

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

**DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

### **THEME DU PROJET**

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA STABILITE DES BARRAGES EN TERRE :  
MODELISATION NUMERIQUE PAR PLAXIS ET APPLICATION  
AU PETIT BARRAGE OUED EL ABED (W. SETIF)**

**PRESENTÉ PAR :**  
**LAMOURI ADEL**

**Devant les membres du jury**

<b>Noms et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> M. HASSANE	M.C.B	Président
M <sup>me</sup> A. ADDOU	M.A.A	Examinateuse
M <sup>me</sup> N. SAIL	M.A.A	Examinateuse
M <sup>r</sup> I. ZAIBAK	M.A.B	Examinateur
M <sup>r</sup> D. AMAR BOUZID	M.C.A	Promoteur

## **Dédicaces**

*« Je dédie ce modeste travail :  
À toute la famille, mon père, ma mère,  
mes frères et sœur, à tous les amis et  
proches et à tous personne ayant contribué à ce travail  
de près ou de loin. »*

## ***Remerciements***

*Je remercie en premier Dieu pour tout.*

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés*

*Leur vie pour notre bien*

*En fin, mes sincères reconnaissances et gratiitudes à*

*Tous mes enseignants, et mon encadreur Pour ses nombreux*

*conseils, et ses disponibilités.*

*Je remercie également le président et les membres de*

*Jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.*

*Je remercie mon ami Lotfi belfrak.*

## ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو حساب معامل الأمان (تحديد حالة توازن سد) وهذا بواسطة البرنامج الرقمي PLAXIS.

التحليل الرقمي أدى أيضاً إلى تحليل عوامل النموذج المختار (الخصائص الجيوتكنيكية، وتقلبات مستوى الماء)، وهذا لمعرفة مدى حساسية عامل الأمان فيما يتعلق بهذه العوامل.

الحسابات تركزت على طريقة العناصر المنتهية باستعمال نموذج موهر كولومب.

وقد قمنا بدراسة تحليل الاستقرار على مستوى سد واد العابد (ولاية سطيف) كما أثنا تحققنا من ثباته.

## **كلمات المفاتيح**

سد- موهر كولومب- PLAXIS - معامل الأمان- توازن.

## Résumé

Le but de cette étude est de calculer le facteur de sécurité (détermination de l'équilibre d'un barrage) par un programme numérique PLAXIS.

L'analyse numérique a également conduit à la conception d'un modèle (propriétés géotechniques et les fluctuations du niveau de l'eau). Il s'agit d'évaluer la sensibilité du facteur de sécurité par rapport à ces paramètres.

Les calculs du facteur de sécurité sont basés sur la méthode des éléments finis en servant du modèle de Mohr Coulomb.

Nous avons étudié l'analyse de la stabilité au niveau du barrage l'Oued El Abed (W.Setif) et vérifier que le barrage est stable.

## **Mots clefs**

Barrage, Mohr Coulomb, PLAXIS, coefficient de sécurité, stabilité.

## Abstract

The purpose of this study is to determine the safety factor (determination of the state of the equilibrium of a dam) by the computer code PLAXIS. The numerical analysis also led to a model design (geotechnical properties, and fluctuations in the water level). This has been carried out to evaluate the sensitivity of the safety factor with respect to these parameters. The calculations are based on the finite element method using Mohr Coulomb. We investigated the stability analysis of the dam at Wadi El Abed (W.Setif), and verified that the dam is stable.

## **Keys words**

Dam, Mohr Coulomb, PLAXIS, safety factor, stability.

<i>Introduction générale</i> .....	1
------------------------------------	---

## **CHAPITRE I : BARRAGE, FONCTIONNALITES, TYPES ET METHODES DE DIMENSIONNEMENT**

I .1	Les barrages dans leur environnement.....	3
I.1.1	Diverses Fonctions d'un barrage.....	3
I .2	<i>Conditions du site</i> .....	6
I.2.1	<i>Conditions hydrologiques</i> .....	6
I.2.2	<i>Conditions topographiques</i> .....	6
I.2.3	Conditions géologiques et géotechniques.....	7
I.2.4	Conditions sismologiques.....	8
I .3	Type de barrage.....	8
I .4	Barrages en terre.....	9
I .5	Stabilité et dimensionnement.....	15
I .6	Drainage interne du remblai .....	17
I .7	Lutte contre l'érosion interne : les filtres.....	18
I .8	Traitements des fondations.....	20
I .9	Méthodes de construction.....	21
I .10	Autres types de barrages en remblai.....	21
I.10.1	Remblais d'enrochement à noyau interne.....	21
I.10.2	Étanchéités internes artificielles.....	22
I.10.3	Barrages à masque amont.....	23
	Conclusion.....	25

## **CHAPITRE II : PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS**

	Introduction .....	26
II.1	Le code éléments finis PLAXIS.....	26
II.2	Options par défaut et solutions approchées .....	27
II.3	Les sous-programmes de PLAXIS .....	29
II.4	La démarche de modélisation avec PLAXIS .....	32
II.5	Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS.....	35
II.5.1	Introduction.....	35
II.5.2	Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles .....	37

## SOMMAIRE

II.5.3	Comportement élastoplastique .....	37
II.5.4	<i>Modèle élastique linéaire</i> .....	38
II.5.5	Modèle de Mohr-Coulomb .....	40
II.5.6	Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model).....	45
II.5.7	Modèle pour sols mous (Soft Soil Model S.S.M).....	46
II.5.8	Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model, SSCM).....	48
II.5.9	Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model).....	49
	Conclusion .....	49

## CHAPITRE III : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

III .1	Situation géographique de la wilaya .....	50
III.2	Situation géographique .....	51
III.3	Géologie de la région .....	53
III .3.1	Hydrogéologie de la zone d'emprise.....	54
III.3.2	Sismicité.....	55
III.4	Résultats géotechniques de terrain, laboratoire et leur Interprétation.....	56
III.4.1	Terrains d'assise et de fondation de la digue .....	57
III.4.2	Matériaux de construction de la digue .....	57
III.5	Caractéristiques géotechniques des sols utilisées dans le calcul numérique.....	59
III.6	Caractéristiques générales du barrage.....	59
	Conclusion.....	59

## CHAPITRE IV : APPLICATION DE PLAXIS A L'ANALYSE DE LA STABILITE BARRAGES EN TERRE

	<i>Introduction</i> .....	60
IV.1	Modélisation du problème .....	61
IV.1.1	Approche numérique du mouvement sismique .....	62
IV.1.2	Forces dues au séisme.....	63
IV.1.3	Intégration numérique .....	64
IV.2	CALCUL DE COEFFICIENT DE SECURITE .....	64
IV.3	Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité.....	65
IV.4	Modélisation de Barrage.....	66
IV.4.1	Phases des calculs .....	67
IV.5	Résultats et interprétations .....	68
IV.5.1	Analyse des contraintes .....	68

## SOMMAIRE

IV.5.2	Maillage et conditions aux limites.....	68
IV.5.3	Stabilité du barrage en phase finale de son exécution (barrage vide).....	69
IV.5.4	Stabilité du barrage sous les charges hydrostatique et sous l'effet du poids propre des matériaux constituants la structure du barrage (Barrage plein d'eau).....	75
IV.5.5	Analyse du comportement dynamique du barrage sous sollicitation sismique.....	80
IV.5.5.3	Résultats des calculs sous l'effet de la sollicitation sismique.....	81
	Conclusion.....	85
	Conclusion générale.....	86
	Références bibliographiques	

