoir en zones en attribuant une fonction bien définie à chaque zone de matériaux (étanchéité, filtre, drainage, ...).

Conclusions et recommandations

- **Conclusions et recommandations**

Le présent travail relatif à l'analyse géostatique et dynamique de la stabilité des barrages en terre. Une étude du comportement des barrages en terre a été produite en préambule. Ensuite, les méthodes de modélisation de la réponse des sols ont été présentées.

Les calculs ont été réalisés sur un modèle simplifié d'un barrage en terre zoné, en divisant la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par plusieurs nœuds. Les déplacements sont introduits comme inconnus aux différents nœuds. Leurs calculs sont effectués à l'aide des conditions d'équilibre et des lois de comportement des différentes couches en chaque nœud compte tenu du critère de Mohr-coulomb.

L'étude est réalisée en traitant des différentes phases (Fin de construction, barrage plein, vidange rapide, vidange lente) tous liés à l'analyse de la stabilité des barrages en terre. Après le calcul du coefficient de sécurité ainsi que l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité du barrage.

En dernière phase, on procède à l'évaluation du comportement sismique de barrages une des causes essentielles des dommages ou de la rupture est le développement des pressions interstitielles et la perte de résistance au cisaillement qui en résulte. Les propriétés des matériaux de fondation et du corps de la digue sont d'importance primordiale pour la sécurité aux séismes des barrages en terre.

La mise en place de tels matériaux est à éviter. Pour atteindre le bon comportement des barrages en terre, il faut prendre en considérations des mesures judicieuses, notamment le choix du filtre, transition large et étanchéité, et celles-ci devraient être la première préoccupation lors de l'élaboration d'une solution tenant compte des séismes.

Références Bibliographiques

- [01] **M. Christian Kert.** Rapport sur l'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques.
- [02] Bureau d'Etude Technique et de Contrôle des Grands Barrages (BETCGB)
- [03] **BONELLI, Stéphane et ANTHINIAC, Patrice.** Modélisation hydroplastique du premier remplissage d'un barrage en enrochements. In : Proc. 53^{ème} Conférence Canadienne de Géotechnique, Montréal (Canada). 2000. p. 255-262
- [04] **KERKOURI ALI (2011) ANALYSE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU BARRAGE DE KOUDIET ELM'DOUAR SOUS SOLlicitATIONS SISMiques.** Thèse de doctorat. Université de Batna 2.
- [05] **Dr. LEHBAB ep. BOUKEZZI ZAKIA** Barrages en remblai de terre
- [06] **MESSAID, Belkacem.(2009) ETUDE DE LA POSITION EFFICACE DES DRAINS DANS LES BARAGES EN TERRE.** Thèse de doctorat. Université de Batna
- [07] **LEFRANC, M. et GIRARD, H.(2002)** Le groupe de travail européen sur les géomembranes mises en œuvre sur les barrages. In : Les géo synthétiques dans les barrages: matériaux et utilisations, Saint-Etienne, 18-19 juin 2002. p. 79-95.
- [08] **KISSI, Benaïssa.(2015)** Rupture des ouvrages hydrauliques par Renard Hydraulique. In : Congrès français de mécanique. AFM, Association Française de Mécanique.
- [10] **BLAIS, Jean-Pierre.(2005)** Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales: une courte revue bibliographique. Ingénieries, numéro spécial " Sécurité des digues fluviales et de navigation", Cemagref, 2005, p. 65-70.
- [10] **Clément Desodt, Hélène Horsin Molinaro,(2016)** Phénomènes de boulanges et d'érosion régressive (renard hydraulique) dans les barrages, ENS Cachan – Université Paris-Saclay, page 2)

