



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur

et de la Recherche Scientifique

Université Hadj lakhdar –Batna



Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département d'hydraulique

Mémoire de Magister en Hydraulique

Option : Hydraulique Numérique et Environnement

Présenté par

TAMEN Abdeldjalil

Pour obtenir le diplôme de Magister en Hydraulique

---

*Modélisation du comportement dynamique non linéaire du barrage KhengMeloussa sous sollicitations sismiques*

---

Sous la direction de : Pr.FourarAli

Devant le jury composé de :

---

Jury	Grade	Affiliation	Qualité
ABBECHÉ KHELIFA	professeur	UNIV DE Batna	Président
FOURAR Ali	Professeur	UNIV DE Batna	Rapporteur
MELLAS MEKKI	Professeur	UNIV DE Biskra	Examineur
GUETTALA ABDELHAMID	Professeur	UNIV DE Biskra	Examineur
TIRI AMAR	MCB	UNIV DE Batna	Invité

## Remerciements

Je remercie en premier Dieu pour tout.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien, mes sœurs et mes beaux-frères pour leurs soutient.

En fin, je voudrais exprimer mon sens plus profond de gratitude à mon directeur de mémoire

**Mr. FOURAR ALI** : professeur, pour ses conseils, appuis, et encouragements.

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

# Dédicace

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la santé et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce mémoire à :

Mon père : Abdelkrim

Ma mère : Fatima

A tous mes frère : Abdelghani , sa femme Hanan et son petite fille Hadil

Lamy, son marie et sa petite fille lina

Et ma chère sœur Somaya

A tous mes amis :

Khiro, Abdennour, Sami, houssam, chamssou, said, hakim, samir, halim, emir, hamza, farouk,

A tous mes amis partout dans le monde.

A tous mes familles d'hydraulique.

## Résumé

Le but de ce mémoire est la modélisation du comportement dynamique non linéaire d'un barrage en terre sous sollicitations sismiques.

Un modèle mathématique obtenu à partir de l'intégration de la loi de comportement élastoplastique associée au modèle hyperbolique à été injecté dans un programme en éléments fini préalablement établi. Afin d'assimiler les phénomènes qui peuvent se produire dans le domaine post-élastique lors de sollicitations sismiques, nous avons appliqué le modèle à l'étude du comportement du barrage en terre.

Une modélisation aux limites à l'aide du code Plaxis a permis de valider les solutions proposées pour améliorer la sécurité de l'ouvrage.

**Mots clés :** barrage en terre-comportement dynamique non linéaire-séisme-modélisation-éléments finis.

## ABSTRACT

The purpose of this thesis is the modeling of nonlinear an earthen dam under seismic loading dynamic behavior.

A mathematical model derived from the integration of a law of elastoplastic behavior associated with a hyperbolic model was injected into a finite element program previously established. To assimilate the phenomenon that can occur in the post-elastic range during seismic loading, we applied this model to study the behavior of an earth dam.

Modeling limitations with the Plaxis code was used to validate the proposed solutions to improve the safety of the structure.

Keywords: dynamic earth dam-linear behavior unfinished earthquake-modeling elements.

# Table des matières

---

Introduction Générale.....	11
<b>CHAPITRE I:Synthèses bibliographiques.....</b>	<b>13</b>
<b>I-1-Caractéristiques principales des barrages en terre.....</b>	<b>14</b>
<b>I-2-Conceptions de la digue.....</b>	<b>16</b>
<b>I-3-Conception de la crête.....</b>	<b>17</b>
<b>I-4-Pente des talus.....</b>	<b>18</b>
<b>I-5-Dispositif des drains et filtres.....</b>	<b>18</b>
<b>I-5-1-Les drains.....</b>	<b>18</b>
<b>I-5-2-Les filtres.....</b>	<b>19</b>
<b>I-5-3-Règles de filtre.....</b>	<b>19</b>
<b>I-6-Séisme.....</b>	<b>20</b>
<b>I-6-1-Définition.....</b>	<b>20</b>
<b>I-6-2-Effet des séismes sur les barrages en terre.....</b>	<b>21</b>
<b>I-6-3-Interaction sol fondation.....</b>	<b>21</b>
<b>I-6-4-La conception antisismique des barrages en terre.....</b>	<b>21</b>
<b>I-7-Caractéristiques du site choisi.....</b>	<b>22</b>
<b>I-7-1-Caractéristiques principales du barrage.....</b>	<b>22</b>
<b>I-7-2-Sismicité.....</b>	<b>23</b>
<b>I-7-3-Géologie du site.....</b>	<b>23</b>
<b>I-7-4-Géologie de l'axe du barrage.....</b>	<b>24</b>
<b>I-7-5-Matériaux de construction.....</b>	<b>25</b>
<b>Chapitre II:le comportement dynamique des sols.....</b>	<b>26</b>
<b>I-1- Principaux types de lois de comportement.....</b>	<b>27</b>
<b>I-1-1- Comportement élastique linéaire.....</b>	<b>27</b>
<b>I-1-2- Comportement élastique non linéaire.....</b>	<b>28</b>
<b>I-1-3- Comportement élasto-plastique.....</b>	<b>40</b>
<b>I-2-Méthode pseudo-statique.....</b>	<b>44</b>

## Table des matières

---

II-3- L'approche de Newmark.....	45
<b>Chapitre III :Modélisation du problème.....</b>	<b>47</b>
III-1-STABILITE AU GLISSEMENT.....	48
III-2-Le coefficient de sécurité.....	48
III-3-L'ÉTUDE DE BARRAGE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS.....	49
III-3-1- Introduction.....	49
III-3-2-État de contraintes-déformations.....	50
III-3-2-1-État de contraintes-déformations dans le cas élastique.....	50
III-3-2-2-État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique.....	52
III-4-Application de la méthode des éléments finis.....	53
III-4-1-Modélisation.....	53
III-4-1-1-Modélisation du système barrage-fondation.....	53
III-4-1-2-Choix de type d'élément.....	53
III-4-1-3-Conditions aux frontières.....	54
III-4-2-Analyse dynamique.....	54
III-4-2-1-Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis.....	54
III-4-2-2-Caractéristiques dynamique du système.....	55
III-4-2-3-Résolution de problème.....	58
<b>Chapitre IV :Application numériques.....</b>	<b>64</b>
IV-1- INTRODUCTION.....	65
IV-2-MODÉLISATION DE SÉISME.....	65
IV-2-1- Le module dynamique de Plaxis.....	65
IV-2-2-Equation de base du comportement dynamique en Plaxis.....	66
IV-2-3-Présentation de la discrétisation en éléments finis.....	66
IV-3- DEFINITION DES DONNEES.....	70
IV-4-Caractéristiques des matériaux.....	71

## Table des matières

---

<b>IV-5-Génération du maillage.....</b>	<b>71</b>
<b>IV-6-calculs et interprétations.....</b>	<b>72</b>
<b>IV-6-1-Cas statique (barrage vide).....</b>	<b>72</b>
<b>IV-6-2-Cas statique (barrage rempli).....</b>	<b>73</b>
<b>IV-6-3-Les déplacements.....</b>	<b>73</b>
<b>IV-6-4-Les contraintes totales.....</b>	<b>75</b>
<b>IV-6-5-Les pressions interstitielles.....</b>	<b>76</b>
<b>IV-7-Résultats.....</b>	<b>77</b>
<b>IV-8-Interprétation.....</b>	<b>79</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>81</b>
<b>Références.....</b>	<b>83</b>



**Figure I-a** barrage homogène

**Figure I-b** barrage à noyau

**Figure I-c** barrage à masque amont

**FigureII-01** : Loi de comportement élastique linéaire.

**FigureII-02** : Loi de comportement élastique non linéaire.

**Figure II-03** : Représentation de la loi hyperbolique (Kondner, 1963).

**Figure II-04** : Représentation de la courbe de cisaillement pour les phases de chargement (a) et de déchargement-rechargement (b) du modèle hyperbolique.

**Figure II-05** : Détermination des paramètres  $c$  et  $\varphi$ .

**Figure II-06** : Détermination des paramètres  $E_i$  et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ .

**Figure II-07** : Détermination des paramètres  $n$  et  $K_h$ .

**Figure II-08** : Détermination de  $K_t$ .

**Figure II-09** : Détermination des paramètres  $m$  et  $K_b$ .

**Figure II-10** : Détermination de  $d^*$  et  $v_i$ .

**Figure II-11** : Détermination des paramètres  $G^*$  et  $F^*$ .

**Figure II-12** : Loi de comportement élastique, parfaitement plastique de Mohr-Coulomb.

**Figure II-13** : Illustration de la méthode pseudo-statique.

**Figure III-1** : Méthode de bishop simplifiée.

**Figure III-2** : Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en terre).

**Figure III.3** : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

**Figure III.4** : Schéma de résolution sans et avec itération d'équilibre.

**Figure IV-2**-Géométrie du barrage.

**Figure IV-3**-Maillage à 6 nœuds.

**Figure IV-4** stabilité du barrage sous l'effet du poids propres (barrage vide).

**Figure IV-5**- stabilité du barrage sous l'effet du poids propres (barrage rempli)

**Figure IV-6**-Déplacements totaux max.

**Figure IV-7**-une coupe transversale montre les déplacements totaux max.

**Figure IV-8**-Contraintes totales.

**Figure IV-9**-Pressions interstitielles.

**Figure IV-10**-Courbe représentative des déplacements en fonction de temps.

**Figure IV-11**- Courbe représentative des vitesses en fonction de temps.

**Figure IV-12**- Courbe représentative des accélérations en fonction de temps.

## Liste des notations

### Lettres latines

$H_0$  La charge au-dessus du déversoir.

$N_{PHE}$  Niveau plus hauts eau.

NNR Niveau normale de la retenue.

R La revanche.

$\gamma$  pesanteur.

$b_{cr}$  Largeur en crête.

Km Kilomètre.

m Mètre.

$D_{\%}$  Dimensions des grains du sable qui correspondent au point d'ordonnée % sur la courbe granulométrique.

H Hauteur du barrage.

L Longueur en crête.

F Facteur de sécurité.

$N_i$  Efforts normaux.

$E$  Module d'Young.

$W_{int}$  Travail virtuel intérieur.

$W_s$  Travail virtuel des forces de surface.

$W_v$  Travail virtuel des forces de volume.

$W_{\Omega}$  Travail virtuel des forces d'inertie.

$K_e$  Matrice de rigidité.

$M$  Matrice masse.

$F_i$  Vecteur chargement sismique.

$K$  Matrice de raideurs.

$K_b$  Matrice de raideurs du barrage.

$K_f$  Matrice de raideurs de fondation.

[C] Matrice d'amortissement.

$\gamma_d$  Poids volume sec.

$\gamma_h$  Poids volume hum.

$K_y$  Perméabilité verticale.

$K_x$  Perméabilité horizontale.

$C$  Cohésion.

$a_c$  Accélération critique.

### **Lettres grecques**

$\epsilon$  Déformation.

$\tau_{max}$  Contrainte tangentielle.

$\sigma$  Contrainte normale.

$\Phi$  Angle de Frottement.

$\Psi$  Angle de dilatance.

$\ddot{u}_g$  Accélération sismique.

$\xi$  Taux d'amortissement critique.

$\dot{u}$  : La vitesse.

$\ddot{u}$  : L'accélération.

$u$  : Vecteur de déplacement.

$\eta$  : Coordonnées locales de l'élément fini.

$\sigma'$  : Contrainte effective.

## Introduction Générale

Les phénomènes sismiques qui deviennent récurrents, sont complexes et dangereux. Au cours de ce dernier siècle, leurs nombres se sont étrangement multipliés, et leurs effets se sont avérés impressionnants. L'Algérie étant l'un des pays qui se trouve être potentiellement concerné par ce phénomène a toujours cherché à améliorer la conception et la stabilité de ces ouvrages pour réduire autant que possible les percussions de ces séismes.

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 remblai en générale, et les barrages en terre en particulier parce que plus des trois-quarts des barrages du monde sont en remblai, dans le but de dégager des méthodes de calcul dynamique plus appropriées.

L'analyse dynamique des barrages en terre, est en pratique synonyme de l'analyse de leur comportement sismique. D'importants progrès, impliquant à la fois une meilleure évaluation du risque sismique, et une détermination expérimentale des propriétés dynamiques des matériaux de l'ouvrage et de sa fondation, ont été réalisés dans le domaine des études sismiques des barrages. À l'origine, le développement de la sécurité des barrages soumis à des tremblements de terre a été fortement influencé par l'approche parasismique et les méthodes d'analyse dynamique développées notamment pour l'industrie nucléaire à la fin des années 60 et 70.

Jusqu'à une date récente, les barrages étaient conçus pour résister aux tremblements de terre à travers l'utilisation d'une approche pseudo-statique dont l'origine remonte aux années 30.

Pour les barrages en remblai, les calculs classiques de stabilité des talus étaient effectués, en tenant en compte des forces d'inertie statiques équivalentes de la masse glissante. Cependant, cette méthode s'est souvent avérée insuffisante, car elle ne peut quantifier les effets induits par des séismes sur les barrages.

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

Il convient de signaler à cette occasion que parmi les méthodes de modélisation de la réponse des matériaux soumis à une sollicitation sismique qui sont plus applicables à l'heure actuelle on cite à juste titre, la méthode de Newmark dont la résolution peut être effectuée par l'utilisation de la méthode numérique des différences finis.

En général, pour les barrages en terre un calcul bidimensionnel par éléments finis est suffisant comme ce fut le cas pour le barrage de Khang Melloussa.

Les calculs par éléments finis sont basés sur une fragmentation de la structure du barrage étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par des nœuds. Les déplacements sont introduits comme inconnues aux différents nœuds. Ils sont calculés à l'aide des conditions d'équilibres et des lois de comportement des matériaux en chaque nœud. Les contraintes et les déformations des éléments résultent des déplacements dans les nœuds.

Lors d'un mouvement 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 annihiler la résistance au cisaillement des matériaux constituant le barrage.

Le but de présent travail porte fondamentalement sur l'analyse dynamique du comportement du barrage de Khang Melloussa sous charges sismiques.

**Le premier chapitre** est une étude sur les barrages en terre, de leurs caractéristiques générales ainsi que les séismes et la géologie du site.

**Le deuxième chapitre** consiste en un rappel sur les lois de comportement dynamique des sols.

**Le troisième chapitre** s'intéresse la modélisation du comportement dynamique non linéaire du barrage sous sollicitations sismiques.

Enfin **Le quatrième chapitre** comprend une application numérique du cas d'étude avec le logiciel PLAXIS.

# Chapitre I

## **Synthèses bibliographiques**

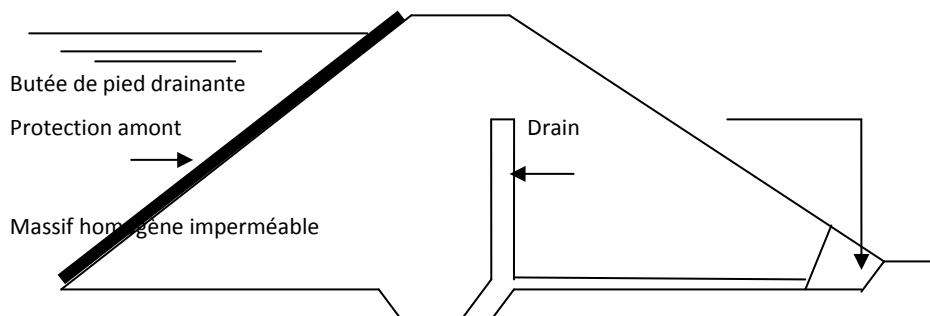
### I-1-Caractéristiques principales des barrages en terre:

Les barrages en terre peuvent être considérés comme des barrages poids, c'est-à-dire ils résistent à la pression de l'eau par leur propre poids. C'est ce qui explique leur section de forme trapézoïdale.

On trouve trois types de barrages : le barrage homogène, le barrage à noyau, le barrage à masque amont.

#### **a)-Barrage homogène :**

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominante argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé (voir figure I-a).



**Figure I-a** barrage homogène

#### **b)- Barrage à noyau :**

Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central.

Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées. Selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements (voir figure I-b).



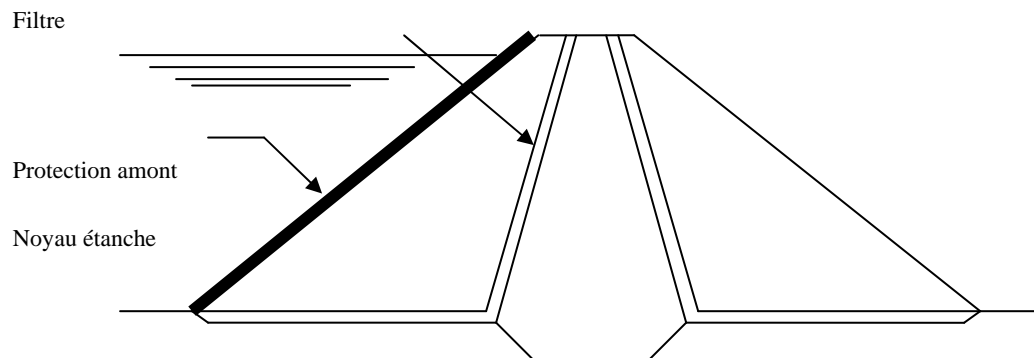


Figure I-b barrage à noyau

**c)- Barrage à masque amont :**

Il peut aussi exister des sites où aucune terre n'est disponible, mais seulement des enrochements. Ceux-ci sont alors employés pour réaliser le corps du barrage, tandis que l'étanchéité est assurée par un masque de béton, ciment ou béton bitumineux posé sur l'ouvrage lui-même, côté amont (voir figure I-c).