**CHAPITRE I: BARRAGE, FONCTIONNALITES, TYPES ET METHODES DE  
DIMENSIONNEMENT**

<b>Figure I.1</b>	<i>Évolution de la population mondiale</i> .....	06
<b>Figure I.2</b>	<i>Évolution du parc mondial de barrages (plus de 15 m)</i> .....	06
<b>Figure I.3</b>	<i>Principe d'exploitation et dimensions d'une retenue</i> .....	06
<b>Figure I.4</b>	<i>Géométrie simplifiée d'un site de barrage</i> .....	08
<b>Figure I.5</b>	<i>Barrage en terre de Hamman Debagh (Algérie)</i> .....	11
<b>Figure I.6</b>	<i>Granulométrie des matériaux de construction d'un barrage en remblai</i>	13
<b>Figure I.7</b>	<i>Caractéristiques de compactage d'un matériau de remblai</i> .....	13
<b>Figure I.8</b>	<i>Épure de stabilité d'un remblai</i> .....	17
<b>Figure I.9</b>	Pressions interstitielles dans un remblai (calcul par éléments finis)...	19
<b>Figure I.10</b>	Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France).....	23
<b>Figure I.11</b>	Barrage à noyau bitumineux de Storglomvatn (Norvège).....	24
<b>Figure I.12</b>	Barrage à masque en éton de Khao Laem (Thaïlande).....	25
<b>Figure I.13</b>	Barrage à masque bituminex du Verney (France).....	25

**CHAPITRE II : PRESENTATION DU LOGICIEL DE PLAXIS**

<b>Figure II.1</b>	Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) .....	29
<b>Figure II.2</b>	Fenêtre principale du programme de calcul. ....	30
<b>Figure II.3</b>	Fenêtre de calcul.....	31
<b>Figure II.4</b>	Barre d'outils de la fenêtre principale du programme <i>Output</i> .....	31
<b>Figure II.5</b>	Barre d'outils de la fenêtre principale du programme <i>Curves</i> .....	32
<b>Figure II.6</b>	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.....	37
<b>Figure II.7</b>	Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	38
<b>Figure II.8</b>	Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage...	38
<b>Figure II.9</b>	Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	39
<b>Figure II.10</b>	Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.....	39
<b>Figure II.11</b>	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	40
<b>Figure II.12</b>	Pyramide de Mohr-Coulomb.....	41
<b>Figure II.13</b>	Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	42
<b>Figure II.14</b>	Définition du module à 50 % de la rupture.....	42
<b>Figure II.15</b>	Angle de dilatance.....	44
<b>Figure II.16</b>	Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.....	44
<b>Figure II.17</b>	Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.....	45

<b>Figure II.18</b>	Courbe contrainte-déformation volumique et surface de charge du modèle SSM.....	47
<b>Figure II.19</b>	La consolidation et le comportement du fluage dans un essai oedométrique standard.....	48
<b>CHAPITRE III: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE</b>		
<b>Figure III.1</b>	PLAN D'ORIENTATION (Echelle 1/50 000).....	50
<b>Figure III.2</b>	PLAN DE SITUATION (Echelle 1/50000).....	51
<b>Figure III.3</b>	SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA WILAYA (Echelle 1/50000)	52
<b>Figure III.4</b>	Extrait de carte géologique de Djemila N°71-Echelle 1/50.000.....	53
<b>Figure III.5</b>	Carte de zonage sismique (RPA99-Version 2003) .....	54
<b>CHAPITRE IV : APPLICATION DE PLAXIS A L'ANALYSE DE LA STABILITE BARRAGES EN TERRE</b>		
<b>Figure IV.1</b>	Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément de sol	66
<b>Figure IV.2</b>	Maillage et conditions aux limites pour l'analyse statique.....	68
<b>Figure IV.3</b>	Le déplacement maximal de la 1 <sup>ère</sup> couche .....	69
<b>Figure IV.4</b>	Coefficient de sécurité minimal de la 1 <sup>ère</sup> couche.....	69
<b>Figure IV.5</b>	Le déplacement maximal de la 2 <sup>ème</sup> couche .....	70
<b>Figure IV.6</b>	Coefficient de sécurité minimal de la 2 <sup>ème</sup> couche .....	70
<b>Figure IV.7</b>	Le déplacement maximal de la 3 <sup>ème</sup> couche.....	71
<b>Figure IV.8</b>	Coefficient de sécurité minimal de la 3 <sup>ème</sup> couche.....	71
<b>Figure IV.9</b>	Le déplacement maximal de la 4 <sup>ème</sup> couche.....	72
<b>Figure IV.10</b>	Coefficient de sécurité minimal de la 4 <sup>ème</sup> couche .....	72
<b>Figure IV.11</b>	Le déplacement maximal de la 5 <sup>ème</sup> couche.....	73
<b>Figure IV.12</b>	Coefficient de sécurité minimal de la 5 <sup>ème</sup> couche .....	73
<b>Figure IV.13</b>	Pressions interstitielles actives fin de construction.....	74
<b>Figure IV.14</b>	Contraintes effectives: fin de construction.....	74
<b>Figure IV.15</b>	Le déplacement maximal du remplissage environs à 25% d'eau .....	75
<b>Figure IV.16</b>	Début d'infiltration du remplissage environs à 25% d'eau.....	75
<b>Figure IV.17</b>	Coefficient de sécurité minimal du remplissage environs à 25% d'eau..	76
<b>Figure IV.18</b>	Le déplacement maximal du Barrage plein d'eau.....	76
<b>Figure IV.19</b>	Débit d'infiltration du Barrage plein d'eau.....	77
<b>Figure IV.20</b>	Coefficient de sécurité minimal du Barrage plein d'eau.....	77
<b>Figure IV.21</b>	Le déplacement maximal du remplissage au niveau plus hautes eaux...	78
<b>Figure IV.22</b>	Débit d'infiltration du barrage au niveau plus hautes eaux.....	79

## Liste des figures

<b>Figure IV.23</b>	Coefficient de sécurité du barrage au niveau plus hautes eaux.....	79
<b>Figure IV.24</b>	Accélérogramme type utilisé dans les calculs.....	80
<b>Figure IV.25</b>	Déplacements totaux de couplage séisme avec niveau plus hautes eaux.....	81
<b>Figure IV.26</b>	Diagramme des déplacements selon la section verticale.....	82
<b>Figure IV.27</b>	Diagramme des déplacements selon la section horizontale.....	82
<b>Figure IV.28</b>	Contraintes effectives de couplage séisme avec niveau plus hautes eaux.	83
<b>Figure IV.29</b>	Contraintes de cisaillement de couplage séisme avec niveau plus hautes eaux.....	83
<b>Figure IV.30</b>	Coefficient de sécurité de couplage séisme avec niveau plus hautes eaux	84

**CHAPITRE III : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

<b>Tableau III .1</b>	Coefficients d'accélération du séisme.....	55
<b>Tableau III .2</b>	Les caractéristiques géotechniques des sols.....	58

**CHAPITRE IV : APPLICATION DE PLAXIS A L'ANALYSE DE LA  
STABILITE BARRAGES EN TERRE**

<b>Tableau IV .1</b>	les valeurs de $FS$ en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.....	65
----------------------	---	----