Références Bibliographiques

- [11] **IDRISS, I. M. et DUNCAN**, James Michael. Earthquake response analysis of embankment dams. In : Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation. Springer, Boston, MA, 1988. p. 239-255.
- [12] **Abdel-Ghaffar, Ahmed M et Koh, Aik-Siong (1981)**, longitudinal Vibration of Non-Homogeneous Earth Dams, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, pp. 279-305.
- [13] Dams and Appurtenant Facilities
- [14] **GHOBRIAL, Fady, KARRAY, Mourad, DELISLE, Marie-Christine, et al (2015)**. Development of spectral pseudo-static method for dynamic clayey slope stability analysis. In : 68th Canadian Geotechnical Conference, Quebec City, Quebec, Canada. 2015.
- [15] **Gilles J.** Dams and Appurtenant Facilities
- [16] **GIGB ,ICOLD(1986)**, méthodes de calcul sismique pour barrages, Bulletin 52.
- [17] **Sengupta.A .(2010)**."Estimation of permanent displacements of the Tehridam in the Himalayas due to future strong earthquakes".Indian Academy of Sciences Sādhanā Vol. 35, Part 3, pp. 373–392
- [18] **BOUMAÏZA, Malika(2010)** . Contribution à l'étude et à l'analyse du comportement des barrages en terre et de leur stabilité. 2010. Thèse de doctorat. Boumerdes.
- [19] Revue Française de géotechnique N°114 1^{er} trimestre 2006
- [20] **COMBARIEU OLIVIER**, usage des modules de déformation en géotechnique, université de Caen
- [21]**FOUCAULT, Alexandre(2006)** . Modélisation du comportement cyclique des ouvrages en terre intégrant des techniques de régularisation. Thèse de doctorat. Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris.
- [22] **BAGHZIM HASSIBA (06 /2015)** ;''ETUDE NUMIRIQUE DE LA CONCEPTION DES BARRAGES EN TERRE'' ,
- [23] **MAKKOUK, Rabih (1994)**. Modélisation de la plasticité orthotrope en contraintes planes: application à la détermination des limites de formage des tôles. Thèse de doctorat. Université Paul Verlaine-Metz.
- [24] **Athanasios Barbas (1981)**. Docteur-Ingénieur de Génie Civil Option Infrastructures. Contribution à L'utilisation de la Méthode des Eléments Finis En Mécanique des Sols dans le Domaine de L'élasto-Plasticité.

Références Bibliographiques

- [25] **Alexandra Kleine.** Docteur De L'I.N.P.L Génie Civil – Hydrosystèmes – Géotechnique. Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy. Modélisation Numérique du Comportement des Ouvrages Souterrains par une Approche Viscoplastique. 2007
- [26] **Coulomb C.A.** Essai sur une application des règles de maxims et minims à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture. Mémoires de l'Académie Royale, pages 343–382, 1776.
- [27] **Hicher P-Y., SHAO J-F(2002).**Elastoplasticité des sols et des roches ; modèles de comportement des sols et des roches 1. Collection Mécanique et Ingénierie des Matériaux, Hermès Sciences Publications, Lavoisier.

• Présentation du logiciel PLAXIS

I- Introduction

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan où Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme, L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (*Input, Calculations, Output* et *Curves*). Le présent manuel de référence est organisé en quatre parties correspondant à ces quatre sous-programmes.

I-1- Etapes de modélisation

a) L'entrée des données de pré-traitement (Le menu d'entrée des données (Input))

Au début du programme Input, une boîte de dialogue apparaît, on peut y choisir d'ouvrir un projet existant ou d'en créer un nouveau. Si "nouveau projet" (*New project*) est sélectionné, la fenêtre des réglages généraux (*General settings*) apparaît ; tous les paramètres de base du nouveau projet peuvent être saisis . Si l'utilisateur choisit d'ouvrir un projet existant (*Existing project*) la boîte de dialogue permet une sélection rapide de l'un des quatre projets les plus récents. Si le projet voulu n'apparaît pas dans la liste, l'option <<<*More files*>>> peut être utilisée.

Le gestionnaire de fichiers apparaît alors, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de sélectionner le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Après le choix d'un projet existant, le modèle géométrique correspondant est présenté dans la fenêtre principale.