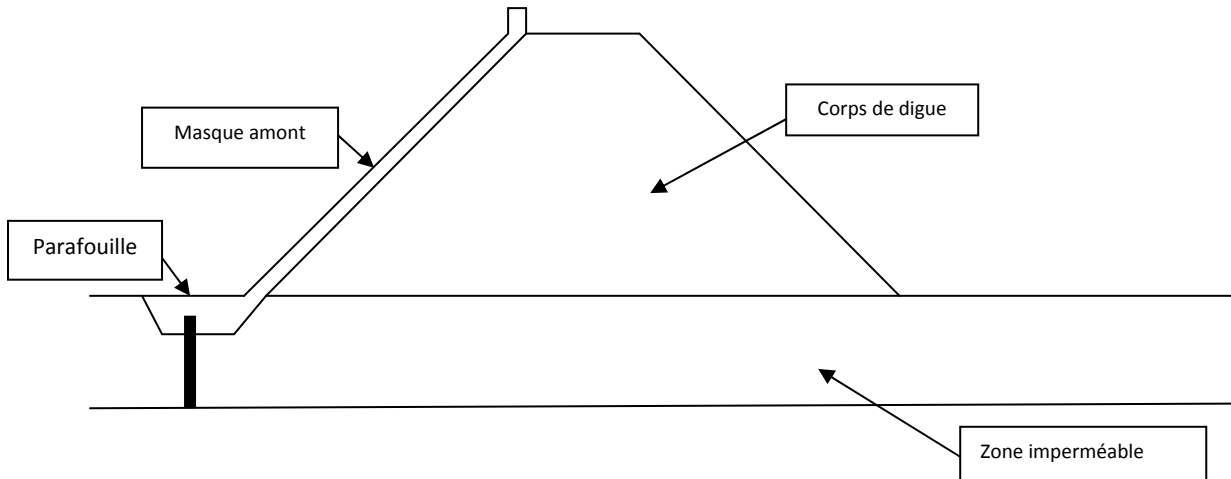


Figure I-c barrage à masque amont

**I-2-Conceptions de la digue :****a-Hauteur du barrage :**

La hauteur sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorées de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir de crues plus la revanche.

***a-1-Niveau d'eau du barrage :***

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge d'eau sur le déversoir.

La charge d'eau sur le déversoir :  $N_{PHE} = NNR + H_0$

Avec :

$H_0$  : La charge au-dessus du déversoir, définie en fonction de laminage de Crue.

***a-2-Niveau normale de la retenue :***

La hauteur normale de la retenue est calculée compte tenu de la capacité utile à stocker, de la tranche morte éventuellement prévue au fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts solides, et de la tranche correspondante aux pertes par évaporation et par infiltration.

***a-3-La revanche :***

Elle est fonction de la hauteur (H) des vagues et de la vitesse de propagation des vagues (v) dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0.75.H_v + \frac{V^2}{2g}$$

R : la revanche en « m ».

g : l'accélération de la pesanteur ;  $g=9.81m/s^2$ .

v : la vitesse de propagation des vagues en « m/s ».

La hauteur des vagues  $H_v$  est généralement estimée à l'aide des formules empiriques en fonction de la longueur maximale L de la retenue dite fetch.

On peut écrire la formule de Stevensen :

$$H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{L} - 0.26\sqrt[4]{L} \text{ Pour } L \leq 18 \text{ Km}$$

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard.

$$V = 1.50 + 2. H_v$$

### **I-3-Conception de la crête :**

La crête du barrage en tant qu'élément essentiel de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable.

Elle peut servir pour les passagers de service. La crête est renforcée par un revêtement constitué d'un mélange de gros graviers bitumineux afin d'éviter la stagnation des eaux des pluies. Une pente de 2% de part et d'autre à partir de l'axe de la crête est à prévoir.

#### **I-3-1-Largeur en crête :**

La largeur en crête de la digue ne devra pas être inférieure à 3m pour les barrages d'une hauteur importante, elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et éventuellement pour l'entretien ultérieur.

Elle peut être calculée à l'aide des formules empiriques (formule de Knappen, Preece,.....).

Formule de Knappen :

$$b_{cr} = 1.65H^{0.5}$$

Formule de Preece :

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H} + 1$$

#### **I-4-Pente des talus :**

Le choix des pentes des talus amont et aval est fonction des matériaux de construction utilisés et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du barrage.

Elles sont corrigées si nécessaire lors de l'étude de stabilité statique de ces talus.

##### **I-4-1-Protection des talus :**

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, et en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

#### **I-5-Dispositif des drains et filtres :**

##### **I-5-1-Les drains :**

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux réalités importantes :

1-une fondation assez élastique renfermant des pressions interstitielles considérables.

2-le talus aval du barrage est toujours sous la menace des déformations dues aux pressions (sous pression et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

Afin d'éviter le danger qui peut être causé par ces deux réalités, on prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter les eaux d'infiltration.

**I-5-2-Les filtres :**

Le rôle essentiel du filtre est de protéger le noyau ainsi que le barrage lui-même contre la migration des particules fines éventuellement entrant par la circulation de l'eau dans le massif.

Il constitue une zone de transition entre le remblai perméable et le noyau imperméable afin d'éviter les risques de renard.

Dans un filtre chaque élément doit jouer le rôle d'un filtre vis-à-vis de précédent dans le sens de l'écoulement de l'eau.

**I-5-3-Règles de filtre :**

Sous l'effet de la circulation de l'eau, les particules de sol peuvent migrer vers une zone de sol plus grossier. C'est par exemple ce qui peut se produire entre le remblai d'un barrage et le matériau drainant. Pour l'éviter deux zones successives d'un ouvrage hydraulique doivent vérifier des conditions de filtre qui sont des règles granulométriques. En pratique, les conditions de filtre ne sont pas faciles à respecter entre ces deux matériaux et l'on interpose, le plus souvent, un matériau de granulométrie intermédiaire, appelé filtre. Les conditions explicitées ci-après doivent être vérifiées aux deux interfaces : entre matériau fin du remblai et filtre puis entre filtre et drain. Dans chaque cas,  $D$  désigne la taille des grains du matériau le plus grossier et  $d$  celle des plus fins.

Lorsqu'un matériau fin à granulométrie est en contact dans un ouvrage hydraulique avec un matériau uniforme (drain ou filtre), leurs granulométries doivent répondre aux conditions suivantes :

- . Condition de non entraînement des fines :  $D_{15} < 5 \cdot d_{85}$  ;
- . Condition de perméabilité;  $D_{15} > 0.1\text{mm}$  ;
- . Coefficient d'uniformité des filtres et des drains compris entre 2 et 8.

On impose aussi le plus souvent une condition de propreté pour le matériau constitutif d'un drain, condition qui s'écrit par exemple :  $D_5 > 0.08mm$ .

- La condition de filtre au contact entre deux matériaux très uniformes

( $D_{60}/D_{10} < 3$  et  $d_{60}/d_{10} < 3$ ), - ce qui est le cas entre le filtre et le drain

s'écrit :  $5 \cdot d_{50} < D_{50} < 10 \cdot d_{50}$ .

## **I-6-Séisme :**

### **I-6-1-Définition :**

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

On peut distinguer trois sortes de phénomènes communément appelés tremblement de terre ou séisme :

- Le tremblement d'origine tectonique caractérisé par les coulissements horizontaux les uns par rapport aux autres des plaques le long des failles,
- Le tremblement d'origine volcanique dû aux mouvements des magmas dans les chambres magmatiques des volcans,
- Les secousses d'origine humaine par remplissage de retenues de barrages, injection ou exploitation de fluides dans le sous-sol, explosions dans les carrières.....

**I-6-2-Effet des séismes sur les barrages en terre :**

Les causes de rupture les plus fréquentes sont :

- § Rupture par glissement de la fondation.
- § Glissement des talus du barrage.
- § Renards provoqués par l'ouverture de fissures dans le noyau étanche.
- § Tassement de la crête et submersion de l'ouvrage.

**I-6-3-Interaction sol fondation :**

On ne peut pas en général se contenter d'imposer le mouvement en champ libre à la fondation d'une construction, car celle-ci et le sol environnant constituant un système dynamique.

Il existe différentes méthodes de modélisation du comportement dynamique du sol au voisinage de la fondation basées soit sur des solutions analytiques ou semi-analytiques des équations de la dynamique dans un milieu élastique homogène ou stratifié en couches horizontales, soit sur des solutions numériques utilisant des modèles de domaines limités du sol. La précision de ses méthodes est suffisante lorsque les propriétés mécaniques sont connues et constantes au cours des séismes.

**I-6-4-La conception antisismique des barrages en terre :**

Leur étude est un problème de dynamique des sols.

Les méthodes courantes utilisent des approches pseudo-statiques. Cette approche simpliste pour justifier de la sécurité méconnaît le développement possible de surpressions interstitielles élevées engendrées par les sollicitations alternées. Pour les sols dont la résistance au cisaillement n'est que peu affectée par le séisme, le problème réside dans la détermination du coefficient sismique.

L'étude de la stabilité du barrage se fait après arrêt de la sollicitation, par une méthode classique. L'examen de la stabilité est limité à la condition « après séisme » car les ruptures réelles se sont toujours produites dans ces conditions.

Pour les digues en matériaux argileux, dont le comportement aux séismes satisfaisant, on essaie actuellement de calculer les déformations permanentes par des calculs dynamiques temporels (Newmark...).

### **I-7-Caractéristiques du site choisi:**

La cuvette de KhengMeloussa est assez rétrécie, ces berges sont assez abruptes et stables dans leur ensemble. Sauf quelques instabilités sur la rive droite à 300m en amont de l'axe de la digue. Ces instabilités ne sont pas préjudiciables à la construction du barrage.

Le terrain n'est pas boisé et constitué sur les flans et dans la partie aval des zones de céréaliculture. Il n'existe pas de jardins ni de vergers dans la cuvette ni sur les flans du site de KhengMeloussa.

#### **I-7-1-Caractéristiques principales du barrage :**

- Cote en crête : 771.608m.
- Longueur de la crête : 153m.
- Hauteur du barrage : 21.608m.
- Pentes des talus :
  - talus aval : 1/2.5
  - talus amont : 1/2.5
- Niveau mort de la retenue : 761.69 m.
- Niveau normale de la retenue : 768.32 m.
- Niveau des plus hautes eaux : 770.158 m.
- Volume de la retenue normale : 0.738 Hm<sup>3</sup>.
- Volume utile : 0.552 Hm<sup>3</sup>.



**I-7-2-Sismicité :**

L'analyse de différent catalogue de sismicité (Rothe, Roussel, Benhallou) montre que la sismicité sur le territoire national n'est pas partout identifiée et que nous pouvons considérer actuellement quatre zones d'activité sismique différentes qui sont :

1. La bordure tellienne est la région où la sismicité est plus fréquente et d'importants séismes ont lieu. Cette importante sismicité s'explique par le fait que cette région est directement impliquée dans l'affrontement des plaques européennes et africaines.
2. La région des hauts plateaux se caractérise par une sismicité pratiquement nulle.
3. La région de l'Atlas Saharien présente une sismicité réduite quelques séismes ont pu être observés dans les monts des Ksour.
4. La région saharienne qui correspond à la plate-forme africaine stable, sismicité quasiment nulle, notre site du barrage se trouve sur la bordure sud tellienne à la limite des hauts plateaux.

Cette répartition actuelle de la sismicité n'empêche cependant pas qu'un séisme important puisse se produire dans les trois premières régions citées plus haut.

En effet une importante accumulation des contraintes dans ces régions peut entraîner la rupture tectonique et donc générer un séisme de forte amplitude.

**I-7-3-Géologie du site :**

Les terrains qui constituent la cuvette et la digue du barrage sont des terrains autochtones allant du trias au quaternaire. Ils font partie d'un grand ensemble des terrains appelés nappes telliennes et qui sont charriés du nord vers le sud durant la période allant du crétacé à l'éocène. Ces terrains plissés et fracturés présentent du trias gypseux sous forme de diapirs ou de semelles de nappes.

Les terrains qui forment le substratum au niveau du site du barrage sont des marnes brunes olivâtres d'âge Dano-Montien qui représentent le flanc sud de l'anticlinal.

Des pointements triasiques de nature gypseuses et dolomitiques affleurent en aval du site à environ 800 m. ces derniers sont à éviter au niveau de la digue et de la cuvette du barrage en raison de leur caractère chaotique et de leur grande perméabilité ainsi que de la grande dissolution du gypse.

**I-7-4-Géologie de l'axe du barrage :**

La recherche du meilleur emplacement de la digue à nécessite le creusement de neuf tranchées reparties suivant deux profils ; un profil amont et un profil aval :

**§ Le profil aval**

Cinq (5) tranchées ont été réalisées (TR1 à TR6). Elles montrent un substratum en rive gauche et au centre à environ 3.5m de profondeur.

La tranchée TR4 en rive droite n'a pu être réalisée à plus de 3m de profondeur.

En raison de l'existence de gros blocs de grés éboulés. Le substratum est ici plus profond que 3 m peut être à 4m de profondeur. L'existence de gros blocs grés et de bancs disloqués en rive droite nous à montre que cet endroit est à éviter ces gros blocs pourraient être difficilement excavables et de plus ils pourraient s'avérer instables dans le cas où des terrassements venaient à avoir lieu, ceci portait préjudice à la digue et à la ferme.

Nous avons donc cherché l'axe un peu plus en amont où le substratum est peu profond et où les terrains seraient plus stables.

Les tranchées TR5 et TR6 intermédiaires n'ont pu atteindre le substratum. Elles ont traversé la terrasse graveleuse ancienne.

**§ Profil amont**

En rive droite et gauche le substratum apparaît à moins de 1m de profondeur sous des colluvions marneuses (TR7 à TR9) il apparaît un peu plus profond (3m) sous les alluvions graveleuses au centre de l'oued. Il n'y a pas de risque d'instabilité.

Nous avons donc cherché le profil le plus économique et le plus stable le deuxième profil nous semble le meilleur.

**I-7-5-Matériaux de construction :**

Considérant le choix du type de digue (noyau étanche et recharges amont et aval) trois zones ont été prospectées :

- Une première zone pour les matériaux fins du noyau.
- Une deuxième zone pour les matériaux sablo graveleux.
- Une troisième zone pour les enrochements.

**I-7-5-1-Les matériaux du noyau :**

Les matériaux disponibles dans la cuvette sont les colluvions argilo marneuses grises à vertes qui recouvrent les flancs des deux rives à proximité de la digue. Ils présentent de bonnes caractéristiques géotechniques. Les qualités dans la cuvette sont suffisantes. La zone occupée par ces matériaux couvre une superficie de 43200 m<sup>3</sup> ce qui est entièrement suffisant pour la construction du noyau.

**I-7-5-2-Les matériaux de recharge :**

Les matériaux qui correspondent à ce type d'utilisation ne doivent pas être de type argile mais plutôt de type tout-venant. Ces matériaux existent dans le cône de déjection assez large qui forme le lit mineur de l'oued ainsi que dans une terrasse du lit mineur dans la cuvette. Ce cône et les méandres de l'oued en aval recèle suffisamment de matériaux sablo graveleux et des blocs de grès. Les quantités disponibles sont estimées à 50.000 m<sup>3</sup>.

**I-7-6-Les essais mécaniques comprennent :**

- § les essais de compressibilité: le but de l'essai est de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, les caractéristiques nécessaires au calcul des tassements aux sols en place sous le poids d'une charge verticale et au suivi de l'évolution dans temps, de ses mêmes tassements.
- § L'essai triaxial pour la détermination de l'angle de frottement interne et la cohésion spécifique et éventuellement les contraintes normales et tangentielles admissibles.
- § L'essai Proctor normale, pour déterminer la densité max requise correspondant à une teneur en eau optimum définie par l'énergie de compactage.

# Chapitre II

## Le comportement des sols

Le comportement mécanique d'un matériau assimilé à un milieu continu est régi par une loi, propre à ce matériau, qui relie les contraintes aux déformations. Elle traduit, lorsqu'on passe d'un matériau à un autre, les différences de comportement constatées expérimentalement sous l'effet d'actions extérieures. Dans le cas général des sollicitations tridimensionnelles, la loi de comportement, ou loi rhéologique, est une relation liant le tenseur des contraintes  $\sigma$  et le tenseur des déformations  $\varepsilon$  en considérant par ailleurs la vitesse de sollicitation et la température. La loi rhéologique s'écrit alors symboliquement de la manière suivante:

$$R\left(\sigma, \varepsilon, \frac{d\sigma}{dt}, \frac{d\varepsilon}{dt}, T, \dots\right) = 0 \quad (\text{II-1})$$

### **I-1- Principaux types de lois de comportement :**

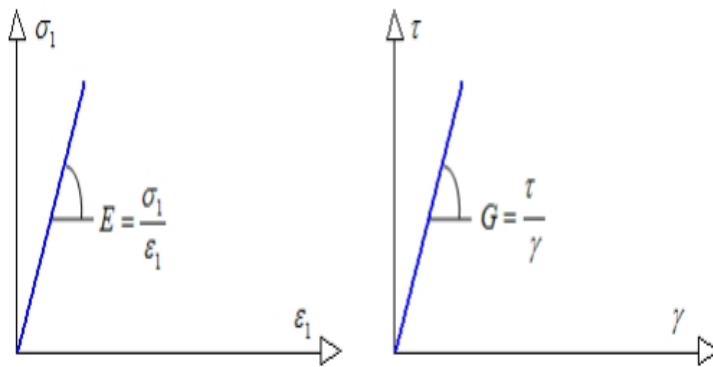
La simulation du comportement des matériaux se fait au travers des modèles rhéologiques. En général, les modèles sophistiqués pouvant bien représenter le comportement des matériaux nécessitent de nombreux paramètres difficiles à déterminer à partir d'un nombre d'essais restreint et difficiles à introduire dans le calcul numérique. Détaillons maintenant les principaux types de lois de comportement.

#### ***II-1-1- Comportement élastique linéaire :***

Lorsque, dans un essai, la courbe contrainte – déformation est la même au chargement et au déchargement, le comportement du matériau est dit élastique. D'une manière plus générale, le comportement est dit élastique lorsque l'histoire du chargement n'intervient pas et qu'un état de contraintes correspond à un état de déformations et un seul.

Le comportement élastique peut être linéaire : le tenseur des déformations est alors proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Ce type de comportement a été découvert par Robert Hooke, qui publia la loi qui porte son nom en 1678 dans *De Potentia Restituta* (cité par Mestat, 1993). 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-1) et le coefficient de Poisson  $\nu$ .

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} ; G = \frac{\tau}{\gamma}$$

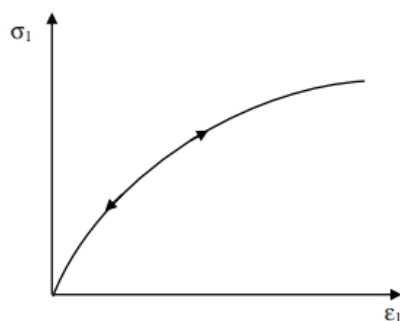


**Figure II-1** : Loi de comportement élastique linéaire.

Cependant, cette loi de comportement n'est pas représentative en général du comportement des sols qui, très rapidement, même pour de faibles déformations, ont un comportement plastique. Des lois plastiques ont été proposées pour écrire un comportement plus proche de celui des sols.