## LISTE DES PLANCHES

**Planche N°01 :** VUE EN PLAN DE L'AMENAGEMENT.

**Planche N°02 :** COUPE ET DETAIL DE LA DIGUE.

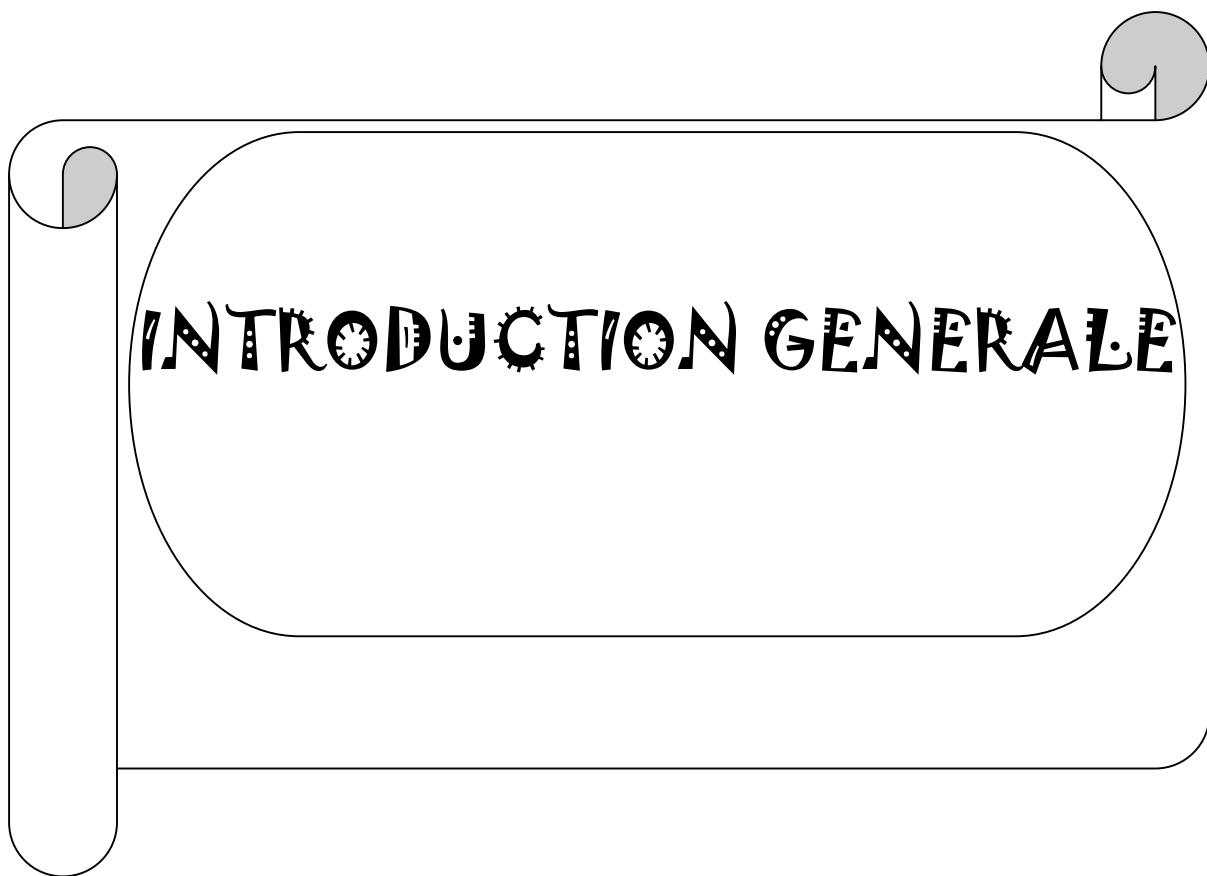
**Planche N°03 :** PROFIL EN LONG DE LA DIGUE.

## LISTE DES ABBREVIATIONS

**H.S.M :** Hardening Soil Model (Modèle de sol avec écrouissage).

**S.S.M :** Soft Soil Model (Modèle pour sols mous).

**SSCM :** Soft Soil creep model (Modèle pour les sols mous avec fluage).



# INTRODUCTION GENERALE

## INTRODUCTION GENERALE

Le Barrage a comme but principal l'accumulation des eaux. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins. Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues.

Ces ouvrages d'accumulation des eaux sont des constructions spécifiques qui en cas de rupture peuvent causer des catastrophes immenses. En effet, une rupture peut entraîner des pertes en vies humaines et des dégâts matériels considérables. Cela justifie évidemment les mesures particulières et les fortes exigences imposées lors de la réalisation et l'exploitation.

Les barrages en terre peuvent être affectés par un ensemble de désordres, perte d'étanchéité, glissement, érosion qui influent sur leurs performances.

Pour garantir un niveau élevé de sécurité et pour minimiser les risques éventuels d'endommagement, il faut être en mesure de détecter toute défaillance dans le comportement de ces ouvrages ainsi que celui de leurs fondations.

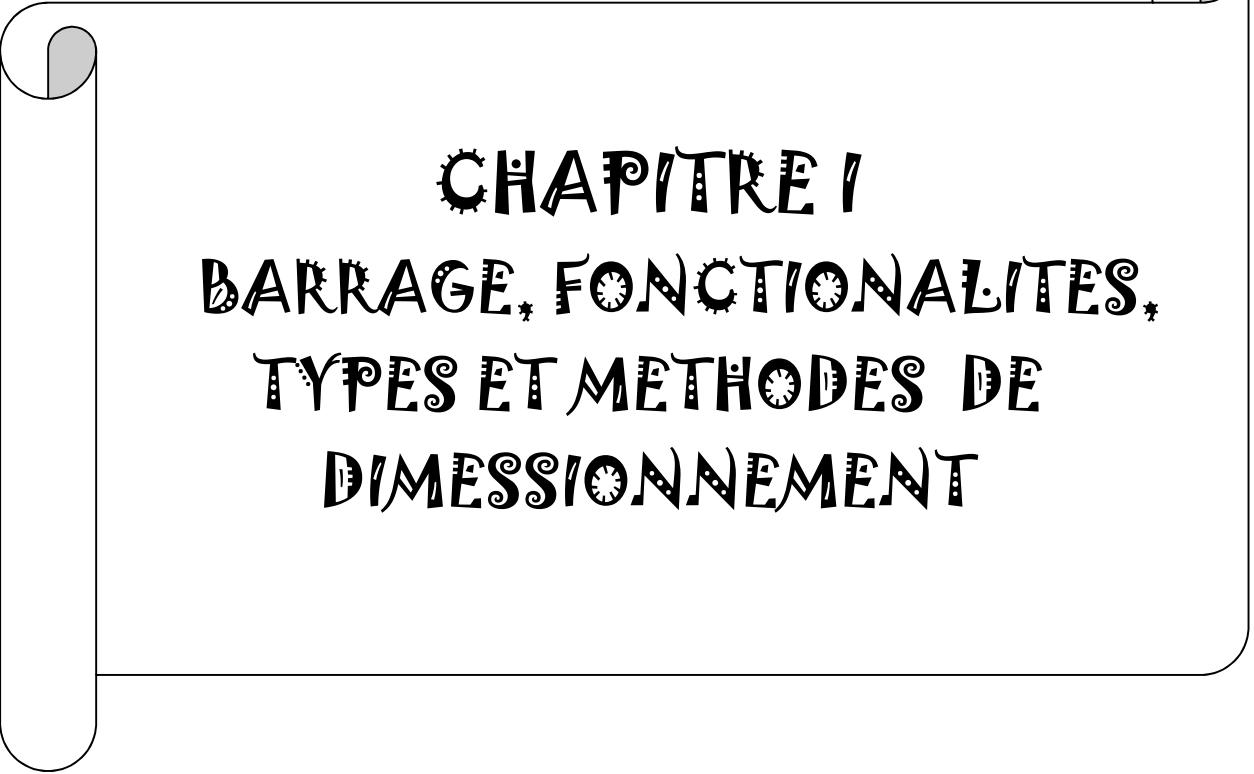
Ce thème de projet de fin d'études se consacre essentiellement à l'analyse et l'étude des barrages en terres homogènes. L'analyse de stabilité de ce type de structures est l'objectif visé par ce projet. En effet le logiciel PLAXIS qui se base sur la méthode des éléments finis sera utilisé pour effectuer le dimensionnement et la vérification de tous les paramètres régissant le comportement des barrages en terres. Pour concrétiser ce travail l'application se fait sur le Barrage de l'Oued El Abed dans la wilaya de Sétif.

Nous avons adopté le critère de Mohr-Coulomb. Ce critère est le plus utilisé pour étudier la rupture. Les paramètres nécessaires sont l'angle de frottement «  $\phi$  » interne et la cohésion «  $c$  ». Il est également possible de fournir la résistance à la traction et à la compression.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité des barrages en terre. Il se fixe pour objectif de rendre compte des développements récents en l'état de l'art, puis de utiliser des outils numériques adéquats pour l'analyse de la stabilité des talus.

Le mémoire est divisé en quatre chapitres :

- le premier chapitre barrages, fonctionnalités, types et méthodes de dimensionnement.
- le deuxième chapitre présentation du logiciel PLAXIS.
- le troisième chapitre présentation de la zone d'étude : caractéristiques géotechniques du site et propriétés du barrage.
- Le quatrième chapitre Application de PLAXIS à l'analyse de la stabilité barrages en terre et étude dynamique de la stabilité du barrage en terre de L'OUED EL ABED soumis à des charges forcées.