Annexe A

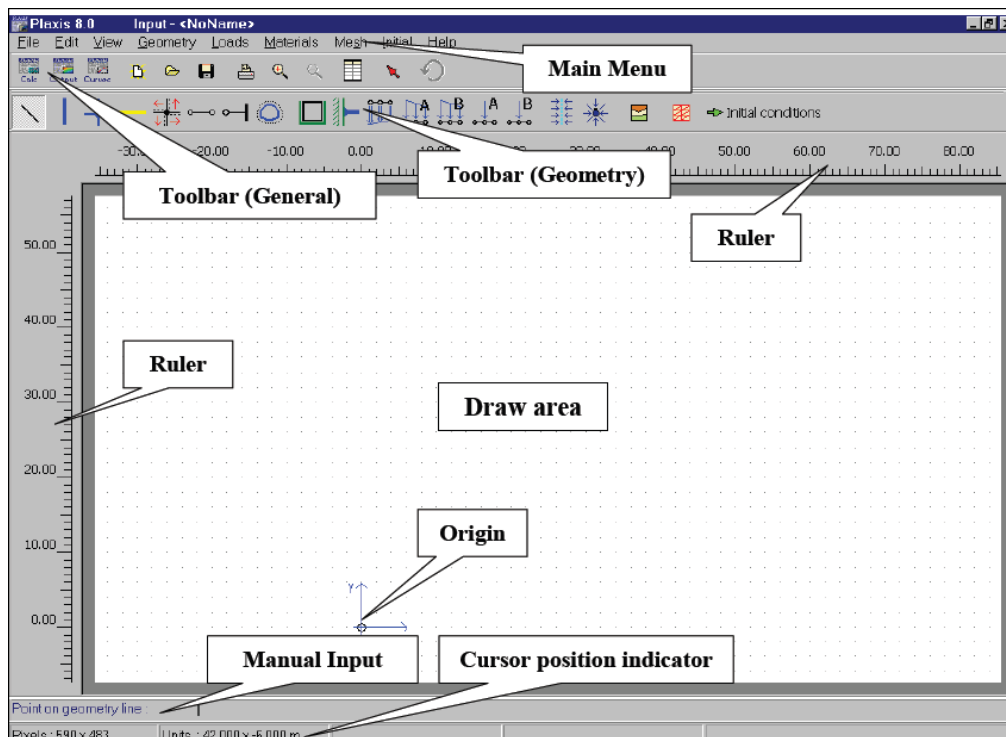


Figure 01 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de Création géométrique).

- **La barre d'outils générale (Tool bar (general))**

La barre d'outils contient les icônes relatives aux actions générales comme les opérations sur le disque, l'impression, les zooms ou le choix d'objets. Elle contient aussi les icônes qui servent à lancer les autres modules de PLAXIS (*Calculation, Output et Curve*).

- **La barre d'outils de géométrie (Tool bar (geometry))**

Cette barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont placées dans un ordre tel qu'il permet en général de définir entièrement le modèle en suivant les boutons de la barre d'outil de la gauche vers la droite.

- **Les règles (Rulers)**

Sur la gauche et la partie supérieure de la planche à dessin, des règles indiquent les coordonnées physiques x et y du modèle géométrique. Ceci permet d'avoir un aperçu immédiat des dimensions. Les règles peuvent être supprimées depuis le menu *View*. Un clic sur les règles permet d'activer la fenêtre *General settings*, et donc de modifier les dimensions du modèle.

- **La planche à dessin (Draw area)**

La planche à dessin est la page sur laquelle le modèle géométrique va être créé et modifié. La création et la modification du modèle géométrique sont principalement effectuées à l'aide de

Annexe A

la souris, mais pour certaines options, la saisie des données à l'aide du clavier est possible (voir ci-dessous, Entréemanuelle des données). La planche à dessin peut être utilisée de la même manière que les programmes de dessin classiques. Les noeuds de la grille peuvent servir de points d'ancrage.

- **Axes**

Si l'origine physique se trouve dans l'intervalle des dimensions définies par l'utilisateur, elle est représentée par un petit cercle dans lequel les axes x et y sont indiqués par des flèches.