#### ***II-1-2- Comportement élastique non linéaire :***

Le comportement élastique d'un matériau est dit non-linéaire si la courbe représentant les variations des contraintes appliquées à ce matériau en fonction des déformations observées n'a pas la forme de droite (figure II-2).



**Figure II-2** : Loi de comportement élastique non linéaire.

Les lois de comportement élastiques non-linéaires peuvent être soit de type hyperélastique, soit de type hypoélastique.

Lois de comportement hyperélastiques

Les modèles hyperélastiques sont formulés à partir de la donnée de l'énergie potentielle  $W(\square_{ij})$ , ou de l'énergie complémentaire  $\Omega(\sigma_{ij})$ , et doivent satisfaire aux principes de la thermodynamique.

Pour un matériau élastique et isotrope, la fonction  $W(\square_{ij})$  peut être exprimée à partir des trois invariants  $E_1, E_2$  et  $E_3$  du tenseur de déformation  $\square_{ij}$  :

$$W = W(E_1, E_2, E_3)$$

Tels que :

$$\begin{cases} E_1 = \text{tr}(\varepsilon_{ij}) \\ E_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(\varepsilon_{ij}^2) \\ E_3 = \frac{1}{3} \text{tr}(\varepsilon_{ij}^3) \end{cases} \quad (\text{II-2})$$

L'énergie potentielle  $W$  peut aussi être reliée à la contrainte  $\sigma_{ij}$  par la formule suivante :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad (\text{II-3})$$

D'où, l'on peut écrire :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W}{\partial E_1} \frac{\partial E_1}{\partial \varepsilon_{ij}} + \frac{\partial W}{\partial E_2} \frac{\partial E_2}{\partial \varepsilon_{ij}} + \frac{\partial W}{\partial E_3} \frac{\partial E_3}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad (\text{II-4})$$

Soit, en introduisant les expressions des trois invariants  $E_1, E_2$  et  $E_3$  :

$$\sigma_{ij} = \alpha_1 \delta_{ij} + \alpha_2 \varepsilon_{ij} + \alpha_3 \varepsilon_{ik} \varepsilon_{jk} \quad (\text{II-5})$$

Où :

$$\alpha_i = \alpha_i(E_j) = \frac{\partial W}{\partial E_i} \quad (\text{II-6})$$

On a entre les fonctions  $\alpha_i$  les relations suivantes :

$$\frac{\partial \alpha_i}{\partial E_j} = \frac{\partial \alpha_j}{\partial E_i} \quad (\text{II-7})$$

La relation contrainte-déformation peut aussi être exprimée à partir de l'énergie complémentaire  $\Omega$ , qui est fonction des trois invariants indépendants du tenseur des contraintes  $I_1, I_2$  et  $I_3$  :

$$\Omega = \Omega(I_1, I_2, I_3)$$

Tels que :

$$\begin{cases} I_1 = \text{tr}(\sigma_{ij}) \\ I_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(\sigma_{ij}^2) \\ I_3 = \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma_{ij}^3) \end{cases} \quad (\text{II-8})$$

Cette fonction est reliée à la déformation par la formule suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\partial \Omega}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{II-9})$$

On peut écrire aussi :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\partial \Omega}{\partial I_1} \frac{\partial I_1}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial \Omega}{\partial I_2} \frac{\partial I_2}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial \Omega}{\partial I_3} \frac{\partial I_3}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{II-10})$$

On trouve :

$$\varepsilon_{ij} = \Phi_1 \sigma_{ij} + \Phi_2 \varepsilon_{ij} + \Phi_3 \sigma_{ik} \sigma_{jk} \quad (\text{II-11})$$

Où :

$$\Phi_i = \Phi_i(I_j) = \frac{\partial \Omega}{\partial I_i} \quad (\text{II-12})$$

Ces fonctions doivent vérifier les trois équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial \Phi_i}{\partial I_j} = \frac{\partial \Phi_j}{\partial I_i} \quad (\text{II-13})$$



Les équations (II.3) et (II.9) donnent après différentiation :

$$d\sigma_{ij} = \frac{\partial^2 W}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} d\varepsilon_{ij} \quad (\text{II-14})$$

Et

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{\partial^2 \Omega}{\partial \sigma_{ij} \partial \sigma_{kl}} d\sigma_{ij} \quad (\text{II-15})$$

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

Ces équations peuvent être écrites sous la forme générale suivante :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl} d\varepsilon_{ij} \quad (\text{II-16})$$

et

$$d\varepsilon_{ij} = D_{ijkl} d\sigma_{ij} \quad (\text{II-17})$$

où les tenseurs du 4<sup>ème</sup> ordre  $C_{ijkl}$  et  $D_{ijkl}$  dépendent de l'état actuel de déformation et de contrainte.

Il est possible d'obtenir une généralisation du modèle hyperélastique en remplaçant les constantes élastiques introduites dans les tenseurs  $C_{ijkl}$  et  $D_{ijkl}$  par des fonctions scalaires des invariants de contrainte ou de déformation. Ces fonctions scalaires doivent cependant satisfaire certaines conditions imposées par les lois de la thermodynamique et ne pas produire de dissipation d'énergie pendant un cycle de chargement-déchargement. Dans ces conditions, le modèle obtenu est réversible et indépendant du chemin de chargement.

### 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 :

$$F(\sigma_{ij}, d\sigma_{kl}, \varepsilon_{mn}, d\varepsilon_{rs}) = 0$$

Où  $d\sigma_{kl}$  et  $d\varepsilon_{rs}$  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. Les équations de comportement s'expriment alors sous les deux formes suivantes :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}(\sigma_{mn}, \varepsilon_{mn})d\varepsilon_{kl} \quad (\text{II-18})$$

Ou

$$d\varepsilon_{ij} = D_{ijkl}(\sigma_{mn}, \varepsilon_{mn})d\sigma_{kl} \quad (\text{II-19})$$

Le comportement décrit par ces équations est infinitésimalement réversible.

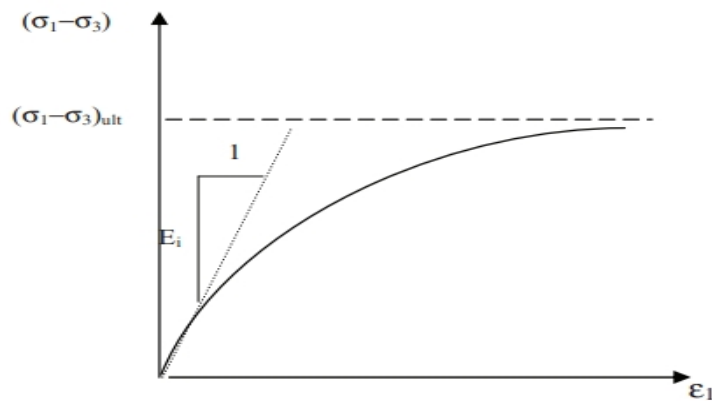
Bon nombre de modèles hypoélastiques basés sur des relations incrémentales ont été établis pour modéliser le comportement non linéaire des sols. Ces modèles ont été développés en se basant sur deux types d'hypoélasticité. La plus courante consiste à décrire les relations de comportement du modèle élastique linéaire en introduisant une dépendance des modules élastiques sécants vis-à-vis des invariants de contrainte ou de déformation. La deuxième approche, basée sur une linéarisation par morceaux, consiste à modifier la valeur des modules élastiques en fonction de la contrainte calculée pour chaque étape de chargement.

### Modèles hyperboliques

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

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (\text{II-20})$$

dans laquelle  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  désignent les contraintes principales respectivement majeure et mineure,  $\varepsilon_1$  la déformation axiale,  $E_i$  le module d'Young initial et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  est la valeur asymptotique de la contrainte déviatorique (figure II-3).



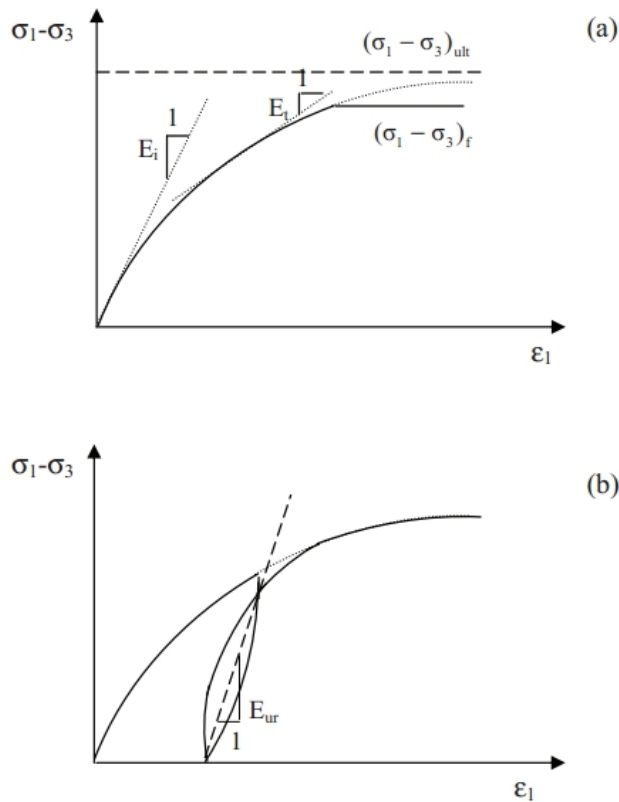
**Figure II-3** : Représentation de la loi hyperbolique (Kondner, 1963).

Duncan et Chang (1970) complètent la loi de Kondner en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) :

$$E_i = K_h P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{II-21})$$

Où  $K_h$  et  $n$  désignent des paramètres expérimentaux et  $P_a$  est une pression de référence.

Le modèle de Duncan et Chang (1970) est basé sur une loi d'élasticité non linéaire de type hyperbolique entre le déviateur des contraintes et la déformation axiale et sur un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Il est défini en tout point matériel par un module d'Young tangent  $E_t$  pour la phase de chargement (figure II-4.a) et un module d'Young  $E_{ur}$  pour la phase de déchargement- rechargement (figure II-4.b).



**Figure II-4** : Représentation de la courbe de cisaillement pour les phases de chargement (a) et de déchargement-rechargement (b) du modèle hyperbolique.

Ces paramètres sont donnés en fonction de l'état de contraintes principales par les expressions suivantes :

$$E_t = \left[ \frac{1 - R_f(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \right]^2 E_i \quad (\text{II-22})$$

Et

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{II-23})$$

Dans lesquelles  $E_i$  désigne le module d'Young tangent initial,  $c$  et  $\varphi$  la cohésion et l'angle de frottement du sol.

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (\text{II-24})$$

Le rapport de rupture compris entre 0.7 et 1, tel que :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_r = \frac{c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{II-25})$$

et  $K_{ur}$  un paramètre expérimental et  $\nu$ , le coefficient de Poisson supposé constant.

Une autre version du modèle (Kulhawy et Duncan, 1972) prend en compte la variation du coefficient de Poisson tangent  $\nu_t$ . Ce paramètre peut être déduit de la relation entre la déformation axiale  $\varepsilon_1$  et la déformation radiale  $\varepsilon_3$ . De plus, ils ont supposé que le coefficient initial  $\nu_i$  s'exprime en fonction de la contrainte principale mineure  $\sigma_3$  par la relation suivante :

$$\nu_i = G^* - F^* \lg \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right) \quad (\text{II-26})$$

Où  $G^*$  et  $F^*$  désignent des paramètres expérimentaux.

Ceci conduit à l'expression suivante :

$$\nu_t = \frac{\nu_i}{\left[ 1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)d}{E_t} \right]^2} \quad (\text{II-27})$$

Dans laquelle  $E_t$  désigne le module d'Young tangent et  $d$  un paramètre expérimental.

Une autre version du modèle (Duncan et al, 1980), dans laquelle le module de compressibilité volumique tangent  $K_t$  est donné par la relation suivante :

$$K_t = K_b P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (\text{II-28})$$

Où  $K_b$  et  $m$  désignent des paramètres expérimentaux et où le coefficient de Poisson tangent  $\nu_t$  s'exprime par la relation suivante :

$$\nu_t = \frac{3K_t - E_t}{6K_t} \quad (\text{II-29})$$

La relation incrémentale contrainte-déformation correspondant à ce modèle est donnée par l'expression matricielle suivante :

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \end{bmatrix} = \frac{E_t}{(1+\nu_t)(1-2\nu_t)} \begin{bmatrix} 1-\nu_t & \nu_t & 0 \\ \nu_t & 1-\nu_t & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu_t}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\varepsilon_3 \end{bmatrix} \quad (\text{II-30})$$

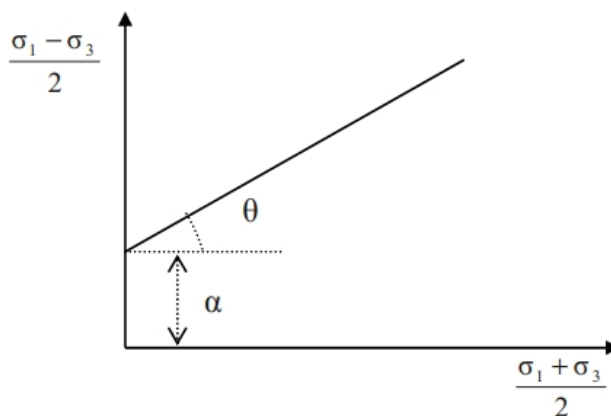
Le modèle hyperbolique de Duncan et al, (1980) est caractérisé par neuf paramètres :

$c, \varphi, R_f, K_h, n, K_{ur}, K_b, m$  et  $P_a$ . La détermination de ces paramètres nécessite l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de cisaillement drainés. Ils se déterminent comme expliqué ci-après.

### a/ Paramètres $c$ et $\varphi$

La cohésion  $c$  et l'angle de frottement  $\varphi$  peuvent être déterminés graphiquement par les cercles de Mohr ou dans le plan  $[(\sigma_1 - \sigma_3)/2, (\sigma_1 + \sigma_3)/2]$ . Dans ce cas la corrélation des points finaux représentant l'état de la rupture donne une droite de pente  $\theta$  et d'ordonnée à l'origine  $\alpha$ , d'où

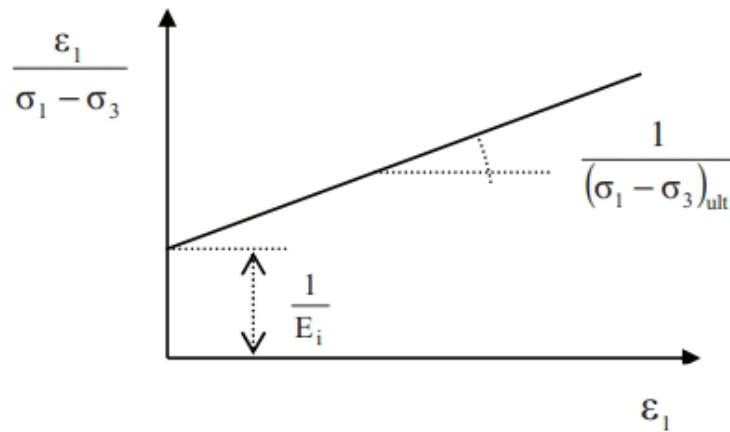
$$\varphi = \arcsin(\operatorname{tg}\theta) \text{ et } c = \frac{\alpha}{\cos\varphi} \text{ (Figure II-5).}$$



**Figure II-5** : Détermination des paramètres  $c$  et  $\varphi$ .

**b/ Paramètres  $K_h$ ,  $K_{ur}$  et  $n$** 

La détermination de ces paramètres se fait en deux étapes : la première consiste à déterminer la valeur du module d'Young initial  $E_i$  pour chaque essai de cisaillement, par transformation de l'hyperbole en une droite (figure II-6) de pente  $\frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$  et d'ordonnée à l'origine  $\frac{1}{E_i}$ , puis l'on déduit dans le plan  $(\lg \frac{\sigma_3}{P_a}, \lg \frac{E_i}{P_a})$ , les valeurs des paramètres  $K_h$  et  $n$  (figure II-7). La droite obtenue présente une pente égale à  $n$  et une ordonnée à l'origine  $\alpha$ . On déduit ensuite  $K_h$ . La valeur de  $K_{ur}$  est de même ordre de grandeur que celle de  $K_h$ .



**Figure II-6:** Détermination des paramètres  $E_i$  et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ .

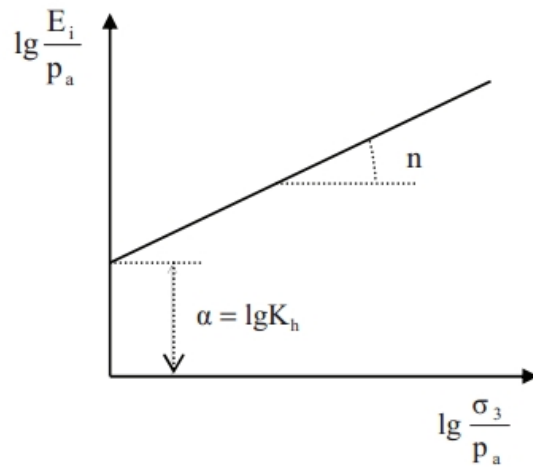


Figure II-7 : Détermination des paramètres  $n$  et  $K_h$ .

c/ Paramètres  $K_b$  et  $m$

Comme le montre les (figures II-8 et II-9), les deux paramètres  $K_b$  et  $m$  peuvent être déterminés en suivant la même démarche pour la détermination de  $K_h$  et  $n$ .