# CHAPITRE I

## BARRAGE, FONCTIONALITES, TYPES ET METHODES DE DIMENSIONNEMENT

## CHAPITRE I:

### BARRAGE, FONCTIONALITES, TYPES ET METHODES DE DIMENSSIONNEMENT

#### I .1 Les barrages dans leur environnement

##### I .1.1 Diverses Fonctions d'un barrage

Il existe dans le monde plus de 36 000 barrages dont la hauteur dépasse 15 m (figure I .1); la plupart ont été construits depuis 1950. Ce rapide accroissement du parc (200 par an à l'heure actuelle) correspond à l'évolution de la population mondiale dans les pays en développement (figure I .2), et à la nécessité toujours plus pressante de gérer de manière rationnelle les ressources en eau.

Un barrage relève localement, de manière permanente ou temporaire, le niveau d'un cours d'eau et constitue, en association avec les rives naturelles, une réserve. C'est l'un ou l'autre de ces aspects qui prédomine, selon l'objectif recherché.

**Les objectifs d'un aménagement comportant un barrage sont très variés :**

— **irrigation** : 270 millions d'hectares sont irrigués dans le monde ; cela représente le cinquième des terres cultivées, et ce cinquième fournit le tiers de toute la nourriture disponible, ce qui représente les trois quarts de la consommation mondiale d'eau ; l'agriculture est donc de loin le premier consommateur de l'eau des réservoirs ;

— **génération d'électricité** : l'énergie hydroélectrique, avec une production annuelle de 2 100 TWh, représente actuellement 20 % de la production électrique totale, et 7 % environ de toute l'énergie consommée dans le monde ; ces valeurs varient considérablement d'un pays à l'autre ; les plus grosses proportions existent en Norvège (99,6 %), Brésil (90 %), Autriche (79 %) et Canada (66 %). Dans le tiers monde, c'est souvent la seule ressource d'énergie disponible localement. En Europe, l'hydroélectricité a joué un rôle prépondérant dans le développement industriel du XIXe siècle, mais devient de moins en moins importante, les ressources naturelles ne pouvant suivre l'accroissement de la demande ;

— **contrôle des crues** : cela a été de tout temps une forte motivation pour l'édification de barrages, et souvent même l'objectif principal. Une protection permanente efficace de vastes contrées contre les crues a ainsi pu être obtenue, comme dans la vallée du Colorado aux États-Unis grâce au barrage Hoover, ou par les ouvrages plus récents qui protègent les vallées des grandes rivières chinoises ; plus près de nous, le bassin parisien bénéficie d'une protection assurée par les réservoirs Seine, Marne et Aube. Le plus souvent, la protection contre les crues est un effet bénéfique secondaire des ouvrages construits dans un autre but.

Globalement, les autres objectifs des barrages sont mineurs en regard des trois buts principaux ; ils sont néanmoins d'importance dans l'aménagement des pays développés ou non ; il faut citer :

- **l'alimentation en eau potable ou industrielle.**
- **la régularisation en vue de la navigation.**
- **les développements touristiques et de loisirs.**
- **la recharge et l'assainissement des nappes phréatiques.**

Dans la plupart des cas, c'est le volume du réservoir créé qui est le paramètre significatif des bénéfices apportés par le barrage :

- volume utile rapporté au volume des crues, pour la protection contre les crues ;
- volume utile rapporté aux variations saisonnières ou inter- annuelles du débit naturel de la rivière, pour les besoins agricoles, urbains ou industriels.

Pour les aménagements à buts multiples, on est parfois amené à attribuer à chacun des objectifs une fraction bien définie du volume utile disponible ; cela se traduit en pratique par des règles d'exploitation.

La différence entre le volume total du réservoir et le volume utile est constituée par le culot, fraction du réservoir située au-dessous des organes de vidange; sur les cours d'eau sur lesquels existe un fort transport solide (torrents de montagne, bassins versants déboisés à érosion active), le culot est plus ou moins rapidement comblé par les sédiments. Ce facteur est parfois déterminant dans le dimensionnement d'un barrage (figure I .3).

Dans le cas de la production d'électricité, la hauteur de la chute (éventuellement augmentée par des moyens divers : galeries d'amenée et conduites forcées) joue au moins autant que le volume retenu, puisqu'en première approximation l'énergie produite est égale à :

$$W = 8 QH$$

Avec :

W (kW) : puissance produite,

Q (m<sup>3</sup>/s) : débit turbiné,

H(m) : hauteur de chute nette.

On notera le cas particulier des usinés marémotrices : la hauteur de chute est constituée par les variations relatives et déphasées du niveau d'un estuaire par rapport à la mer.

### Barrages dont la hauteur dépasse 15 m :

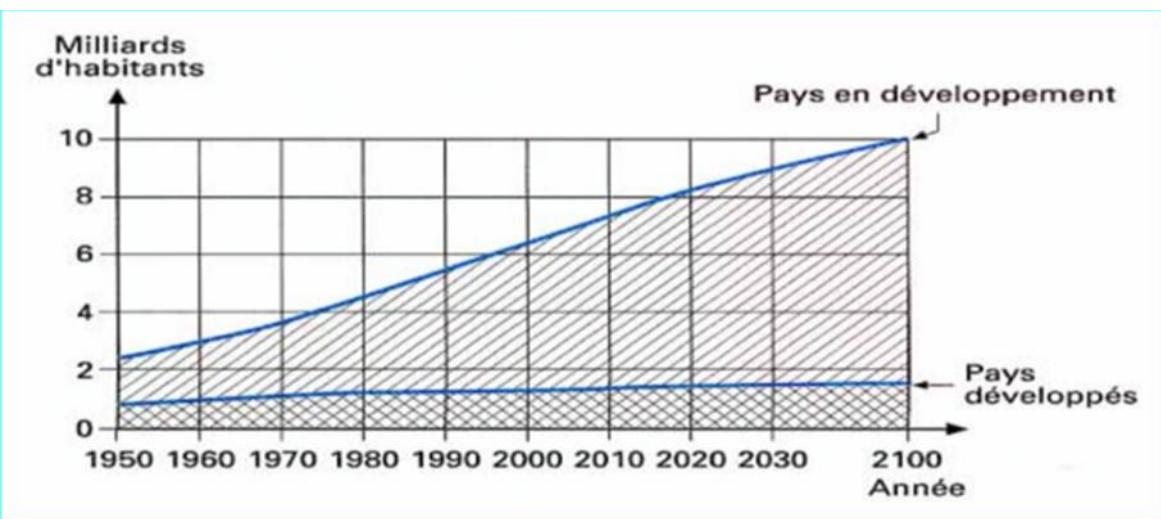


Figure I.1 Évolution de la population mondiale

### L'évolution de la population mondiale dans les pays en développement :

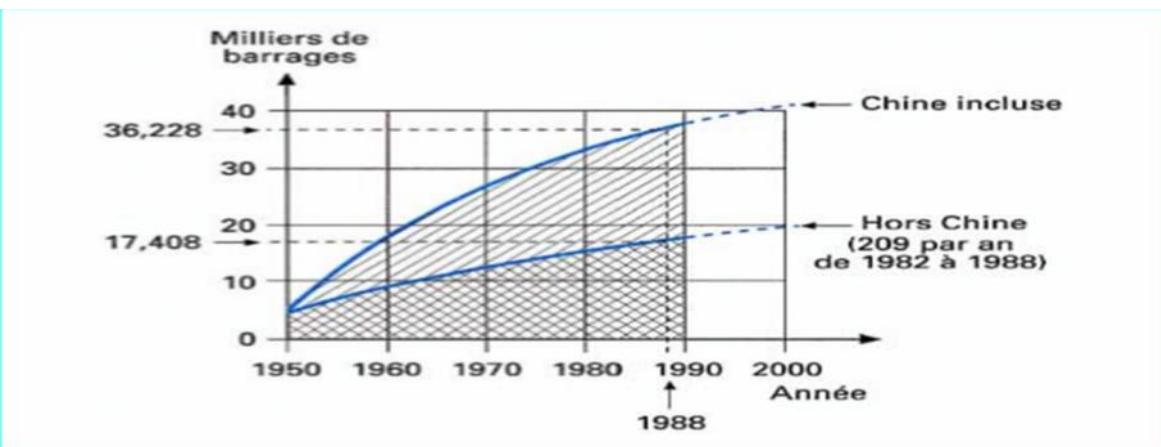


Figure I.2 Évolution du parc mondial de barrages (plus de 15 m)