L'indication des axes peut être supprimée depuis le menu View.

➤ **Le menu File**

Tableau I-01 : Illustration du menu File.

| | |
|-------------------------|---|
| New | Permet de créer un nouveau projet. La fenêtre des réglages généraux (<i>General settings</i>) apparaît |
| Open | Permet d'ouvrir un projet existant. Le gestionnaire de fichiers apparaît. |
| Save | Permet de sauver le projet en cours sous le nom existant. Si aucun nom n'a été donné, le gestionnaire de fichiers apparaît. |
| Save as | Permet de sauver le projet sous un nouveau nom. Le gestionnaire de fichiers apparaît. |
| Print | Permet d'imprimer le modèle géométrique sur une imprimante choisie. La fenêtre d'impression apparaît. |
| Work directory | Permet de voir le répertoire où les fichiers du projet PLAXIS seront stockés par défaut. |
| Import | Permet d'importer des données géométriques à partir d'autres. |
| General settings | Permet de régler divers paramètres de base du modèle. |

➤ **Le menu Edit**

Tableau I-02 : Illustration du menu Edit.

| | |
|-------------|---|
| Undo | Permet de restaurer l'état précédent du modèle géométrique (à la suite d'une erreur de saisie de donnée). L'utilisation à répétition de l'option Undo est limitée aux 10 dernières actions. |
| Copy | Permet de copier le modèle géométrique dans le presse-papiers de Windows |

Annexe A

➤ Le menu View

Tableau I-03 : Illustration du menu View.

| | |
|-------------------|---|
| Zoom in | Permet de zoomer sur une zone rectangulaire. Après sélection, |
| Zoom out | Permet de restaurer la vue précédant l'agrandissement le plus récent. |
| Reset view | Permet de restaurer la planche à dessin totale. |
| Rulers | Permet de montrer ou de cacher les règles situées le long de la planche à dessin. |

➤ . Le menu Mesh

Le menu Mesh contient les options permettant de définir le type d'éléments (6 ou 15 noeuds), générer un maillage d'éléments finis ou appliquer un raffinement local ou global du maillage.

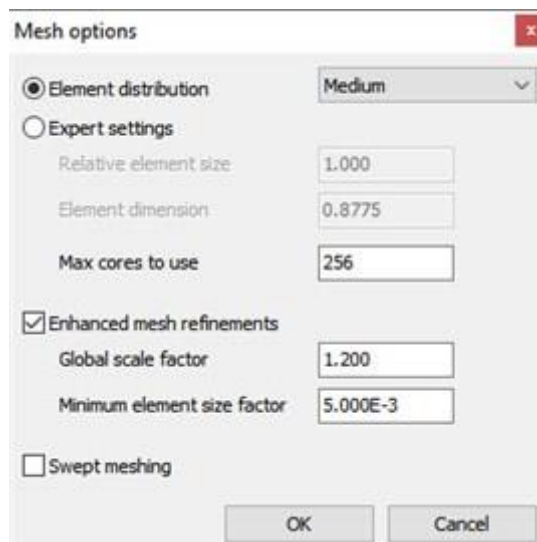


Figure 02 : Option maillage.

RÈGLAGES GÉNÉRAUX

La fenêtre des réglages généraux (*General settings*) apparaît lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu *File*. Cette fenêtre contient les onglets de projet (*Project*) et de dimensions (*Dimension*). L'onglet *Project* contient le nom du projet, une description, le type de projet et les données d'accélération. L'onglet *Dimensions* contient les unités fondamentales de longueur, de force et de temps et les dimensions de la table à dessin.