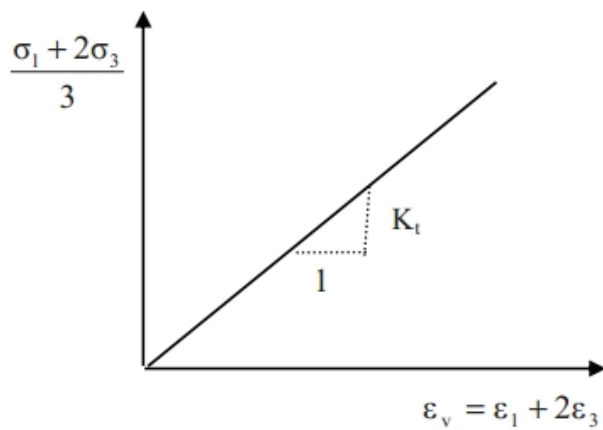
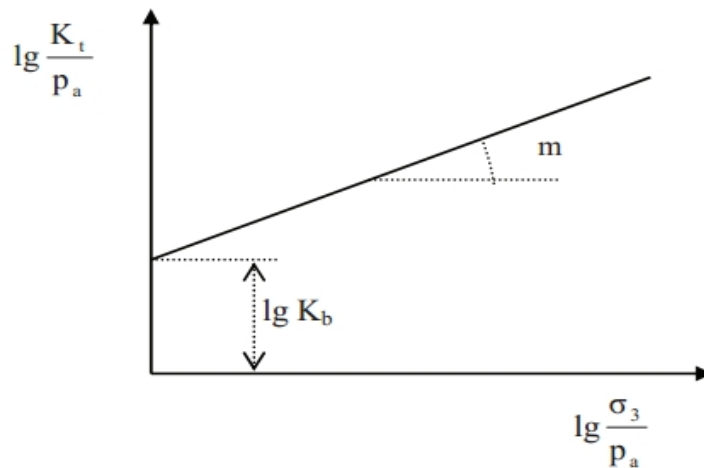


Figure II-8: Détermination de  $K_t$ .

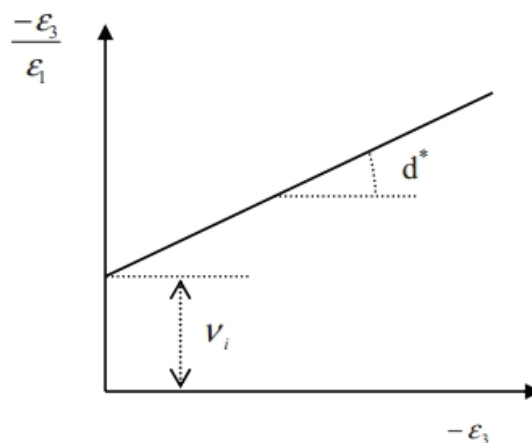




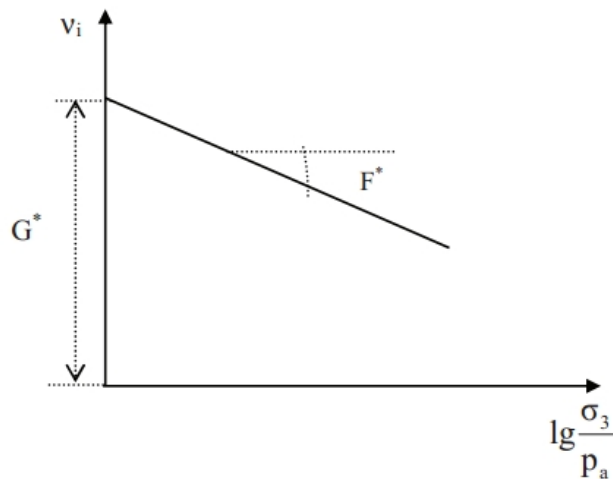
**Figure II-9** : Détermination des paramètres  $m$  et  $K_b$ .

#### d/ Paramètres $d^*$ , $G^*$ et $F^*$

Comme précédemment, deux étapes sont nécessaires pour déterminer ces paramètres : la première consistant à évaluer pour chaque essai triaxial le coefficient de Poisson initial  $v_i$  par transformation de la courbe hyperbolique  $(\varepsilon_1, \varepsilon_3)$  en une droite de pente  $d$  et d'ordonnée à l'origine  $v_i$  (figure II-10), la seconde à tracer le diagramme  $(v_i, \frac{\sigma_3}{p_a})$  qui fournit les paramètres  $G^*$  et  $F^*$  (figure II-11).



**Figure II-10** : Détermination de  $d^*$  et  $v_i$ .



**Figure II-11** : Détermination des paramètres  $G^*$  et  $F^*$ .

### ***II-1-3- Comportement élasto-plastique :***

Les essais réalisés sur les solides montrent que le domaine de réversibilité des déformations ou domaine d'élasticité, est relativement limité. À partir d'un certain niveau de contraintes, la courbe chargement – déchargement est différente de la courbe de chargement suivie jusque là. Des déformations irréversibles ou plastiques apparaissent.

Historiquement, l'existence de déformations plastiques ou permanentes a été mise en évidence par Coulomb, qui publia en 1784 un mémoire intitulé *Recherches théoriques et expérimentales sur la force de torsion et sur l'élasticité des fils de métal* (cité par Mestat,

1993). Ce type de comportement macroscopique est caractéristique de la plupart des solides (métaux, bétons, sols et roches). Au niveau microscopique, l'origine des déformations permanentes dépend du matériau. Dans le cas des sols, elles proviennent de la modification de l'assemblage des particules solides.

Ce schéma de comportement exclut tout effet de vieillissement et de viscosité du matériau. Il s'appuie sur les concepts fondamentaux suivants :

- la partition des déformations, qui décompose les déformations totales en déformations élastiques et déformations plastiques ;
- le seuil de plasticité mis en évidence dans les expériences de sollicitations uniaxiales, ou la notion de surface de charge en sollicitations multiaxiales, qui définit la frontière entre le comportement élastique et le comportement plastique, exprimé par une fonction scalaire  $F(\sigma_{ij}) = 0$ ; ou  $F(\sigma_{ij}, k) = 0$  dans le cas un matériau écrouissable ( $k$  est la variable d'écrouissage) ;
- le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversibles ;
- la règle d'écoulement plastique, qui définit, dans le cas des sollicitations multiaxiales, la façon dont évolue la déformation plastique, qui peut être exprimée par un potentiel plastique  $G$ ,  $d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\delta G}{\delta \sigma_{ij}}$  où  $d\lambda$  est un scalaire. La règle d'écoulement est dite associée si la déformation plastique suit la normale de la courbe d'état limite ou la surface de charge ;
- 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 ;
- le critère de plasticité ou de rupture, qui caractérise la rupture du matériau (les déformations tendent vers l'infini) correspondant à une résistance maximale suivie par un palier d'écoulement de déformation plastique. Lorsque le seuil de contrainte n'évolue pas, le critère de plasticité est confondu avec la surface de charge.

### Comportement élastique linéaire, parfaitement plastique

Le modèle le plus simple de cette famille est le modèle élastique linéaire parfaitement plastique, initialement développé pour décrire, de manière approchée, le comportement des métaux. Cependant, l'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe de comportement contraintes - déformations de nombreux matériaux a suggéré d'étendre ce modèle aux bétons, aux sols et aux roches. En particulier, l'application à la description du comportement des massifs de sols s'est révélée fructueuse et a permis d'analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, de stabilité de pentes, de tunnels, des murs de soutènement,...

Plusieurs critères de rupture ont été proposés. Parmi eux, le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure II-12) est le plus utilisé dans la pratique de l'ingénierie pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable et gravier) et le comportement drainé, à long terme des sols fins saturés (limon et argile).

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est représenté dans le plan des contraintes de Mohr (contrainte effective normale  $\sigma'$  et contrainte tangentielle  $\tau$ , par l'équation (figure 12.a) :

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c \quad (\text{II-31})$$

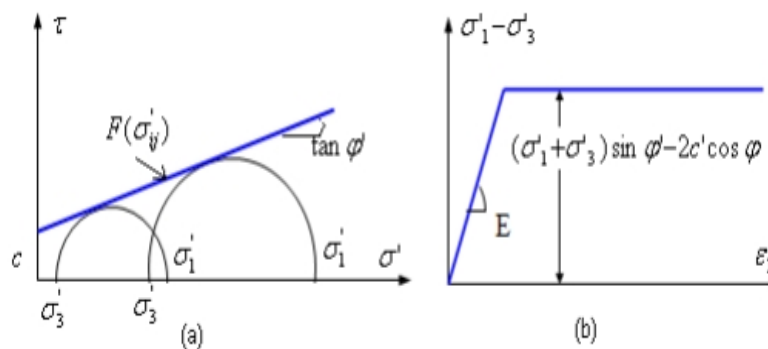
En termes de contraintes effectives principales ( $\sigma'_1, \sigma'_3$ ), il s'écrit aussi (figure 12.b) :

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c \cos \varphi' \quad (\text{II-32})$$

Avec :  $\sigma'_1, \sigma'_3$  : contraintes effectives principales majeure et mineure,

$\varphi'$  : Angle de frottement interne,

$c$  : Cohésion.



**Figure II-12** : Loi de comportement élastique, parfaitement plastique de Mohr-Coulomb.

Le comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure II-12.b) est finalement caractérisé par une élasticité linéaire ( $E, \nu$ ) et un seuil de plasticité, défini par la cohésion  $c'$ , l'angle de frottement interne  $\varphi'$ , en plus de l'état initial. Il faut réaliser au moins deux essais triaxiaux à des pressions de confinement différentes pour déterminer les paramètres du modèle.

La surface de charge  $F(\sigma'_{ij})$  s'exprime de façon suivante :

$$F(\sigma'_{ij}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' = 0 \quad (\text{II-33})$$

Elle est représentée dans le plan  $(\sigma', \tau)$  par une droite (figure II-12.a).

#### Comportement élasto-plastique avec écrouissage

Les essais de chargement – déchargement réalisés sur les solides montrent que la valeur du seuil de plasticité, ou la limite d'élasticité, évolue avec la sollicitation appliquée. Cette modification du seuil de plasticité caractérise le phénomène d'écrouissage. L'écrouissage ne modifie pas l'instant de la rupture ; par contre, il agrandit le domaine d'élasticité et réduit la possibilité de déformations plastiques.

Un comportement élasto-plastique avec écrouissage permet donc de mieux décrire les étapes intermédiaires, observées sur les essais de laboratoire, entre l'apparition des premières déformations irréversibles et l'instant de la rupture. L'écrouissage se traduit mathématiquement par une évolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes. La forme que doit prendre la surface de charge au cours de son évolution a fait l'objet de nombreuses recherches, qui combinent des observations expérimentales et des hypothèses théoriques nécessaires pour l'interprétation des essais.

**II-2-Méthode pseudo-statique:**

Cette méthode intègre l'effet de la sollicitation sismique dans une analyse de stabilité statique conventionnelle sous la forme d'une force statique horizontale appliquée au centre de gravité de la masse du sol au-dessus de la surface de rupture potentielle considérée. Cette force est égale au produit d'un coefficient sismique  $K_s$ , et du poids du sol impliqué (figure II-13).

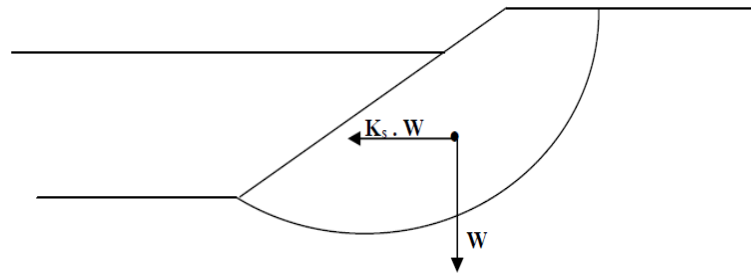
L'application d'une force horizontale constante est visiblement très peu représentative de l'effet d'un séisme sur une pente. Il s'en suit que la détermination du coefficient sismique est un aspect problématique de l'utilisation de cette méthode. Seed remarque que les analyses pseudo-statiques menées dans différentes régions sismiques sont réalisées avec des coefficients sismiques trop petits et ne considèrent pas les effets d'une sollicitation sismique sur la résistance des matériaux formant la pente. Le coefficient sismique est généralement choisi sans aucune justification théorique. L'utilisation d'un coefficient sismique égal à l'accélération maximale au niveau de la fondation de la structure, souvent considérée conservatrice, ne l'est pas nécessairement. En effet, l'amplitude des accélérations dans la structure en sol peut être plus petite ou plus grande que celle au niveau de la fondation, selon la période naturelle et les caractéristiques d'amortissement de la structure et la nature de la sollicitation sismique.

Comme cette méthode n'introduit généralement pas l'influence de la sollicitation sismique sur la résistance du sol, un coefficient de sécurité supérieur à 1.0 ne signifie pas nécessairement une condition stable. Afin de parer à ce problème, une correction au coefficient de sécurité déterminé est appliquée pour prendre en compte l'affaiblissement de la résistance dû au chargement sismique.

Il reste qu'un facteur de sécurité de 1,0 ne traduit pas nécessairement une condition d'instabilité.

En effet, 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.

Toutefois, Seed conclut que 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.



FigureII-13 : Illustration de la méthode pseudo-statique

### II-3- L'approche de Newmark :

À l'année 1965, Newmark introduit les éléments de base d'une procédure pour l'évaluation de potentiel de déformation d'un barrage sous l'effet de chargement sismique, Cette méthode peut être considérée comme un développement de la méthode pseudo statique, elle permet d'évaluer le déplacement d'une masse de sol donnée lors d'un séisme. La méthode originale de Newmark s'applique au déplacement d'un bloc rigide sur un plan. Dans un premier temps, cette méthode permet de calculer l'accélération critique qui provoque une rupture selon une surface de glissement dans le parement étudié, Le déplacement du bloc est obtenu par la double intégration de la partie de l'accélérogramme mesuré au centre du bloc durant lesquels l'accélération critique  $a_c$  est dépassée.

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

1. Détermination de l'accélération critique  $a_c$  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. Un calcul de la réponse dynamique de la structure est généralement réalisé à cette fin.
4. Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration des portions de l'accélérogramme dépassant l'accélération limite  $a_c$ .

Cette méthode n'est valable que pour des matériaux dont la résistance n'est pas affectée par la sollicitation sismique.



# CHAPITRE III

## Modélisation du problème

### III-1-STABILITE AU GLISSEMENT :

La stabilité au glissement du barrage est celle qui est la plus dangereuse. Elle concerne aussi bien le talus amont que le talus aval sur sa fondation. Cependant on fait le calcul sur le talus aval qui est considéré comme étant le plus critique vu les matériaux qui le constituent. L'hypothèse de base établie est que l'on prend la surface de la rupture comme étant un cercle à axe horizontal appelé cercle de glissement.

A partir de cette hypothèse, on découpe le terrain en tranches verticales de faible épaisseur juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble à la limite du glissement le long du cercle. Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant les hypothèses faites sur les interactions entre les tranches et sur la pression interstitielle.

### III-2-Le coefficient de sécurité :

#### Ø Méthode de bishop simplifiées:

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode générale a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application plus abordable ; on suppose donc que pour tout  $i$   $V_i - V_{i-1} = 0$ , ce qui équivaut à considérer les efforts inter tranches uniquement horizontaux. Le facteur de sécurité s'obtient en itérant dans la formule suivante :

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i} \left[ \sum_{i=1}^n \frac{1}{\cos \alpha_i} \left( c_i b_i + t g \varphi_i \left[ \frac{w_i - \frac{c_i b_i t g \alpha_i}{F}}{1 + t g \alpha_i \frac{t g \alpha_i}{F}} \right] \right) \right] \quad (\text{III-1})$$

Soulignons néanmoins qu'on ne vérifie pas toutes les équations de la statique puisque l'on se contente de :

- n équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche,
- 1 équation de moment global

Pour les inconnues que sont les n efforts normaux  $N_i$  et le facteur de sécurité F.

On vérifie donc pas l'équilibre horizontal des tranches ni l'équilibre des moments pour chaque tranche.

C'est une méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

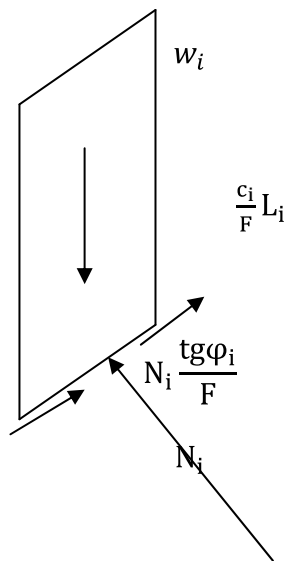


Figure III-1 : Méthode de bishop simplifiée

### **III-3-L'ÉTUDE DE BARRAGE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS :**

#### ***III-3-1- Introduction :***

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de la puissance des micro ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception de l'ingénieur dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion ou encore la diffusion des polluants.

Ce développement s'est accompagné de la mise au point de programmes de calcul capables de résoudre des problèmes d'une grande complexité. Mais pour l'utilisateur, il s'agit souvent de boîtes noires. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement.

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques ou leur inexistence, l'ingénieur a recours aux méthodes qui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. La méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques, vu son grand champ d'application.

La méthode des éléments finis met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité,....etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires,....etc.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de la maintenance de grands logiciels.

### ***III-3-2-État de contraintes-déformations:***

#### ***III-3-2-1-État de contraintes-déformations dans le cas élastique:***

On considère un matériau isotrope, élastique linéaire et donc la relation contrainte déformation s'écrit:

$$\sigma_{ij} = E \cdot \varepsilon_{ij} \quad (\text{III-2})$$

Les problèmes d'élasticité plane peuvent être divisés en deux groupes distincts, les problèmes de contraintes planes et les problèmes de déformations planes. Dans le premier cas, la structure a une petite épaisseur par rapport à ses autres dimensions et, les contraintes normales au plan sont négligées, tandis que dans le deuxième cas la structure a une dimension très grande par rapport à ses autres dimensions et la déformation normale au plan de la charge est nulle (le cas des barrages en terre figure III-2).

- Relation contrainte-déformation :

$$\sigma_{ij} = D \cdot \varepsilon_{ij} \quad (\text{III-3})$$

Avec : D est la matrice d'élasticité, s'exprime par

$$D = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix}$$

$$d_1 = \frac{E}{1-\nu^2}, \quad d_2 = \nu \cdot d_1 \quad \text{et} \quad d_3 = \frac{1}{2}(d_1 - d_2)$$

E et  $\nu$  sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du matériau.