### Déterminant dans le dimensionnement d'un barrage

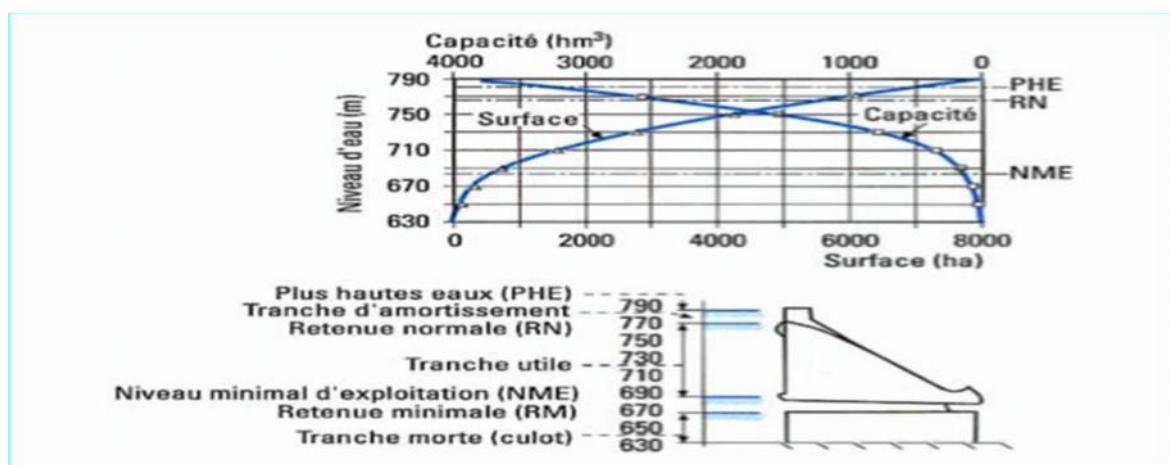


Figure I.3 Principe d'exploitation et dimensions d'une retenue

## I.2 Conditions du site

### I.2.1 Conditions hydrologiques

L'étude hydrologique du bassin permet de définir les apports moyens du cours d'eau, exprimés en  $\text{hm}^3/\text{an}$  ou en  $\text{m}^3/\text{s}$ , et leurs variations probables à une échelle de temps saisonnière ou interannuelle. Quel que soit le but de l'aménagement, il s'agit d'informations primordiales pour établir la faisabilité et déterminer le volume souhaitable du réservoir. Ces données sont entachées d'une incertitude d'autant plus grande que la région du futur ouvrage est peu développée.

Par ailleurs, l'étude hydrologique fournit également le volume et le débit maximal des crues très rares, qu'il faut considérer pour tous les ouvrages, même ceux n'ayant en principe aucun rôle de protection contre les crues : on impose généralement que le barrage une fois construit soit en mesure de supporter une crue ayant une période de récurrence de 10 000 ans (cela surtout pour les barrages en remblai qui ne peuvent supporter une submersion sans risque de ruine).

Par extension, l'étude hydrologique comprend également les informations sur le régime des transports solides de la rivière, dus à l'érosion des sols du bassin versant ; on évalue ainsi la rapidité de comblement de la « tranche morte » du réservoir.

### I.2.2 Conditions topographiques

Un site de barrage, au sens topographique, se place sur un verrou, resserrement de la vallée situé juste en aval d'une cuvette naturelle susceptible, une fois fermée, de constituer un réservoir de volume suffisant.

Une fois fixée approximativement la position envisagée pour le barrage, la cuvette est définie par un graphique sur lequel sont portés la surface et le volume en fonction de la cote du plan d'eau (figure I .3) ; il servira à définir la hauteur souhaitable du barrage (c'est-à-dire celle qui sera adoptée, sous réserve que toutes les autres conditions, notamment géotechniques, soient satisfaites).

La forme du site proprement dit influe sur le choix du type de barrage ; on peut réduire cette forme à deux caractéristiques : la largeur relative ( $L/H$ ), qui varie en pratique de 1 à 4, parfois plus ; et la forme en U (vallées glaciaires dans nos régions) ou en V (figure I .4).

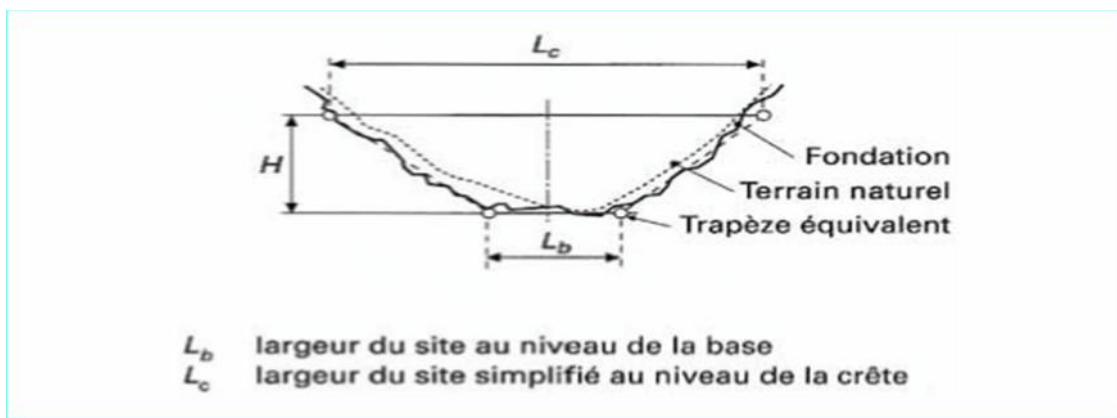


Figure I.4 Géométrie simplifiée d'un site de barrage

### I.2.3 Conditions géologiques et géotechniques

La constitution même d'une retenue d'eau requiert du massif dans lequel elle est située des propriétés minimales en matière d'étanchéité naturelle ; il serait en effet très coûteux de généraliser l'étanchement artificiel à tout le fond du bassin, et de telles réalisations sont exceptionnelles.

Par ailleurs, chaque type de barrage requiert des propriétés mécaniques minimales spécifiques en matière de déformabilité et de résistance des appuis, lorsque ceux-ci sont soumis :

- aux forces appliquées directement par le barrage ;
- aux forces internes induites par la percolation de l'eau au sein de la fondation.

Tout projet de barrage commence donc par une étude géologique, géophysique et géotechnique. Mécanique des sols et des roches dans ce traité) qui est progressivement affinée au fur et à mesure que le projet se développe et que les choix se précisent sur le type et la hauteur du barrage. Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, galeries de reconnaissances, prélèvements, essais de laboratoire et essais in situ sont réalisées pour lever les inconnues.

Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, altérabilité à l'eau ; les discontinuités (failles, fractures, diaclases, zones de dissolution ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin.

## 1.2.4 Conditions sismologiques

L'étude, sur une base historique ou déterministe (sismotectonique), de la sismicité du site est entreprise et aboutit à la définition de deux séismes de référence :

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

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

## I .3 Types des barrages

### ➤ Barrages en béton

- **barrages poids**
- **barrages à contreforts**
- **barrages voûtes**

### ➤ Barrages en remblai

- **barrage en terre**
  - barrage en terre homogène
  - barrage en terre zonée
    - à noyau d'argile
    - à masque amont (biton ou bitume)
    - à membrane interne (biton et bitumineux)
- **barrage en enrochement**
  - à noyau d'argile
  - à masque amont (béton et bitume)
  - à écran interne d'étanchéité (membrane, béton bitumineux)

## I.4 Barrages en terre

### I.4.1 Caractéristiques générales

Par souci de clarté, l'essentiel de ce paragraphe concerne les barrages en terre, qui constituent l'archétype des barrages en remblai et dans lesquels les deux fonctions : étanchéité, d'une part, et résistance à la poussée de l'eau, d'autre part, sont assurées par des matériaux naturels de type « sol » judicieusement organisés.