Annexe A

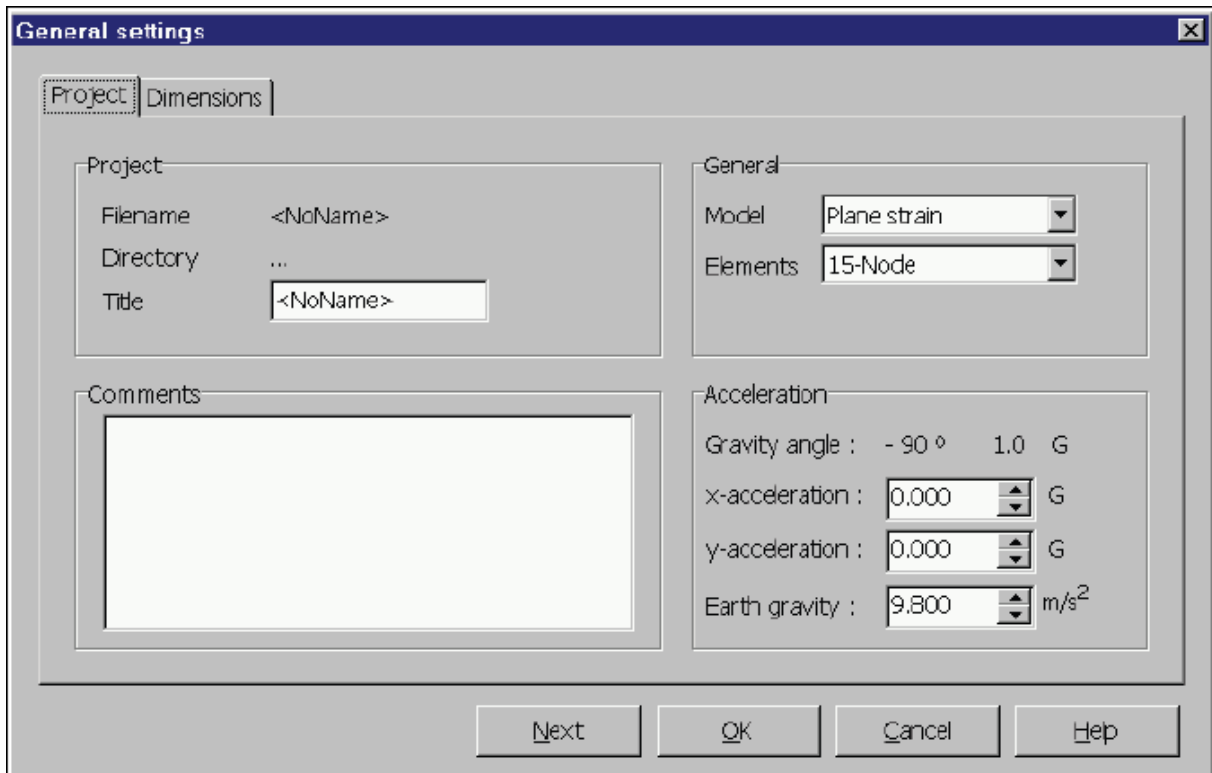


Figure 03 : Fenêtre de réglages généraux (onglet *Project*)

b) calcul

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le calcul des écoulements a été abordé au chapitre précédent en relation avec le programme d'entrée des données, puisqu'il est employé pour générer la distribution des pressions interstitielles qui constitue une donnée initiale d'une analyse en déformations. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (*Plastic calculation*), une analyse de consolidation (*Consolidation analysis*), un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c reduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamic calculation*). Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (*PLAXIS Dynamic module*). Les trois premiers types de calcul (*plastique, consolidation, Phi-c réduction*) permettent en option de prendre en compte les effets des grands déplacements.