Et :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{ij} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ji} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (\text{III-4})$$

Avec :  $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$

La figure III-3 représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

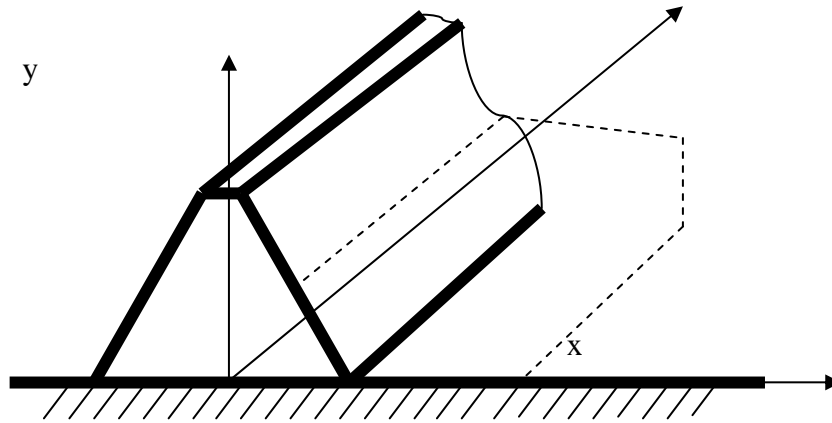


Figure III-2 : Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en terre).

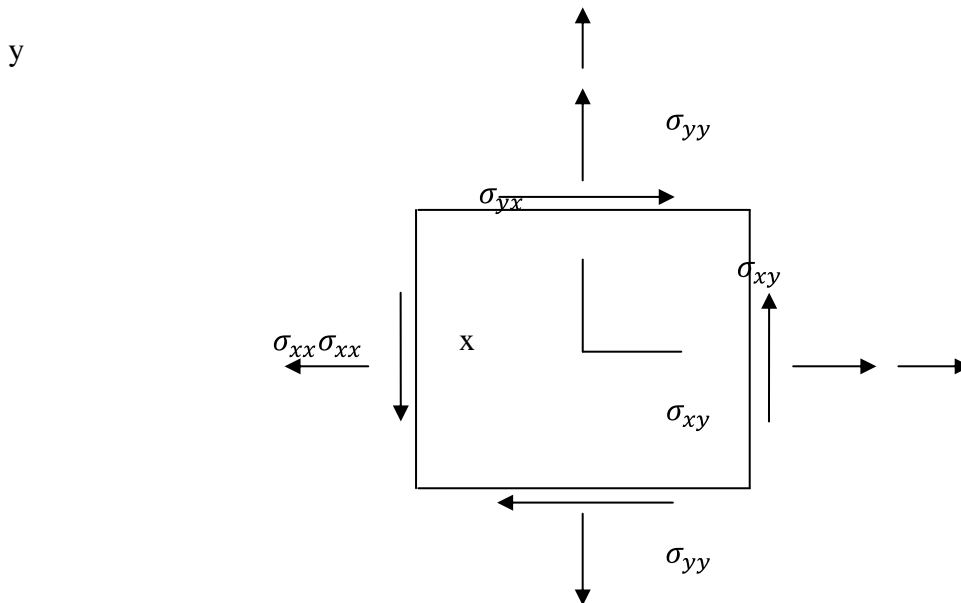


Figure III.3 : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

Tel que, les contraintes normale et tangentielle sont exprimé par :

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} \quad \text{(III-5)}$$

$$\tau_{max} = \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad \text{(III-6)}$$

Le tenseur des déformations est :

$$\epsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \epsilon_{ii} & \frac{1}{2} \gamma_{ji} \\ \frac{1}{2} \gamma_{ji} & \epsilon_{jj} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{(III-7)}$$

Avec :  $\gamma_{xy} = \gamma_{yx}$

### III-3-2-2-État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique:

La déformation totale est décomposée en une partie élastique et une autre plastique:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p$$

Pour un comportement élastique on a :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl}^e$$

Le déchargement est toujours élastique linéaire :  $d\sigma_{ij} = D_{ijkl} d\varepsilon_{kl}$ . Et le chargement, est défini par un tenseur de comportement tangent :  $d\sigma_{ij} = \bar{D}_{ijkl} d\varepsilon_{kl}$ .

Les déformations plastiques sont défini par :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda_p \frac{\delta f}{\delta \sigma_{ij}}$$

La surface de charge  $f(\sigma_{ij}, \alpha_k)$  représente le critère de plasticité permettant de définir le comportement élastoplastique.  $\alpha_k$  est une variable d'écrouissage et  $d\lambda_p$  étant le multiplicateur plastique.

La loi de comportement est donnée par :

$$\{d\sigma_{ij}\} = [\bar{D}]\{d\varepsilon\}$$

Où :

$$[\bar{D}] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^t [D]}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^t [D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} + H}$$

Avec :  $H$  module d'écrouissage.

Alors la matrice de rigidité tangente prend la forme :

$$[\bar{K}_e] = \int_{V_e} [B]^t [C_t] [B] dV$$

$[C_t]$  Prend différentes valeurs selon la nature du comportement :

$[C_t] = [C] \Rightarrow$  Comportement élastique.

$[C_t] = [\bar{C}] \Rightarrow$  Ecoulement plastique.

### **III-4-Application de la méthode des éléments finis:**

#### ***III-4-1-Modélisation :***

##### **III-4-1-1-Modélisation du système barrage-fondation :**

Le système à étudier est constitué par un barrage en terre de type à noyau, supporté par une surface horizontale d'un milieu élastique plan, cette dernière est limitée en profondeur par la base rocheuse horizontale. L'accélération est appliquée à la base de la fondation.

Le barrage peut être subdivisé en deux sous structure : barrage et fondation.

#### **a)-Barrage :**

Dans notre cas le barrage est composé d'un noyau, le parement aval et amont, sont représentés par un maillage d'éléments finis de même type, le matériau constituant le barrage est considéré homogène, élastique et isotrope dans le cas de l'analyse linéaire, et pour le cas de l'analyse non linéaire est considéré élastique parfaitement plastique.

#### **b)-Fondation :**

La fondation limitée par une surface horizontale rigide, a été aussi modélisée en éléments finis de même type que le barrage et de même type de matériau pour le cas linéaire et non linéaire.

##### **III-4-1-2-Choix de type d'élément :**

Deux types d'éléments sont utilisés pour la modélisation du système sol-barrage :

- Élément finis quadratique à huit nœuds.
- Élément finis triangulaire à trois nœuds.

Le premier type d'élément a été utilisé pour la modélisation de comportement de barrage sous l'effet de séisme, sachant que, pour un même nombre de degré de liberté, les éléments à champ quadratique ont une précision meilleure, offrent l'avantage de déterminer la réponse dynamique de barrage, avec une très bonne précision d'une part, et réduisent considérablement le temps machine d'autre part, surtout dans une analyse dynamique non linéaire.

Le deuxième type d'élément a été employé pour la modélisation de comportement de barrage en vibration libre.

##### **III-4-1-3-Conditions aux frontières:**

Généralement, les barrages sont traités comme un système bidimensionnel dans lequel on considère un comportement planaire, le barrage et le sol de fondation sont considérés comme deux sous structures du système combiné, représentés par un maillage d'éléments finis bidimensionnel, chaque nœud libre de l'élément fini considéré possède deux degrés de liberté  $(\mu_x, \mu_y)$ .

Pour simplifier le traitement des nœuds des extrémités latérales, dans le cas d'un séisme de direction horizontale, on suppose que ces points sont libres de se déplacer dans le sens horizontal, mais non dans le sens vertical, et dans le cas de séisme vertical on a le contraire.

### III-4-2-Analyse dynamique :

#### III-4-2-1-Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis :

Un solide déformable est en équilibre si le travail virtuel des forces extérieures est inférieur au travail virtuel des forces intérieures, l'expression du principe des travaux virtuels peut être obtenue par application de la formulation variationnelle (intégrale) aux équations de mouvements.

En prenant comme fonction poids  $\Psi = \delta U$

$$W = \int_{\Omega} \delta U_i (\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \gamma_i) d\Omega \quad (\text{III-8})$$

Après plusieurs étapes on obtient alors l'expression des travaux virtuels suivante :

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega - \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (\text{III-9})$$

Ou :

$$W_{int} = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega \quad \text{:Travail virtuel intérieur.}$$

$$W_s = \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma \text{:Travail virtuel des forces de surface.}$$

$$W_v = \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega \text{:Travail virtuel des forces de volume.}$$

$$W_{\Omega} = \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega \text{:Travail virtuel des forces d'inertie.}$$

Dans le cas du barrage l'expression devient :

$$W = - \int_{\Omega_s} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma_{am}} \delta U \cdot (-P) \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot r \cdot \ddot{u}_g \cdot d\Omega - \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (\text{III-10})$$

Tel que :



$\ddot{u}_g$  : Accélération sismique

$r$  : Vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement avec la direction de chaque degré de liberté.

- Caractéristiques des éléments (matrices élémentaires) :

En appliquant le principe des travaux virtuels sur un sous domaine  $\Omega_e$  et en remplaçant les termes contraints par les produits  $D^* \varepsilon$ , on a :

- ▼ **Matrice de rigidité :**

$$K_e = \int_{\Omega} [B]^T \cdot [D] \cdot [B] d\Omega_e \text{ (III-11)}$$

- ▼ **Matrice masse :**

$$M = \int_{\Omega_e} N^T \rho N d\Omega_e \text{ (III-12)}$$

- ▼ **Vecteur chargement sismique:**

$$F_i = M \cdot I \cdot \ddot{u}_g \text{ (III-13)}$$

**III-4-2-2-Caractéristiques dynamique du système :**

**III-4-2-2-1-Matrice de raideurs :**

La matrice de raideurs est obtenue par une simple procédure d'assemblage des matrices élémentaires.

Le système pouvant être représenté par deux sous-structures liées entre elles par des nœuds communs dit nœuds d'interfaces, on peut alors écrire les matrices de raideurs de chaque partie barrage ou fondation séparément, puis procéder à l'assemblage des deux sous matrices obtenues, afin d'obtenir la matrice de raideurs du système global en utilisant pour cela la méthode des sous-structures.

Les matrices de raideurs pour les deux sous-structures, barrage et fondation, sont données par :

$$K_b = \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bi} & 0 \\ K_{ib} & K_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \text{ (III-14)}, \quad K_f = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{ii} & K_{if} \\ 0 & K_{fi} & K_{ff} \end{bmatrix} \text{ (III-15)}$$

$i$  : Indice des nœuds de l'interface barrage-fondation.

b : Indice des nœuds de barrage.

f : Indice des nœuds de la fondation.

Après assemblage des deux sous matrices correspondant à chaque sous structure, et compte tenu des degrés de liberté d'interface, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$K = \begin{bmatrix} k_{bb} & k_{bi} & 0 & 0 \\ k_{ib} & k_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{ii} & k_{if} \\ 0 & 0 & k_{fi} & k_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III-16})$$

**III-4-2-2-2-Matrice masse :**

Le même principe est utilisé pour la construction de la matrice masse globale. Sauf que dans le cas de la présence de l'eau dans la retenue du barrage, la matrice masse contient des valeurs ajoutées aux nœuds de contacts avec l'eau, ces valeurs sont calculées en fonction de la surface tributaire à chaque nœuds.

$$[M_b] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{III-17}) \quad , \quad [M_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III-18})$$

Après assemblage de ces deux sous matrices correspondant à chaque sous domaine, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$[M] = [M_b] + [M_f] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III-19})$$

**III-4-2-2-3-Matrice d'amortissement :**

L'amortissement dans une structure ou dans le sol est une réalité physique essentiellement liée à la plastification des matériaux. Selon les phénomènes physiques mis en cause on distingue plusieurs types d'amortissements :

- L'amortissement visqueux pour lequel la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse.
- L'amortissement hystérétique pour lequel la force d'amortissement est proportionnel au déplacement et a un signe opposé à celui de la vitesse.
- L'amortissement de coulomb, qui correspond à un amortissement de frottement ou la force d'amortissement est proportionnelle à la force de réaction normale à la direction de déplacement et a aussi un signe opposé à celui de la vitesse.

En pratique il est généralement impossible de définir la matrice de viscosité nécessaire à la détermination de la matrice d'amortissement C.

$$C = \alpha_R \cdot M + \beta_R \cdot K \text{ (III-20)}$$

$\alpha_R, \beta_R$  : Sont des coefficients satisfaisants la condition d'orthogonalité de C dans la base modale. Ils peuvent être déterminés à partir de l'analyse modale de la structure en prenant deux pulsations propres de deux modes distincts.

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{W_1 + W_n} \cdot \begin{Bmatrix} W_1 \cdot W_n \\ 1 \end{Bmatrix} \text{ (III-21)}$$

Avec :

$W_1$  : Fréquence du premier mode.

$W_n$  : Fréquence d'un mode supérieur.

$\xi$  : Taux d'amortissement critique.

Les matrices d'amortissement pour les deux sous structures barrage-fondation, sont calculées par la relation :

- Barrage :  $[C_b] = \alpha_{Rb} [M_b] + \beta_{Rb} [K_b]$  (III-22)

$$[C_b] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \text{ (III-23)}$$

- Fondation :  $[C_f] = \alpha_{Rf} [M_f] + \beta_{Rf} [K_f]$  (III-24)

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \text{ (III-25)}$$

Alors la matrice d'amortissement globale est obtenue par un assemblage des matrices d'amortissement correspondant à chaque sous structure :

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \text{ (III-26)}$$

**III-4-2-3-Résolution de problème :**

La méthode de résolution la mieux adaptée, ou la plus efficace, dépend du comportement de l'ouvrage à étudier (linéaire ou non linéaire) et du mode de définition de la sollicitation appliquée (temporelle, fréquentielle). Il convient de réaliser que dans la plupart des applications pratiques, l'obtention d'une solution analytique est inaccessible et que le recours à des méthodes numériques se révèle indispensable.

#### **III-4-2-3-1-Méthodes d'intégration directe :**

Dans ces méthodes, on discrétise le temps en certain nombre de pas (ou intervalles) de taille  $\Delta t$ . On pose une interpolation à l'intérieur de chaque intervalle, ce qui limite la résolution de l'équation du mouvement (initialement continu) à la fin de chaque pas de temps.

Deux grandes familles sont bien connues :

- Méthodes explicites : différences finies.
- Méthodes implicites : Newmark, Wilson- $\theta$ , Park.

On se limite à l'exposition des deux méthodes utilisées pour résoudre notre problème:

- La méthode de différences finies.
- La méthode de Newmark.

#### **III-4-2-3-2- Le cas linéaire :**

##### **III-4-2-3-2-1- Méthode de différences finies centrées :**

###### **i) Conditions initiales :**

$$1. \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - cu_0 - ku_0}{m} \text{ (III-27)}$$

$$2. u_{-1} = u_0 - \Delta t \dot{u}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0 \text{ (III-28)}$$

$$3. \tilde{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \text{ (III-29)}$$

$$4. a = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \text{ (III-30)}$$

$$5. b = k - \frac{2m}{(\Delta t)^2}$$

###### **ii) Pour le temps à l'étape i, calculer :**

$$1. \check{p}_i = p_i - au_{i-1} - bu_i \text{ (III-31)}$$

$$2. u_{i+1} = \frac{\check{p}_i}{\tilde{k}} \text{ (III-32)}$$

$$3. \dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} ; \ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{2(\Delta t)^2} \text{ (III-33)}$$

**III-4-2-3-2-2- Méthode de Newmark :**

Dans la méthode de Newmark on a deux cas spéciaux :

Méthode d'accélération moyenne :  $\gamma = \frac{1}{2}$  ,  $\beta = \frac{1}{4}$

Méthode d'accélération linéaire :  $\gamma = \frac{1}{2}$  ,  $\beta = \frac{1}{6}$

**i) Conditions initiales :**

$$1. \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - cu_0 - ku_0}{m} \quad (\text{III-34})$$

2. Choisir  $\Delta t$

$$3. \check{k} = k + \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta \Delta t} \quad (\text{III-35})$$

$$4. a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \quad (\text{III-36})$$

$$5. b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad (\text{III-37})$$

**ii) Pour le temps à l'étape i, calculer :**

$$1. \Delta \check{P}_i = \Delta P_i + a \dot{u}_i + b \ddot{u}_i \quad (\text{III-38})$$

$$2. \Delta u_i = \frac{\Delta \check{p}_i}{\check{k}} \quad (\text{III-39})$$

$$3. \Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i \quad (\text{III-40})$$

$$4. \Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (\text{III-41})$$

$$5. u_{i+1} = u_i + \Delta u_i ; \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i ; \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (\text{III-42})$$

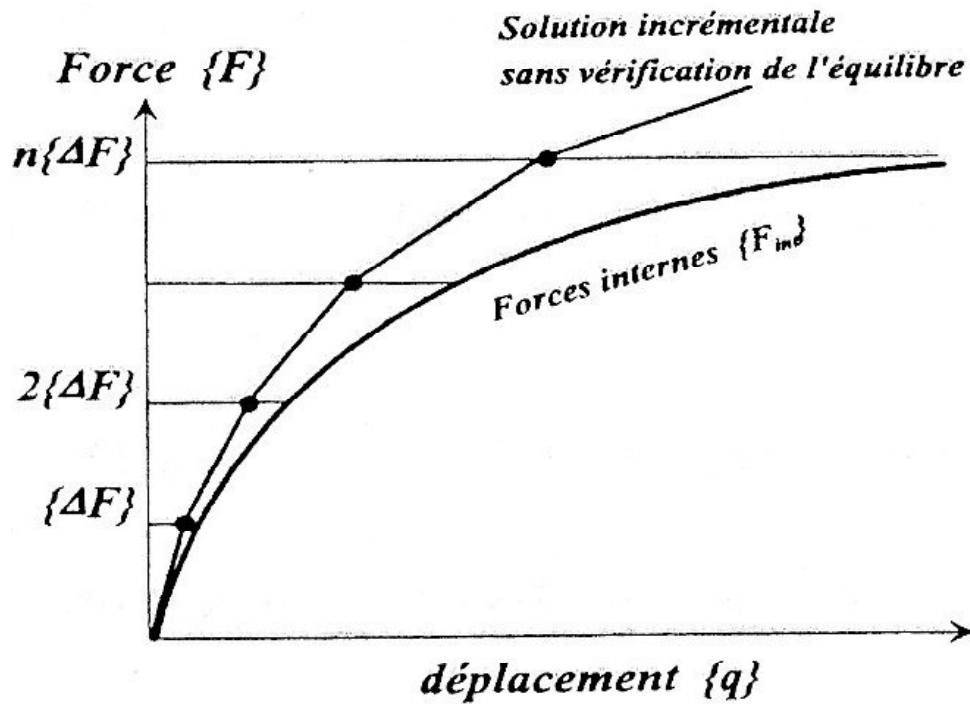
**III-4-2-3-3-Le cas non linéaire :**

La non linéarité du phénomène rend impossible la description d'une relation directe entre l'état final des contraintes et celui des déformations.