Les barrages en remblai de terre ont la grande qualité de s'accommoder de fondations meubles qui seraient incapables de supporter un ouvrage en béton ; cela permet d'équiper les sites dont le fond de vallée est garni, éventuellement sur de fortes épaisseurs (100 m ou plus), d'alluvions ou de roches décomposées, déformables et plus ou moins perméables. En première approche, une bonne règle générale est que la fondation d'un barrage doit disposer des propriétés, naturelles ou obtenues par traitement, au moins équivalentes à celles du corps du barrage qu'elles doivent recevoir. Ils constituent donc une bonne solution lorsque des matériaux de qualité convenable sont disponibles à proximité immédiate. Leur défaut essentiel est une très grande vulnérabilité au déversement par-dessus leur crête, la ruine survenant très rapidement par érosion superficielle et interne de leur partie aval. Il convient donc de dimensionner très largement les organes de protection contre les crues qui leur sont associés, et d'être très prudents lorsqu'on n'est pas sûr des données hydrologiques en matière de crues.

Toute la conception d'un barrage en terre vise à satisfaire, en ayant recours aux matériaux naturels disponibles à proximité (les seuls économiquement disponibles en très grande quantité), les conditions de stabilité qui dépendent fortement de deux aspects essentiels :

— **le contrôle des pressions interstitielles** à l'intérieur du remblai, dont on sait qu'elles influent fortement sur la stabilité statique du remblai lui-même, dès la période de construction.

— **le contrôle des circulations d'eau** à l'intérieur du remblai, où elles risquent de provoquer des érosions internes, peut-être encore plus dangereuses que les pressions, car les effets en sont souvent peu visibles jusqu'à la ruine.

Il est possible de concevoir et de construire des barrages en terre homogènes, c'est-à-dire constitués d'un seul matériau qui assure à la fois toutes les fonctions : étanchéité et stabilité ; quelques petits barrages sont construits ainsi, et leur stabilité est correcte au prix de pentes douces de leurs parements ; toutefois, dès que la hauteur dépasse la cinquantaine de

mètres, il apparaît à la fois plus économique et surtout plus sûr de constituer un remblai « zoné », à l'intérieur duquel les différents matériaux sont organisés de manière rationnelle en fonction de leurs propriétés de perméabilité et de résistance mécanique. On verra ainsi apparaître les notions suivantes (figure I.5) :

- **le noyau** : partie assurant l'étanchéité, disposée au centre ou parfois à l'amont ;
- **les recharges** (amont ou aval) : parties construites avec des sols frottant, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau ;
- **les drains** : zones (souvent peu épaisses) de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites donc à réduire les pressions interstitielles ;
- **les filtres** : zones (souvent peu épaisses) dont la granulométrie intermédiaire entre celles des parties voisines s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements et lutte donc contre l'érosion interne ;
- **le rip-rap** : ce terme désigne une couche superficielle d'enrochements posée sur un remblai plus fin et le protégeant contre les vagues, les courants, etc.

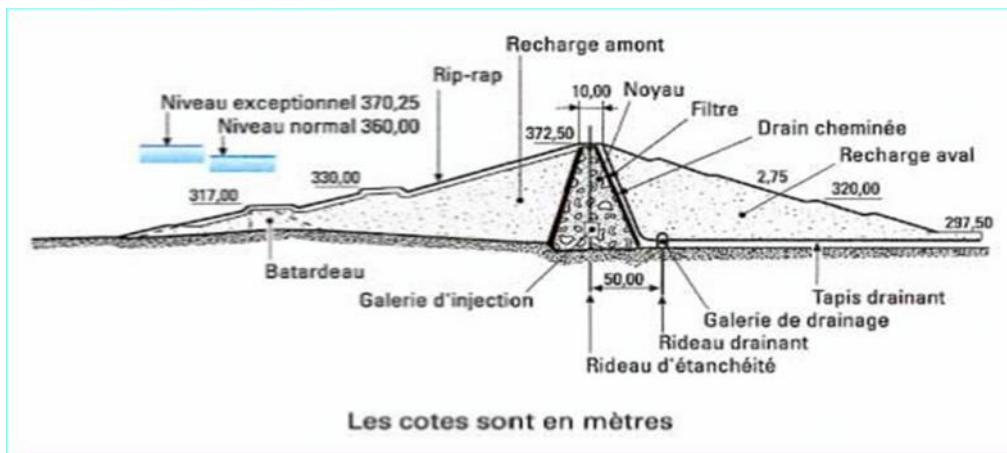


Figure I.5 Barrage en terre de Hammam Debagh (Algérie)

Dans un barrage en remblai bien adapté à sa fondation, on trouvera une concordance entre les propriétés des différentes zones du remblai et les propriétés (naturelles ou modifiées par traitement) des parties de la fondation sur lesquelles ces zones trouvent appui.

## I.4.2 Propriétés des matériaux de construction

### ➤ Matériaux pour les noyaux

Les propriétés recherchées sont : étanchéité – déformabilité – compactibilité. Il s'agit donc de sols qui contiennent une forte proportion de particules fines et, sauf cas particuliers, pas de gros éléments (figure I .6). Une propriété importante est l'indice de plasticité  $I_p$  ( $I_p = w_L - W_p$ ) ; voir définition dans l'article Description, identification et classification des sols du présent traité), qui caractérise la susceptibilité des matériaux à leur teneur en eau et est idéalement compris, pour les terres à noyau, entre 15 et 25 % (mais on peut, moyennant des précautions spéciales, employer des matériaux ayant des  $I_p$  compris entre 0 et 60 %).

On étudie les caractéristiques du matériau tel qu'il sera en place en le préparant en laboratoire selon une procédure de compactage normalisée « Proctor normal » ; les courbes de compactage (figure I .7) indiquent le poids volumique du sol sec  $\gamma_d$  obtenu pour une énergie de compactage normalisée standard en fonction de la teneur en eau  $w$  ; ces courbes présentent un optimum qu'il faut s'efforcer d'obtenir : trop sec, le sol se plastifie mal pendant le compactage ; trop humide, l'eau occupe un volume non réductible (sauf par consolidation, ce qui exige du temps) et, de plus, le compactage engendre des pressions interstitielles excessives, nuisibles à la stabilité ; en pratique l'optimum se situe, pour des argiles, entre 10 et 20 %.

Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement sont mesurées au laboratoire sur des moussages compactés :

— en contraintes totales :  $\tau = c + \sigma \tan \phi$

la cohésion  $c$  et l'angle de frottement interne  $\phi$  sont mesurés à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement suivant les modes non drainés (UU ou CU) simulant au mieux les conditions devant exister dans le remblai, ce qui est souvent imprécis ;

— en contraintes effectives :  $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$

La cohésion  $c'$  et l'angle de frottement interne  $\phi'$  sont alors mesurés suivant des conditions drainées (CD) ou non drainées (CU) avec, dans ce cas, mesure de la pression interstitielle  $u$ .

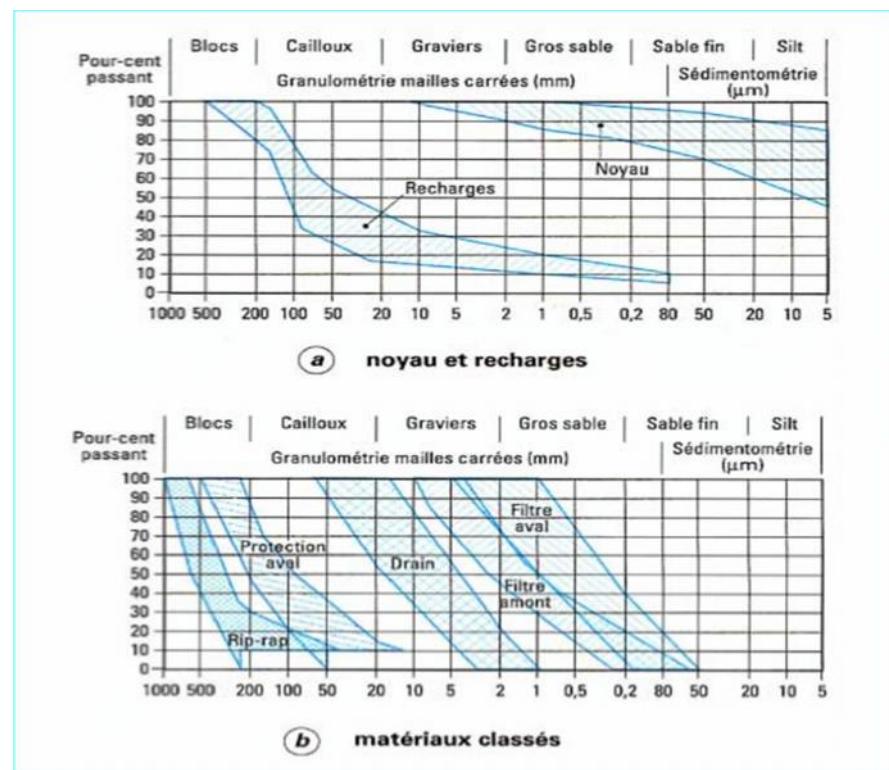


Figure I.6 Granulométrie des matériaux de construction d'un barrage en remblai.