Annexe A

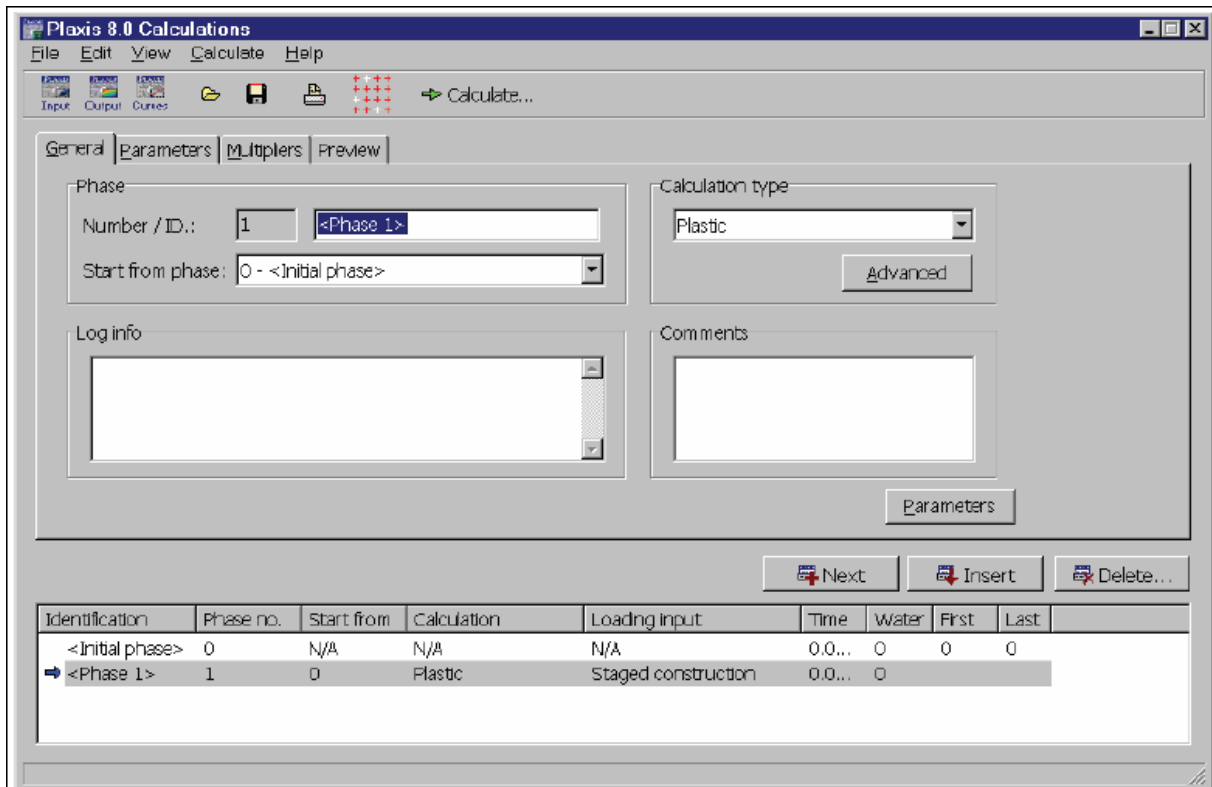


Figure 04 : Fenêtre principale du programme de calcul.

- **Le menu de calcul**

Le menu de calcul permet l'accès à toutes les options du programme de calcul. La plupart des options sont également accessibles par des icônes situées dans la barre d'outils.

- **La barre d'outils:**

La barre d'outils contient les icônes qui peuvent être utilisées comme raccourci pour les options du menu. La fonction associée à chaque icône est affichée dès que le pointeur de la souris est placé sur celle-ci.

- **Les onglets (partie supérieure de la fenêtre):**

Les onglets permettent de définir et prévisualiser une phase de calcul.

- **Liste des phases de calcul (partie inférieure de la fenêtre):**

Cette liste donne une vue d'ensemble de toutes les phases de calcul d'un projet.

Annexe A

c) RÉSULTATS

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis.

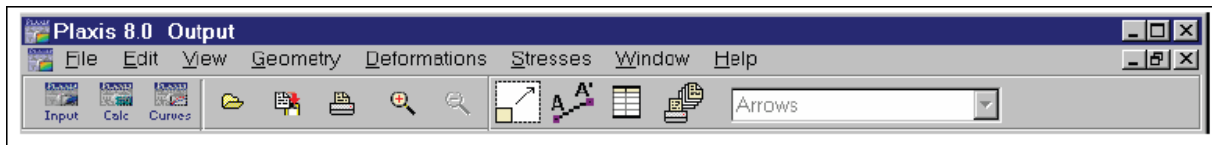


Figure 05 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme *Output*