La résolution des problèmes élastoplastiques nécessite une analyse incrémentale puisque l'état de la structure dépend de l'histoire du chargement et de l'état initial de la structure. À fin de pouvoir suivre la trajectoire du chargement, la force interne totale  $\{F\}$  est subdivisée en un certain nombre d'incrément  $\{\Delta F\}$ , suffisamment petits pour assurer la convergence.

Toutefois, ces incréments ne garantissent pas le suivi du comportement réel, car il existe un cumul d'erreur au cours des incréments successifs. La matrice de rigidité tangente conduit à la linéarisation du comportement à l'intérieur de chaque incrément, cette linéarisation par morceaux s'écarte progressivement de la courbe du comportement réel. Il est donc indispensable d'introduire des procédures itératives garantissant l'équilibre des forces internes et externes à la fin de chaque incrément.

Il y a lieu de rappeler que les forces internes auxquelles il est fait allusion dans ce travail se définissent ainsi :



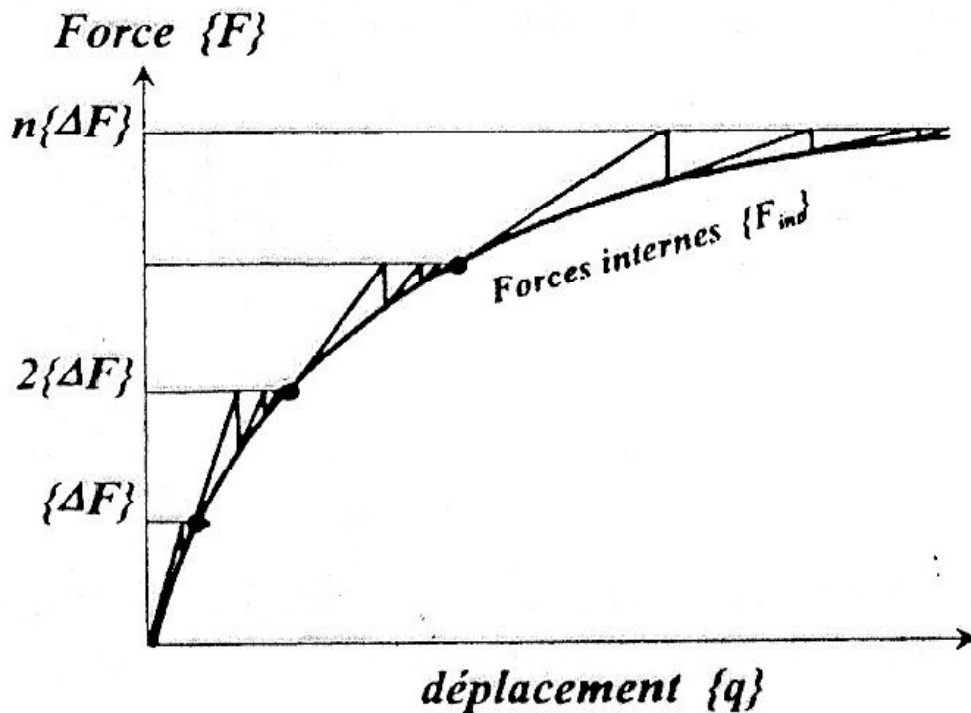


Figure III.4 : Schéma de résolution sans et avec itération d'équilibre.

**Ø Forces internes, forces de surface et transmission des efforts :**

Sous l'action d'efforts externes tout corps se déforme. Cette déformation fait apparaître des forces internes dont l'origine se situe à l'échelle atomique. Ce sont les liaisons atomiques distendues (ou comprimées) qui exercent des forces de rappel qui tendent à ramener les atomes à leur position d'équilibre et le corps dans son état initial. Ces forces se caractérisent par un rayon d'action de l'ordre de quelques distances interatomiques. Or la Mécanique des Milieux Continus, théorie macroscopique, ne considère que des distances grandes par rapport aux dimensions atomiques et leur rayon d'action doit être considéré comme nul à cette échelle.

Les forces de rappel à l'origine de l'existence des forces internes sont des forces à courte portée qui ne se transmettent qu'à leur environnement immédiat.

Il en résulte que les forces exercées sur une partie du corps par les parties environnantes agissent directement par sa surface. Les forces internes sont des forces surfaciques, des actions de contact.

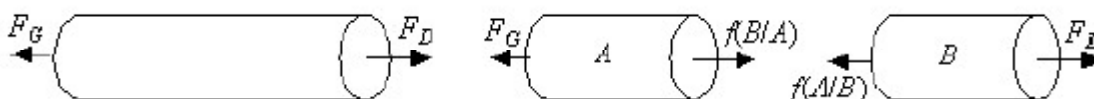


Fig. 2.1 Principe de l'action et de la réaction : l'action de la partie A sur la partie B est égale et opposée à l'action de la partie B sur la partie A.

Considérons un corps soumis à l'action des forces externes  $\vec{F}_G$  et  $\vec{F}_D$ . L'équilibre mécanique statique impose  $\vec{F}_G + \vec{F}_D = 0$ . Séparons par la pensée ce corps en deux parties A et B.

L'équilibre de la partie A prise isolément impose l'existence d'une force  $\vec{f}(B/A)$  telle que  $\vec{F}_G + \vec{f}(B/A) = 0$ , force interne représentant l'action de la partie A sur la partie B.

Il résulte de l'équilibre du corps pris dans son ensemble que la résultante des forces internes est toujours nulle :

$$\vec{f}(B/A) + \vec{f}(A/B) = 0$$

**Méthode de différences finies :**

$$\tilde{K} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad (\text{III-43})$$

$$\tilde{P}_i = P_i - \left[ \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \right] u_{i-1} - F_{int} + \frac{2m}{(\Delta t)^2} u_i \quad (\text{III-44})$$

**Méthode de Newmark :**

Dans la méthode de Newmark on a deux cas spéciaux :

Méthode d'accélération moyenne :  $\gamma = \frac{1}{2}$  ,  $\beta = \frac{1}{4}$

Méthode d'accélération linéaire :  $\gamma = \frac{1}{2}$  ,  $\beta = \frac{1}{6}$

**Conditions initiales :**

$$1. \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - k u_0 - F_{int 0}}{m} \quad (\text{III-45})$$

2. Choisir  $\Delta t$

$$3. a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \quad (\text{III-46})$$

$$4. b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad (\text{III-47})$$

**Pour le temps à l'étape i, calculer :**

$$1. \Delta \tilde{P}_i = \Delta P_i + a u_i + b \ddot{u}_i \quad (\text{III-48})$$

2. Détermination de la matrice de rigidité tangente  $K_{iT}$ .

$$3. \tilde{K}_{iT} = K_{iT} + \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta \Delta t} \quad (\text{III-49})$$



4. Résoudre  $\Delta u_i$  à partir de  $\widetilde{K}_{iT}$  et  $\Delta \widetilde{p}_i$  en utilisant les itérations de Newton-Raphson.

$$5. \Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i \quad (\text{III-50})$$

$$6. \Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (\text{III-51})$$

$$7. u_{i+1} = u_i + \Delta u_i ; \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i ; \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (\text{III-52})$$

# CHAPITRE IV

## Application numériques

### **IV-1-INTRODUCTION :**

La méthode des éléments finis (MEF) consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage.

Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds

. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui-cause de leur nature répétitive qui s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Un calcul par éléments finis (le code Plaxis) fournit une masse imposante de résultats, des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

### **IV-2-MODÉLISATION DE SÉISME :**

#### ***IV-2-1- Le module dynamique de Plaxis :***

Le code Plaxis nous permet d'étudier un problème dynamique. La charge dynamique est généralement appliquée le long du substratum de la structure. Cette action peut être représentée par une force, vitesse, ou une accélération variable en fonction du temps.

Le code Plaxis offre deux types d'analyse aux chargements séismiques :

- une analyse pseudo-statique (de plus de la gravité normale, l'utilisateur peut prescrire une accélération indépendante pour modéliser des efforts dynamiques dans une analyse Pseudo-statique).
- une analyse dynamique (par exemple à partir d'accélérogrammes appliqués à la base du modèle) qui est une option de module dynamique complémentaire.

**IV-2-2-Equation de base du comportement dynamique en Plaxis :**

L'équation de base du mouvement de déplacement d'un volume sous l'influence du chargement dynamique c'est :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$$

$M$  : Matrice de masse.

$C$  : Matrice d'amortissement.

$K$  : Matrice de rigidité.

$\dot{u}$  : La vitesse.

$\ddot{u}$  : L'accélération.

$u$  : Vecteur de déplacement.

La matrice  $M$  est une matrice de masse qui prend en considération le sol, l'eau et toutes les constructions.

La matrice  $C$  représente l'amortissement des matériaux, dans la réalité cet amortissement dû au frottement ou dû à la déformation irréversible (plasticité ou viscosité). Plus la viscosité augmente plus l'énergie de vibration est dissipée.

Pour déterminer la matrice d'amortissement d'autres paramètres sont demandés. Généralement la matrice d'amortissement est formulée à partir de la matrice de masse et la matrice de rigidité d'après la formule de Rayleigh.

$$C = \alpha_R \cdot M + \beta_R \cdot K$$

**IV-2-3-Présentation de la discrétisation en éléments finis:**

La forme standard qui lie le champ des déplacements aux déplacements nodaux  $d$  est de la forme :

$$\mu = Nd \text{ (IV-1)}$$

$N$  : est appelé fonction de forme qui consiste à faire passer une fonction à travers un ensemble de points ; Ilya plusieurs schémas pour interpoler des fonctions ; ici nous utiliserons l'interpolation de Lagrange des fonctions bidimensionnelles pour les éléments triangulaires à 6 nœuds en coordonnées local (présentées sur la figure IV-1).

Et les fonctions de forme pour chaque nœud sont décrites comme :

$$N_1 = (1 - \xi - \eta)(2\xi - 1)$$

$$N_2 = \xi(2\xi - 1)$$

$$N_3 = \eta(2\eta - 1)$$

$$N_4 = 4(1 - \xi - \eta)\eta$$

$$N_5 = 4\xi\eta$$

$$N_6 = 4(1 - \xi - \eta)\eta$$

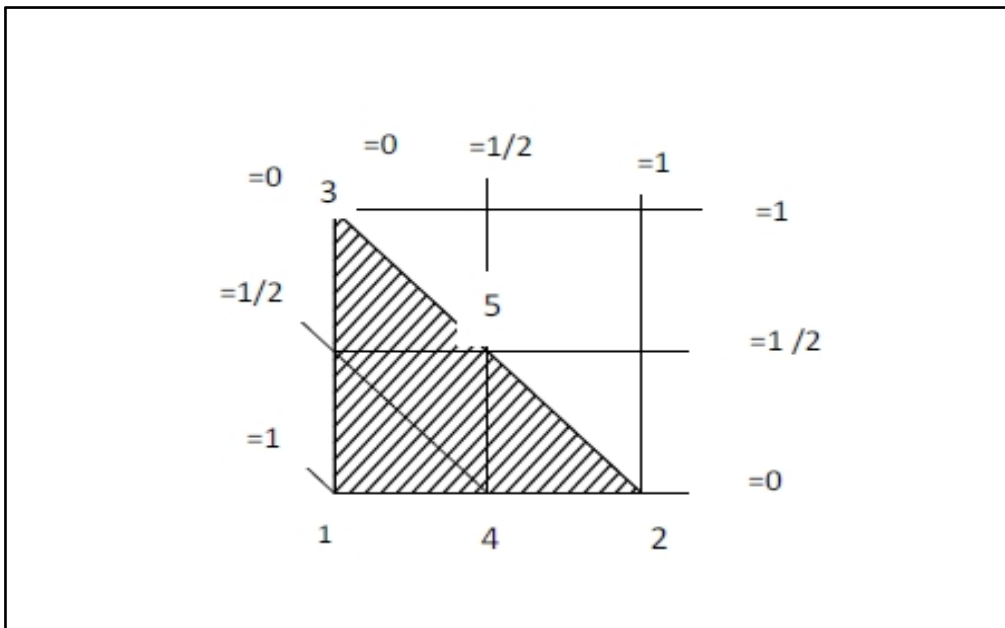


Figure IV-1

Les déformations sont :

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_5}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_6}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_5}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_6}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_3}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial x} & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} & \frac{\partial N_5}{\partial y} & \frac{\partial N_5}{\partial x} & \frac{\partial N_6}{\partial y} & \frac{\partial N_6}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix}$$

C'est-à-dire :

$$\varepsilon = LNd = Bd \text{ (IV-2)}$$

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = J \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (\text{IV-3})$$

Où :

$$J = \begin{bmatrix} \sum \frac{\partial N_i}{\partial \xi} x_i & \sum \frac{\partial N_i}{\partial \xi} y_i \\ \sum \frac{\partial N_i}{\partial \eta} x_i & \sum \frac{\partial N_i}{\partial \eta} y_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} \\ J_{21} & J_{22} \end{bmatrix} \quad (\text{IV-4})$$

J : est appelé le jacobien.

De l'équation (IV-3) on trouve :

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = J^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

$$J^{-1} = \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} J_{22} & -J_{12} \\ -J_{21} & J_{11} \end{bmatrix} \quad (\text{IV-6})$$

$$|J| = J_{11}J_{22} - J_{12}J_{21} \quad (\text{IV-7})$$

$$dxdy = |J|d\xi d\eta \quad (\text{IV-8})$$

La matrice de rigidité de l'élément est donnée par :

$$K = \int B^T M B dV \quad (\text{IV-9})$$

Et l'intégrale nécessaire pour former la matrice de rigidité k doit être faite par rapport aux coordonnées qui varient entre -1et +1, d'où la matrice de rigidité d'un élément ayant une épaisseur constante  $h$  est donnée par :

$$K = h \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} B^T M B |J|d\xi d\eta \quad (\text{IV-10})$$

En général, il n'est pas commode d'évaluer la matrice de rigidité explicitement même pour les cas les plus simples, c'est pour quoi on a recours à l'intégration numérique qui est régi par une règle d'intégration à k points de forme :

$$\iint F(\xi, \eta) \approx \sum_{i=1}^{i=K} F(\xi_i, \eta_i) w_i \text{(IV-11)}$$

Sachant que :

$w_i$  : sont les coefficients de pondération (poids) ;

Plaxis suit l'approche de Gauss pour ce type d'éléments à 6 nœuds, et l'intégration basée sur 3 points qui sont les sommets du triangle dont leurs positions et les coefficients (poids) associés ; sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau

points	$\xi_i$	$\eta_i$	$w_i$
1, 2 et 3	1/6	1/6	1/3

$$\int (B\delta d)^T \Delta \sigma dV = \int (N\delta d)^T p^t dV + \int (N\delta d)^T t^t dS - \int (B\delta d)^T \sigma^{t-1} dV \text{(IV-12)}$$

On fait sortir les déplacements nodaux à l'extérieur des intégrales et on reconstitue une nouvelle équation de l'équation (IV-12) qui a la forme :

$$\int (B)^T \Delta \sigma dV = \int (N)^T p^t dV + \int (N)^T t^t dS - \int (B)^T \sigma^{t-1} dV \text{(IV-13)}$$

L'équation ci-dessus nous conduit à dire que l'incrément des efforts internes est la différence entre la somme des efforts extérieurs de l'étape courante et les efforts de réaction interne de l'étape précédente.

La relation entre les incréments d'effort et les incréments de contrainte est habituellement non linéaire. En conséquence, des incréments de contraintes ne peuvent pas généralement être calculés directement, et des procédures itératives globales sont exigées pour satisfaire la condition d'équilibre (IV-13) pour tous les points matériels.

**IV-3-DEFINITION DES DONNEES :**

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement on doit lui saisir les données du projet suivantes.

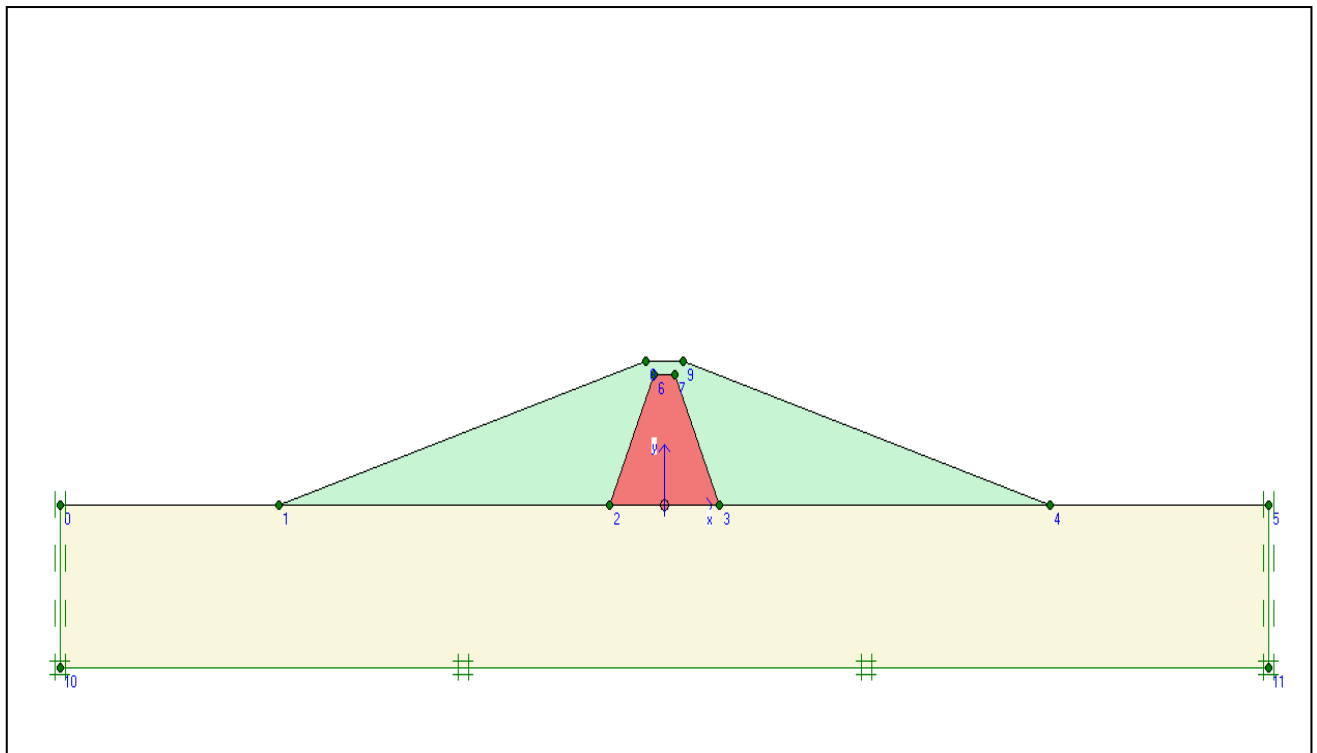
**IV-3-1-Hypothèses :**

Pour les réglages généraux, on a choisi :

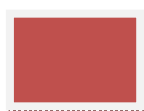
- ü Les déformations sont considérées planes.
- ü Eléments à 6 nœuds pour le sol.
- ü Unités : m(Mètre), kN (Kilo newton), s(Seconde).