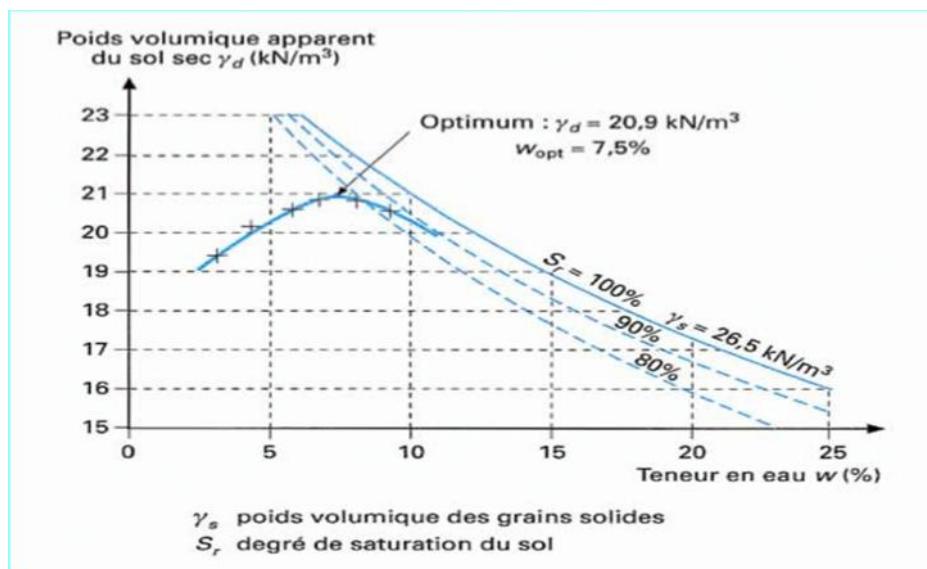


Figure I.7 Caractéristiques de compactage d'un matériau de remblai.

La teneur en eau naturelle des matériaux dans les zones d'emprunt est évaluée sur prélèvements ; elle doit être aussi proche que possible de l'optimum de compactage, car il est souvent difficile de beaucoup modifier (plus de 4 %) la teneur en eau des sols fins, et cela exige des techniques d'autant plus complexes et coûteuses que la correction est importante. En pratique, on préfère souvent compacter à une teneur en eau légèrement supérieure à l'optimum, ce qui améliore les liaisons entre couches successives.

La perméabilité du matériau compacté (souvent faible : de l'ordre de  $10^{-9}$  à  $10^{-7}$  m/s), la compressibilité, et la vitesse de consolidation sont d'autres paramètres indirectement importants car ils influent sur les variations de pression interstitielle pendant et après la construction.

Bien entendu, une fois la construction commencée, les propriétés des matériaux dans les conditions réelles de mise en place sont contrôlées par des essais analogues effectués, cette fois, sur des prélèvements intacts.

### ➤ Matériaux pour les recharges

Les propriétés recherchées sont : résistance mécanique – perméabilité – facilité de mise en place.

Il faut impérativement se satisfaire des matériaux disponibles sur le site même car le transport représente une part importante du coût ; à défaut, on se repliera sur des variantes.

Les propriétés sont mesurées de la même manière que pour les terres à noyau, avec les nuances suivantes :

— lorsque la proportion d'éléments fins est faible, les pressions interstitielles ne se développent pas, ce qui rend les essais plus faciles et plus rapides ;

— en revanche, la présence de gros éléments impose de réaliser les essais sur des échantillons plus gros : triaxial de diamètre 400 mm pour des éléments jusqu'à 80 mm ; ces essais sont coûteux et les équipements rares. Au-delà de ces dimensions, on doit se contenter de déduire les propriétés du matériau étudié à partir des propriétés obtenues en enlevant les gros éléments ; cette procédure est relativement imprécise. La vérification des propriétés réelles en place, au moyen d'essais *in situ*, revêt alors une importance capitale ; mais même ce recours est pratiquement impossible pour les remblais de gros enrochements.

En général les alluvions propres ont un angle de frottement interne  $\phi'$  compris entre 35 et 45°.

À noter que la perméabilité forte est surtout intéressante pour la recharge amont, dans laquelle se trouvent ainsi réduites les pressions interstitielles de vidange rapide ; des matériaux plus mélangés peuvent être admis dans la recharge aval où ce problème ne se pose pas.

### ➤ Matériaux classés pour les filtres et les drains

Pour ces matériaux, on recherche une composition granulométrique bien définie qu'on trouve rarement dans la nature ; ils sont donc fabriqués en quantité juste nécessaire à partir d'alluvions ou d'enrochement de carrière ; la préparation comprend successivement les opérations de concassage, triage (sur des cibles vibrants arrosés), et enfin un lavage énergique toujours nécessaire pour éliminer les éléments fins en excès.

La détermination des courbes granulométriques appropriées à la satisfaction des deux principales fonctions (filtre et drain).

### ➤ Matériaux spéciaux de protection de surface.

La surface des remblais en terre doit en général être protégée des actions extérieures, notamment du côté amont où les vagues de la retenue exercent une agression active. La protection amont est en général assurée par le rip-rap : c'est une couche d'enrochements posés sur un filtre de transition ; la taille des blocs, qui dépend de la hauteur des vagues et de la pente du talus, peut dépasser 1 m. Quand il n'existe pas d'enrochements disponibles, on peut constituer un assemblage de blocs artificiels en béton. À l'aval, des blocs de 10 à 30 cm suffisent en général ; sur des talus de faible pente, on préfère parfois un engazonnement qui protège efficacement s'il est entretenu.

Pour la fabrication des filtres, des drains et du rip-rap, on évite pour des raisons évidentes d'employer les matériaux altérables comme les marnes ou les schistes, dont les éléments se brisent sous l'action du compactage ou même seulement en milieu humide, et qui ne permettent donc pas d'obtenir une granulométrie définie stable.

## I.5 Stabilité et dimensionnement

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols ; les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur en France. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la

stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- en raison des écoulements permanents à travers le remblai ;
- en conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

La figure (I .8) présente une épure de stabilité courante. Lorsque le remblai est construit sur une fondation meuble, celle-ci doit être incluse dans l'analyse de stabilité. Plusieurs configurations doivent être analysées :

- **état normal en service**, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités ;
- **fin de construction** : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;
- **fin de vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;
- **état normal en service pendant un séisme** : s'ajoutent aux effets précédents les forces d'inertie horizontales du remblai et la surpression dynamique de la retenue, pour une accélération égale à 50 % de l'accélération prévue au niveau du rocher.

À titre d'exemple, les coefficients de sécurité couramment admis avec la méthode de Fellenius sont respectivement :

1,5 pour les conditions normales de service.

1,3 pour la fin de construction et la vidange rapide.

1,0 pour le séisme maximal probable (référence 10 000 ans) étudié avec la méthode pseudo-statique.

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés. Elles nécessitent de faire des hypothèses sur les pressions interstitielles, à partir des essais de laboratoire et de

l'analyse des précédents ; c'est la raison pour laquelle les remblais sont équipés de cellules piézométriques, grâce auxquelles la pression intersticielle est mesurée pendant la construction et l'exploitation du barrage.