**IV-3-1-Géométrie du barrage :**

L'exemple de référence concerne un barrage en terre à noyau construit sur une couche homogène de sol (figure IV-2)



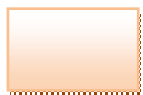
**Figure IV-2-Géométrie du barrage.**



Noyau



Recharge



Fondation



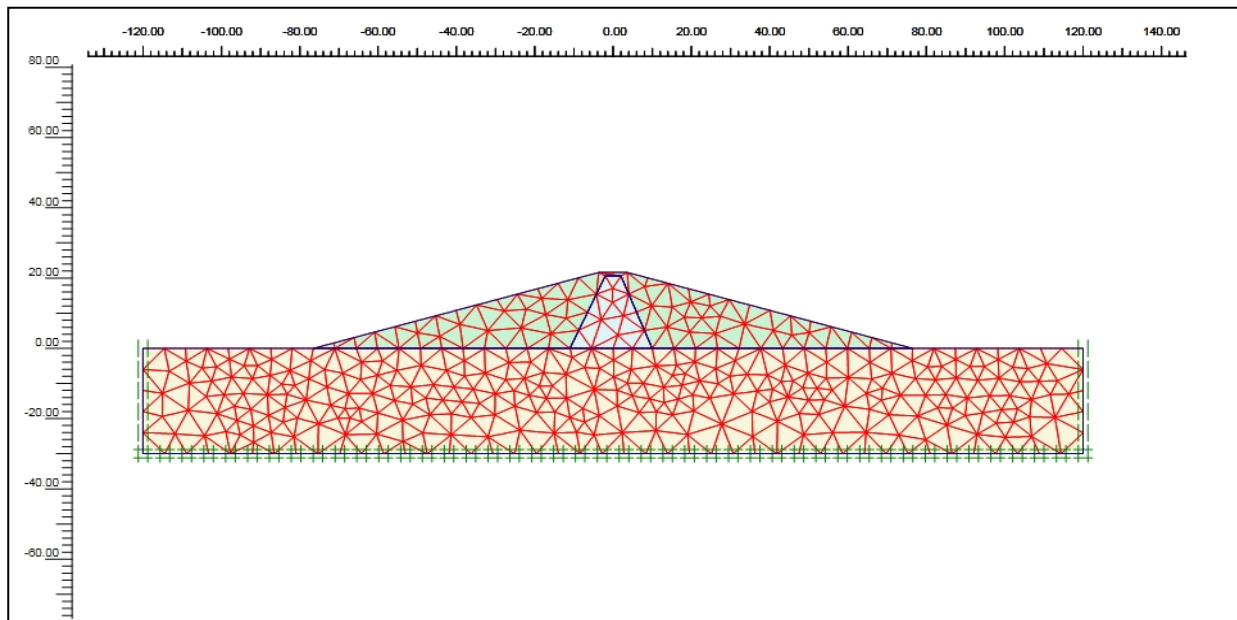
**IV-4-Caractéristiques des matériaux :**

Paramètre	Fondation	Noyau	Recharge
Type	Drainé	Non Drainé	Drainé
$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	18	16	18
$\gamma_h$ kN/m <sup>3</sup>	21	19	19
$K_y$ m/s	$5,8 \cdot 10^{-3}$	$4,7 \cdot 10^{-2}$	$3,1 \cdot 10^{-3}$
$K_x$ m/s	$5,8 \cdot 10^{-4}$	$4,7 \cdot 10^{-3}$	$3,1 \cdot 10^{-4}$
E kN/m <sup>2</sup>	76500	80000	30000
$\nu$	0,3	0,3	0,3
C kN/m <sup>2</sup>	1	0,1	0,1
$\Phi$ /°	30	37	30
$\Psi$ /°	0	7	0

**Tableau IV. 1.** Paramètres des différentes couches.**IV-5-Génération du maillage :**

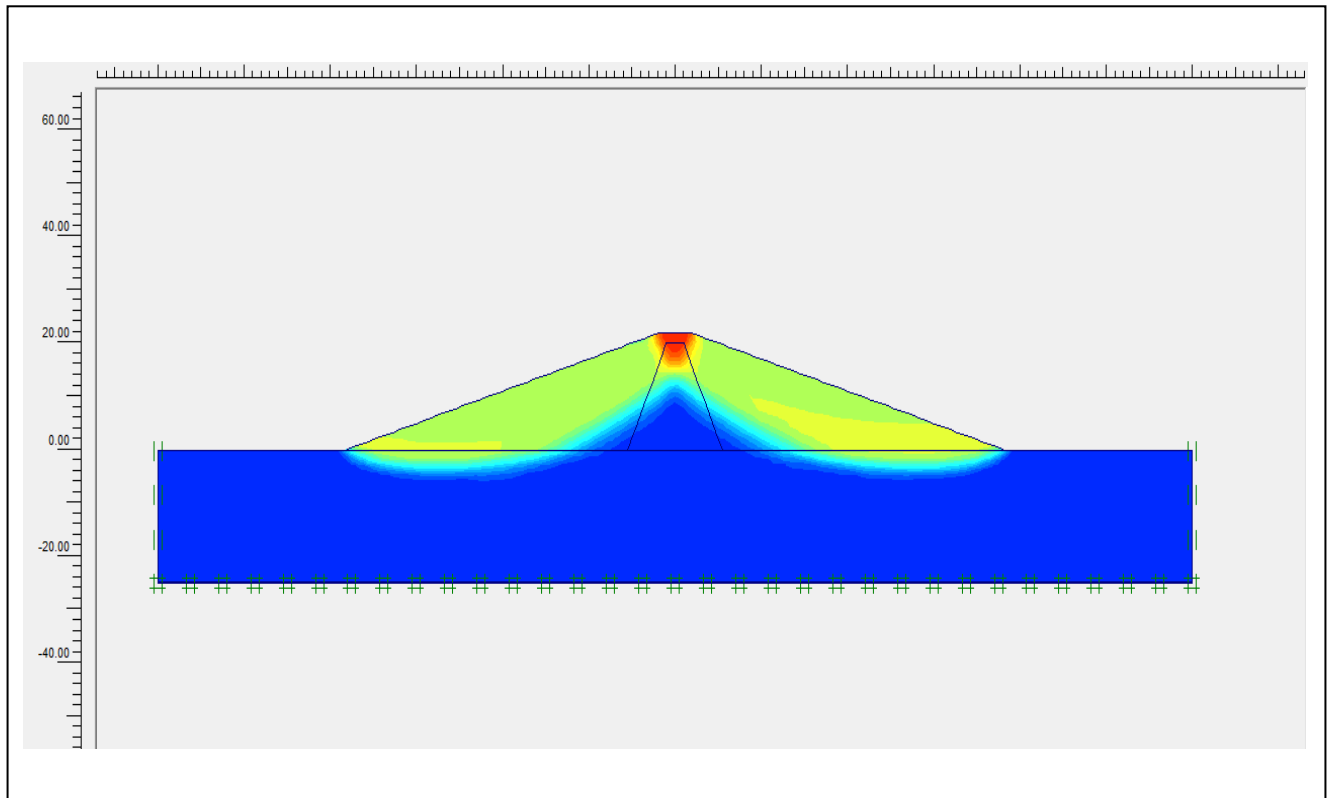
Le maillage est présenté sur la (figureIV-3).

Le modèle de référence se fait par des éléments à 6 nœuds.

**Figure IV-3-**Maillage à 6 nœuds.

**IV-6-calculs et interprétations:****IV-6-1-Cas statique (barrage vide) :**

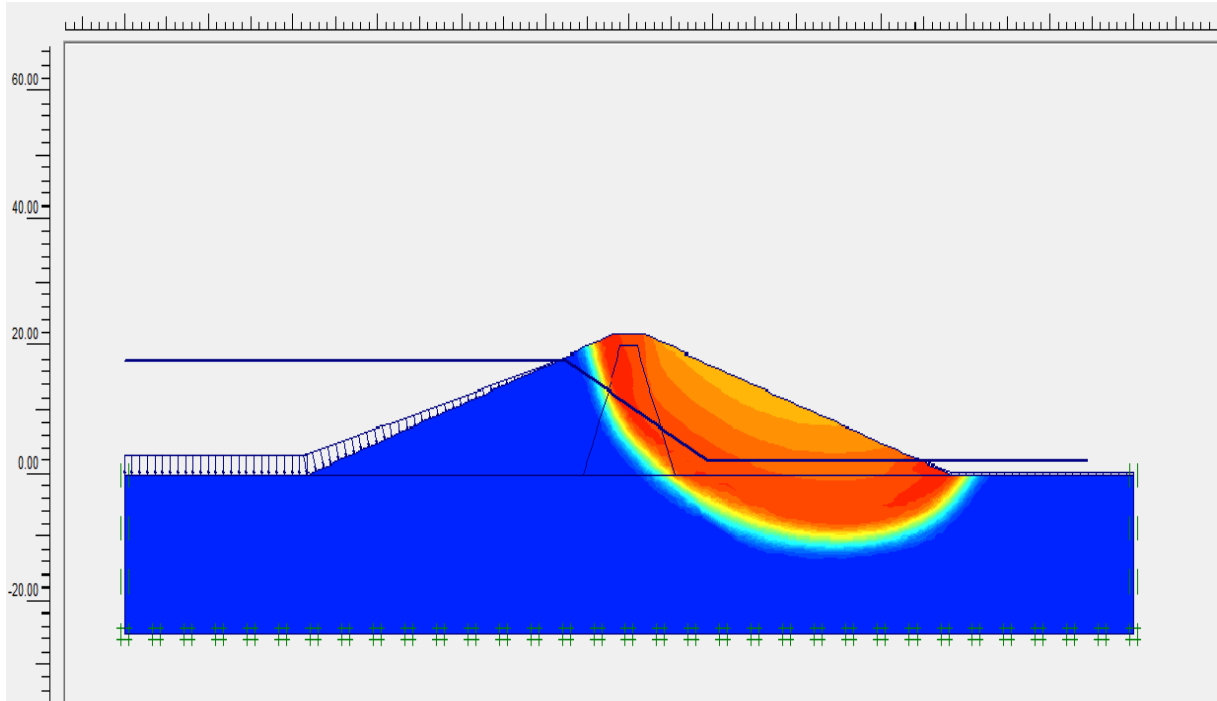
Les calculs numériques par PLAXIS de l'exécution du barrage donnent un coefficient sécurité  $F_s=2,008$ (voir figure IV-4).



**Figure IV-4** stabilité du barrage sous l'effet du poids propres (barrage vide).

**IV-6-2-Cas statique (barrage rempli) :**

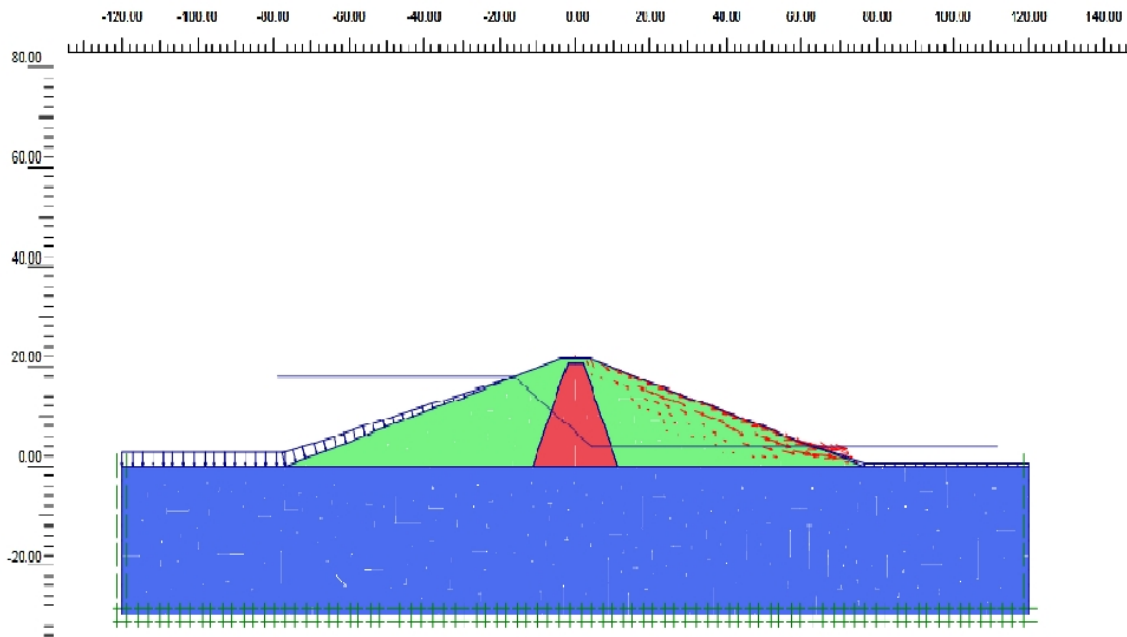
Le coefficient de sécurité minimal  $F_s=1,784$ (voir figure IV-5).



**Figure IV-5-stabilité du barrage sous l'effet du poids propres (barrage rempli)**

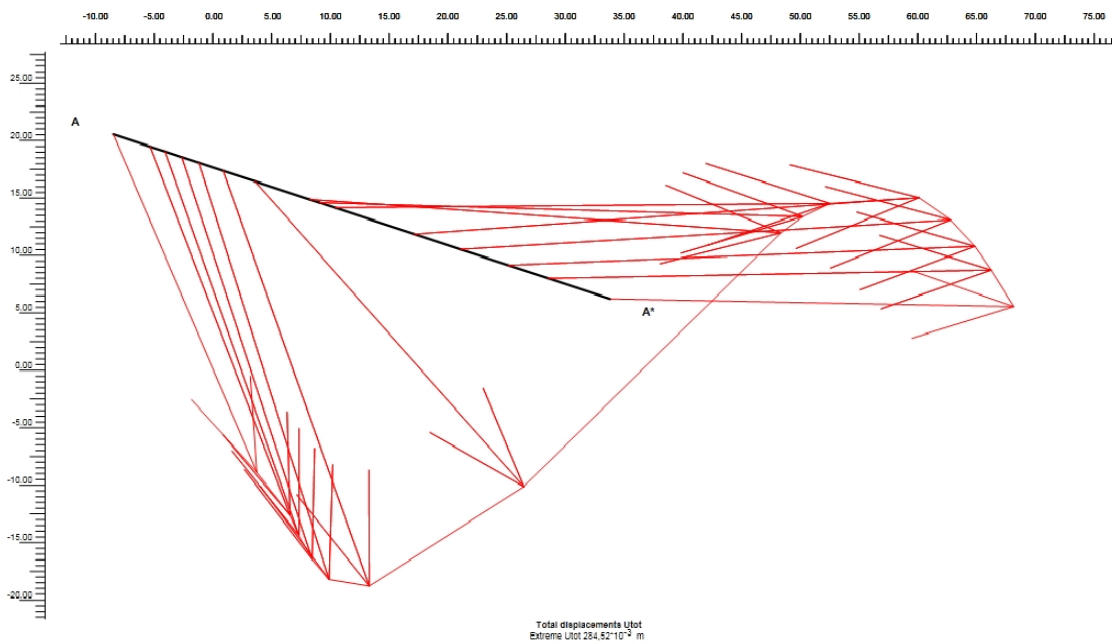
**IV-6-3-Les déplacements :**

Les déplacements totaux représentent les déplacements cumulés absolus  $|u|$ , calculés à partir des composantes horizontales (x) et verticales (y) des déplacements à chaque nœud(voir figure IV-6).



**Figure IV-6-Déplacements totaux max.**

Une coupe au niveau de n'importe quel point au niveau de l'ouvrage indique le sens et l'intensité de ce déplacement en ce point (figure IV-7).

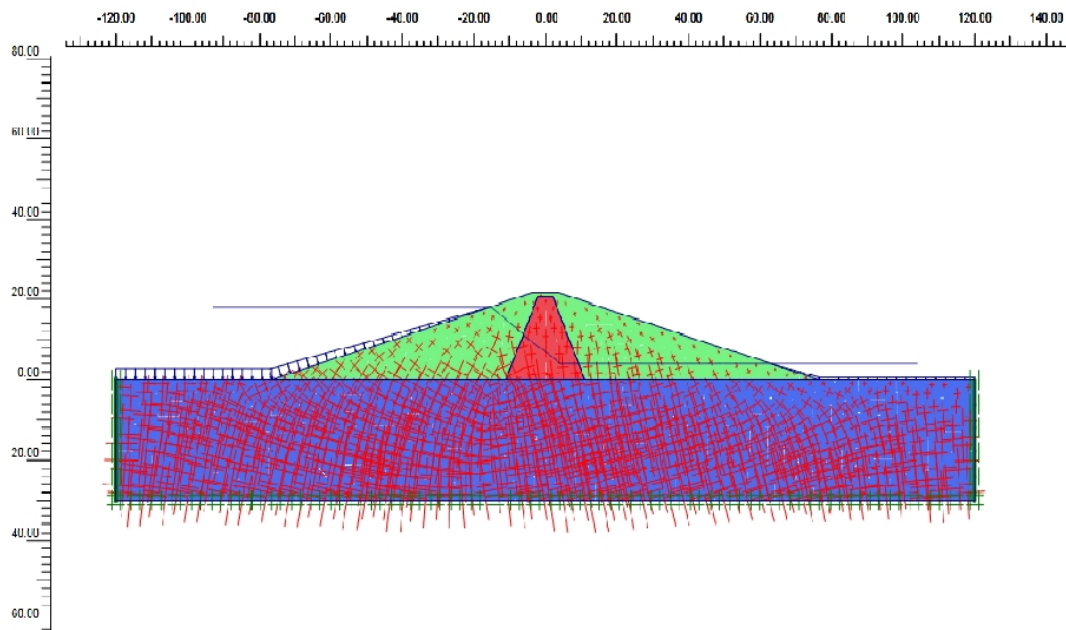


**Figure IV-7-une coupe transversale montre les déplacements totaux max.**

**IV-6-4-Les contraintes totales :**

Les contraintes totales (Total stresses) sont les contraintes totales  $S$  (contrainte effective + pression interstitielle) dans la géométrie à la fin du pas de calcul en cours; elles sont affichées sur un dessin de la géométrie.

Les contraintes principales totales sont représentées par des croix au niveau des points de contrainte des éléments (voir figure IV-8).

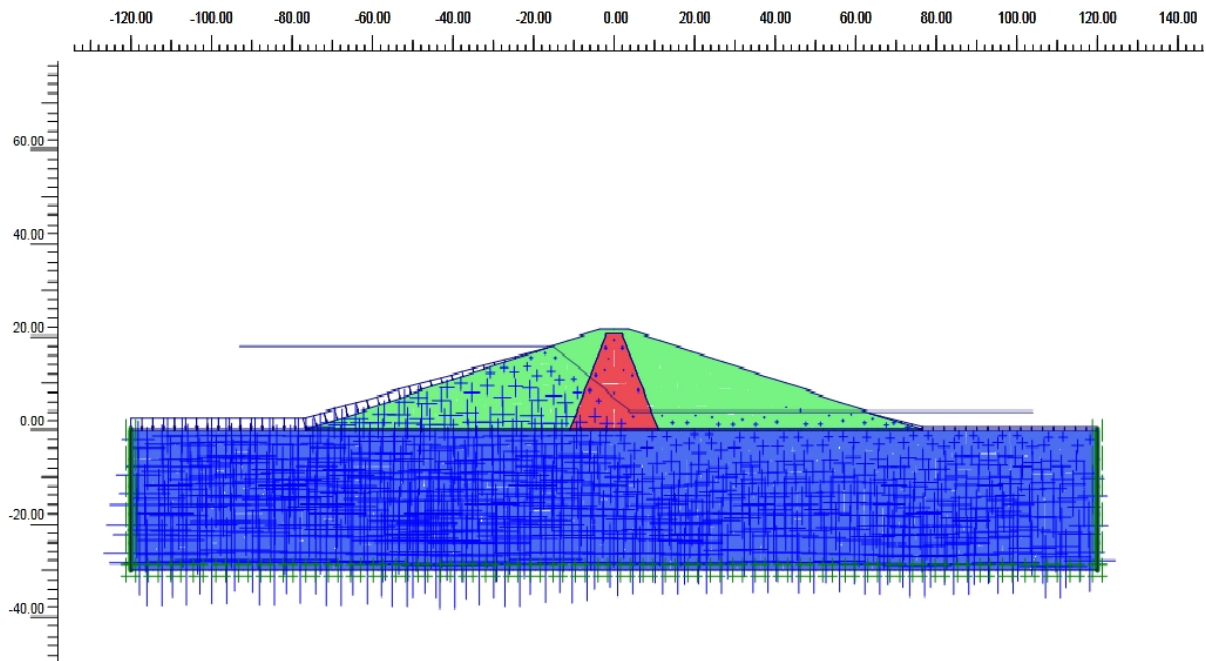


**Figure IV-8-Contraintes totales.**

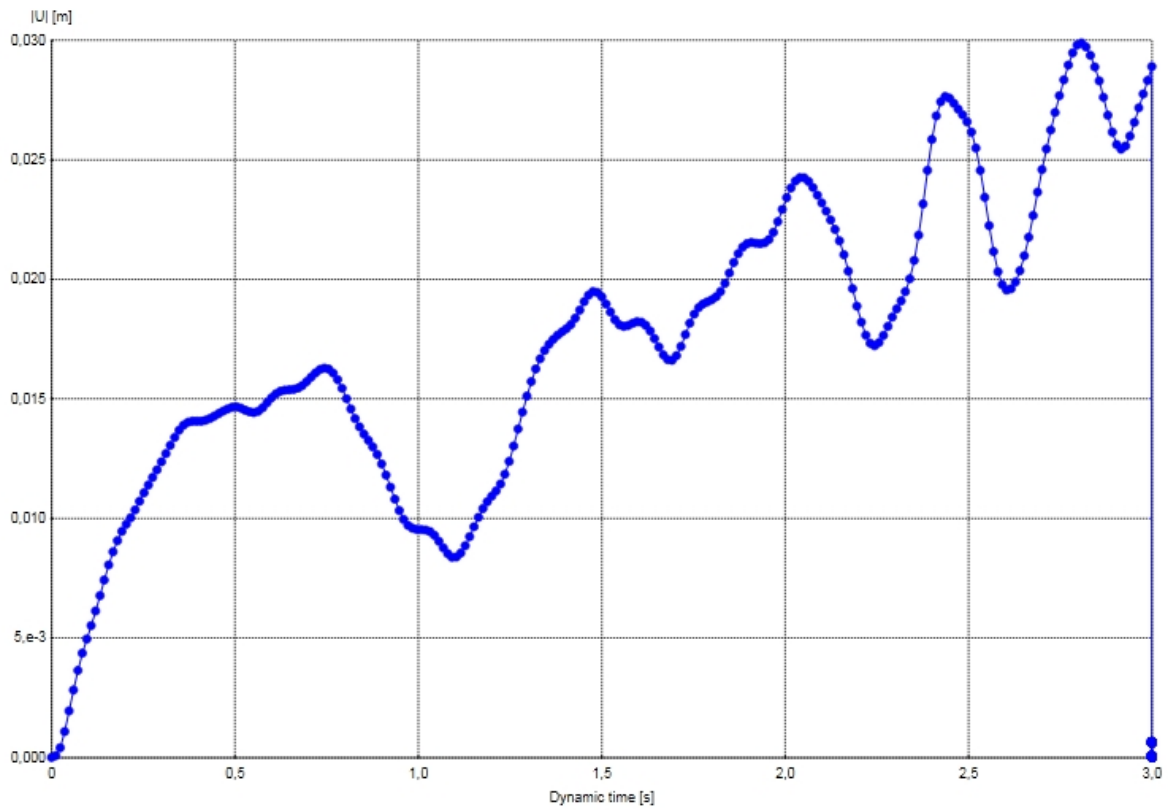
**IV-6-5-Les pressions interstitielles :**

Les pressions interstitielles actives (Active pore pressures) sont les pressions interstitielles totales  $p_w$  (c'est-à-dire pressions interstitielles permanentes + surpressions interstitielles).

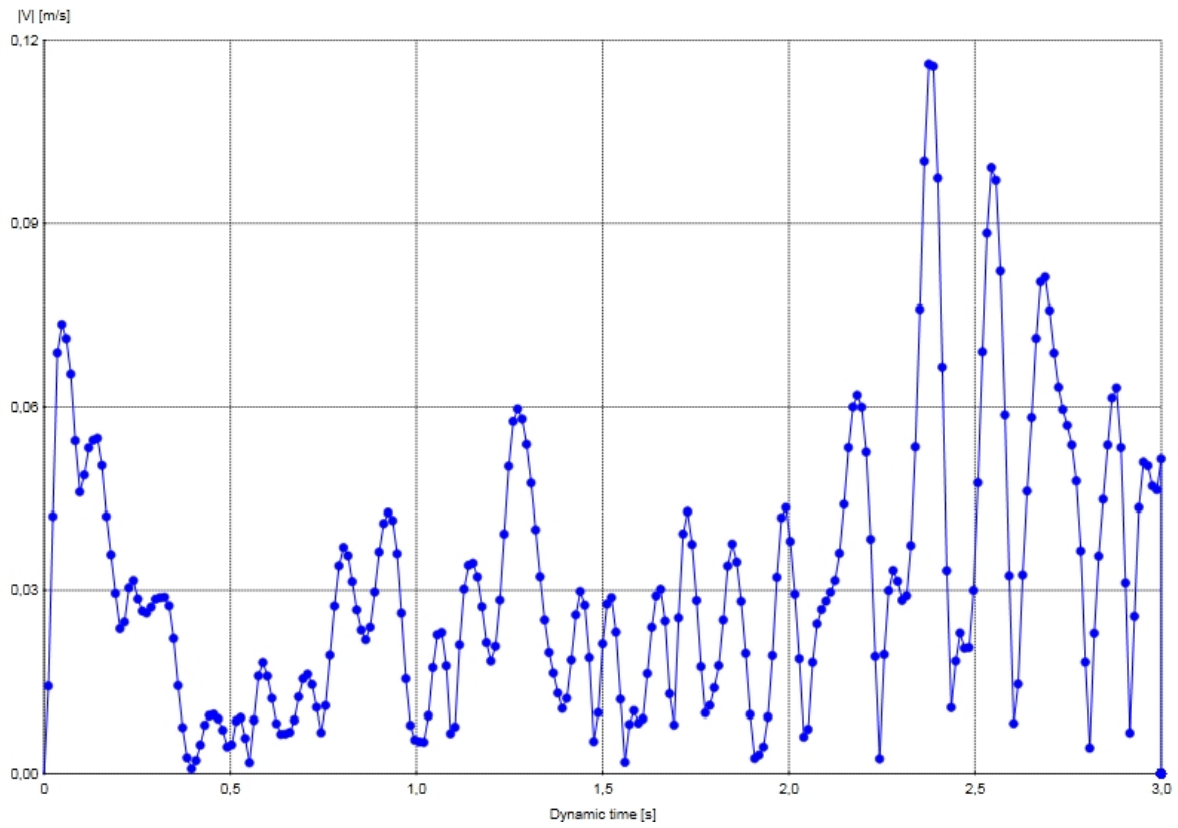
Par défaut, les pressions interstitielles actives sont représentées comme des contraintes principales. Bien qu'elles soient isotropes et qu'elles n'aient pas de direction principale. La longueur de chaque ligne correspond à l'amplitude des pressions interstitielles actives et les directions coïncident avec les axes  $x$  et  $y$ . Les pressions interstitielles actives en traction sont indiquées par une flèche plutôt qu'une ligne. Les pressions sont considérées comme négatives (voir figure IV-9).



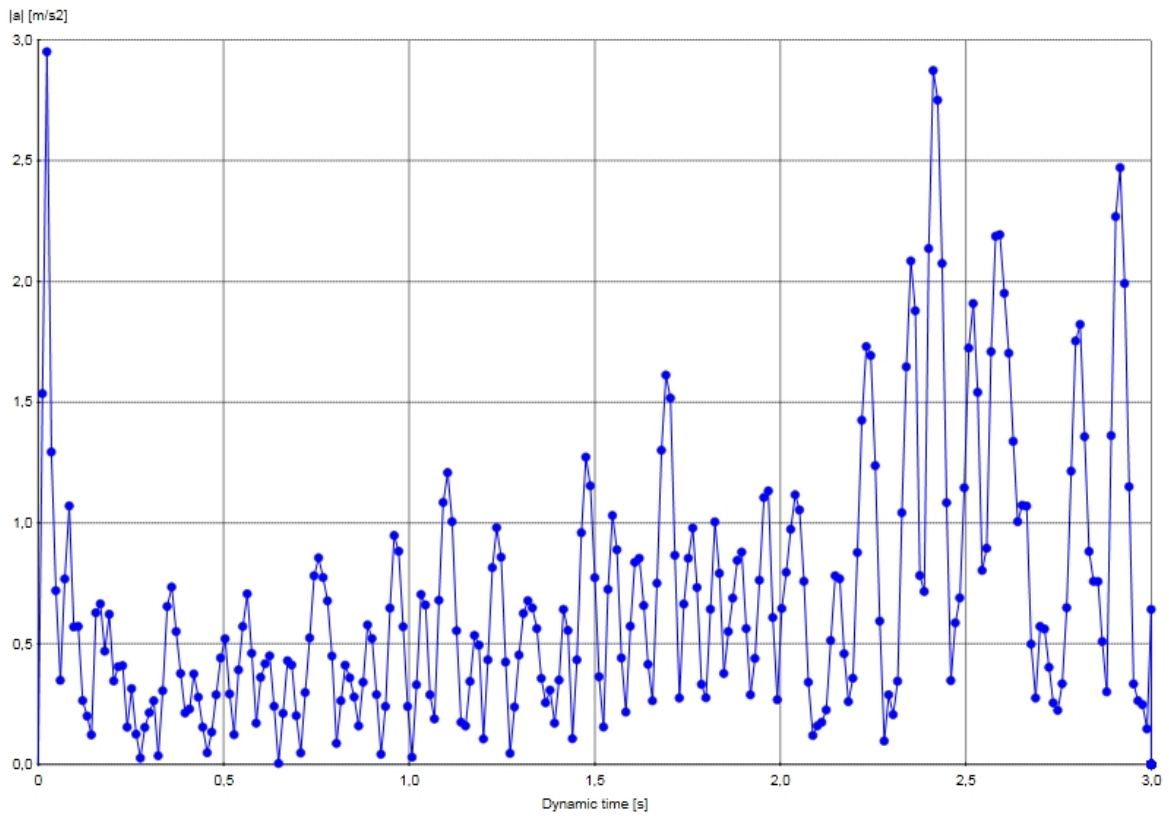
**Figure IV-9-**Pressions interstitielles.

**IV-7-Résultats :**

**Figure IV-10**-Courbe représentative des déplacements en fonction de temps.



**Figure IV-11-** Courbe représentative des vitesses en fonction de temps.



**Figure IV-12-** Courbe représentative des accélérations en fonction de temps.



**IV-8-Interprétation :**

Les représentations graphiques montrent que :

L'augmentation des valeurs des charges sismiques ; cela s'explique que le déplacement vertical est plus important que le déplacement horizontal ce qui se traduit par un tassement de la digue (figure IV-10), cela s'explique par le fait que les vitesses facilitent le phénomène d'érosion interne de la fondation (figure IV-11) ; et l'existence d'un débit de fuite se traduit par la dissipation de la pression interstitielle à travers la fondation de la digue.

L'analyse élastoplastique prouve que le chargement sismique induit des déformations plastiques dans une grande partie du parement, par contre dans le noyau sont faibles. La variation du déplacement montre une augmentation sensible aux extrémités, ceci indique un risque d'instabilité. La comparaison entre les réponses élastiques et élastoplastique prouve que la déformation plastique mène à une diminution de la vitesse dans le barrage.

**Conclusion**

**Générale**

## Conclusion Générale

Le présent travail se rapportant à l'analyse du comportement d'un barrage en terre sous charges sismiques a pour finalité la modélisation du comportement dynamique non linéaire du barrage Kheng Meloussa sous sollicitations sismiques.

Une étude assez exhaustive sur le phénomène sismique, sa complexité et les conséquences destructrices pouvant être entraînées par celui-ci sur les barrages notamment en terre a été produite en préambule. S'agissant bien évidemment du barrage en terre de Kheng Meloussa qui a fait l'objet de cette étude on a estimé qu'un calcul par éléments finis est suffisant. Les sollicitations sismiques sont supposées parallèles aux axes principaux de l'ouvrage en question. Les calculs ont été réalisés en discrétisant la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par plusieurs nœuds (six au total). Les déplacements et rotations sont introduits comme inconnus aux différents nœuds. Leurs calculs sont effectués à l'aide des conditions d'équilibre et des lois de comportement cinématique des matériaux en chaque nœud compte tenu du critère de Mohr-coulomb. Les techniques de l'analyse de la stabilité sismique des barrages y sont décrites, telle que celle inscrite dans les travaux de Newmark. Cette Méthode faut-il le rappeler est une méthode fiable et rigoureuse puisqu'elle intègre tous les éléments qui contrôlent la stabilité d'un barrage.

Enfin, Après traitement des méthodes de calcul, un logiciel dénommé PLAXIS a été utilisé pour l'évaluation des contraintes statiques et dynamiques ainsi que l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité du barrage de Kheng Meloussa. Des résultats très concluants ont été obtenus pouvant servir comme base de données pour d'éventuels travaux d'investigation dans le domaine de l'analyse des comportements dynamiques des barrages en terre.

# Références

# Bibliographiques

**Al Hussein Mohammad**, 2001 ,Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques, L'Université d'Alep-Syrie.

**J.P.Gourc(1980)**. Cours de stabilité des pentes.

**S.Prakash(1977)** Seismic response of soil deposits, embankments, Dams and structures.

Rapport à l'Académie des sciences sur la définition et la prise en compte des risques sismiques.

**D.I.DidierHelle (1983)** Risque sismique et stabilité des pentes. Application aux barrages.

**Samira LADJAL(2004)** MODELISATION DES NON-LINEARITES DE COMPORTEMENT DES SOLS FINS SOUS SOLLECITATIONS HOMOGENES APPLICATION A LA SIMULATION DES RESULTATS D'ESSAIS TRIAXIAUX CLASSIQUES.

**Mr: KEDDOURI Ahmed(2011)** ETUDE DES PATHOLOGIES DE LA DIGUE DE OUED KREIRECH WILAYA DE DJELFA.

**AzzeddineChehat, ZamilaHarichane**ETUDE DU COMPORTEMENT NON LINEAIRE D'UN BARRAGE EN ENROCHEMENT SOUS SOLLECITATIONS SISMIQUES.

**Newmark, N.M. (1965)**. Effects of earthquakes on dams and embankments.5th Rankine lecture, Geotechnique, vol.15, No.2, 139-160.

**Michel DYSLI (1997)**.Modélisation en contraintes-déformation, école polytechnique fédérale de Lausanne.

**Mohammed Kadri (2005)**. Effet de la non linéarité géométrique sur le comportement des barrages. Algerian Journal of Technology.

**Mohammed Kadri (2009)**. Modélisation du comportement sismique d'un barrage en terre en tenant compte de l'interaction avec le sol et le réservoir. 27èmes rencontres de génie civil, 3-5 juin, Saint Malo – France.

**Siyahi, Bilge et Arslan, Haydar, (2007)**, Nonlinear Dynamic Finite Element Simulation of Alibey Earth Dam, Environ Geol, pp. 77-85.

**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.

**DUNCAN J.M., CHANG C.Y. (1970)**. Non linear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E, Vol 96, N° SM5, pp. 1629-1653.

**CHAMBON R. (1985)**. Introduction des lois de comportement non linéaires dans les programmes d'éléments finis. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, série sol et fondations. N° 432. pp. 63-72.

**Youcef parish** analyse numérique de comportement sismique des barrages en terre.

Extrait du Bulletin du service technique de l'énergie et des grands barrages n°13 « les barrages et le risque sismique ».