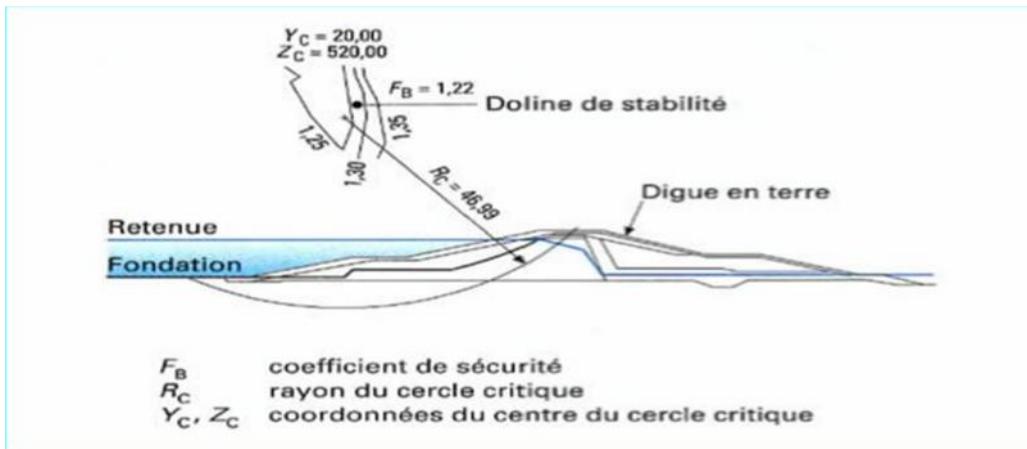


Figure I.8 Épure de stabilité d'un remblai

En complément des analyses de stabilité fondées sur l'équilibre des forces, les méthodes d'analyse numérique par éléments finis permettent de calculer les déformations des remblais sous diverses sollicitations, en tenant compte directement de la rhéologie des sols, de l'effet des pressions intersticielles, de la saturation partielle, de la consolidation après construction, etc. Plus complexes de mise en œuvre et plus exigeantes en matière d'essais sur les matériaux, elles peuvent prédire les variations de pression intersticielle (figure I.9), permettent de détecter les risques de fracturation hydraulique du noyau, risque survenant lorsque la pression intersticielle excède la contrainte totale mineure.

## I.5 Drainage interne du remblai

On a vu l'intérêt de contrôler et de réduire les pressions intersticielles afin d'améliorer les conditions de stabilité globale ; cela est réalisé en plaçant à l'intérieur du remblai des zones de forte perméabilité, appelées drains ; de manière classique, on trouve dans presque tous les remblais :

- **le drain cheminée**, nommé ainsi car il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou bien vers le centre d'un remblai homogène) ; son épaisseur est souvent de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives ;

- le **tapis drainant aval**, qui couvre la moitié aval de la fondation à partir de la base du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval ; son épaisseur minimale est de 50 cm, souvent plus.

La capacité de ces drains doit être suffisante pour leur permettre d'absorber, sans mise en pression sensible, les débits provenant non seulement de la percolation à travers le noyau, mais aussi les fuites accidentelles pouvant provenir soit d'une fissure du noyau (créée par fracturation hydraulique ou par tassement différentiel), soit d'un collage imparfait entre le noyau et sa fondation ou un autre organe ; les drains sont donc des organes de sécurité. Leur débitance est aisément calculable à partir de la perméabilité des matériaux drainants, laquelle est connue :

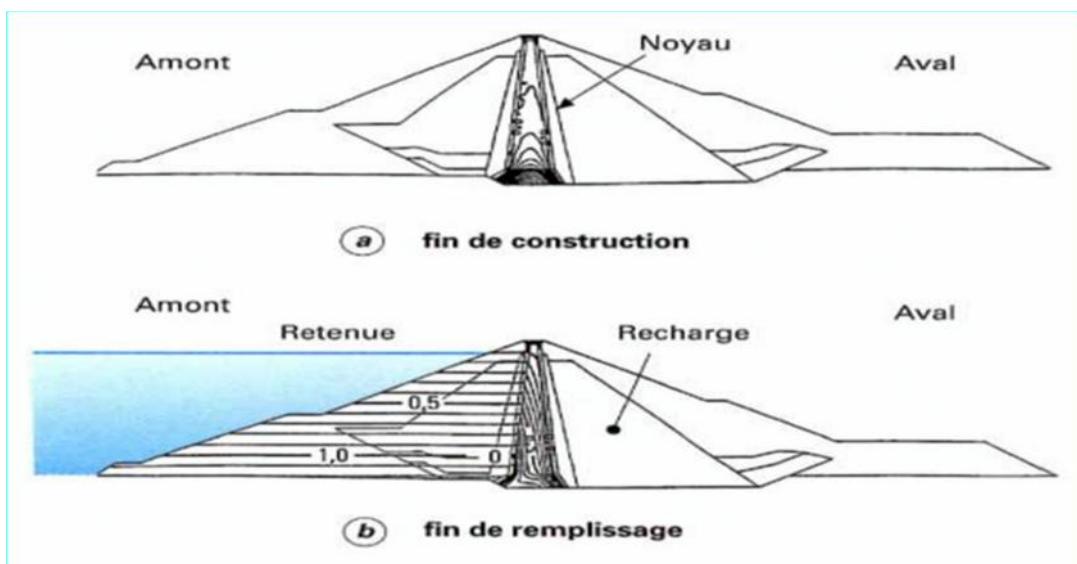
- en première approche, par la formule de Sherard, applicable aux matériaux granulaires à granulométrie relativement étroite :

$$K = 3500 (D_{15})^2$$

Avec

$K$  (m/s) coefficient de perméabilité de Darcy ( $V = Ki$  ; avec  $i$  gradient hydraulique),  $D_{15}$  (cm) dimension des grains de la fraction à 15 % du drain

- en contrôle, par des essais de laboratoire et de chantier.



**Figure I.9** Pressions interstitielles dans un remblai (calcul par éléments finis)

La perméabilité est fortement influencée par la propreté, c'est-à-dire la teneur en éléments fins ( $D < 0,08$  mm par convention) qui ne devrait pas dépasser 2 à 3 %.

On considère qu'un matériau D est apte à jouer un rôle de drain par rapport à un autre matériau voisin B (c'est-à-dire que le contraste de perméabilité entre les deux est grand) lorsque la règle granulométrique suivante est respectée :

$$D_{15} > 5B_{15}$$

Avec :

$D_{15}$  (mm) dimension de la fraction à 15 % du matériau drain,

$B_{15}$  (mm) dimension de la fraction à 15 % du matériau à drainer.

En pratique, on est amené à dimensionner très largement les drains pour permettre à ceux-ci d'absorber les débits, potentiellement très forts, provenant d'une fissure accidentelle du noyau.

### I.6 Lutte contre l'érosion interne : les filtres

Si l'on plaçait les drains directement au contact des matériaux à granulométrie fine comme la terre à noyau, l'eau en écoulement entraînerait les particules fines à travers les vides intergranulaires du drain et on obtiendrait une érosion interne nommée renard ; ce phénomène est d'autant plus dangereux qu'il est accéléré : le début de l'érosion diminue la perméabilité, donc augmente la vitesse de l'eau, ce qui accroît la vitesse d'érosion ; une amorce de renard, même très tardive (on a vu de tels accidents sur des remblais datant de 60 ans), peut difficilement être stoppée si elle n'est pas traitée dès les premiers symptômes. La solution préventive consiste à disposer des « filtres » entre des matériaux dont les granulométries sont très contrastées : ce sont des matériaux de granulométrie intermédiaire, choisie de telle sorte que les grains du matériau fin amont ne puissent pénétrer les vides intergranulaires du matériau filtre. Les règles de dimensionnement des filtres indiquées ci-après résultent de recherches récentes et sont maintenant appliquées pour tous les ouvrages neufs. Dans ce qui suit,  $d_{xx}$  représente le diamètre des grains du matériau à protéger passant à  $xx\%$ , et  $D_{xx}$  représente le diamètre des grains du filtre passant à  $xx\%$  ; ces valeurs sont calculées sur la fraction des matériaux inférieure à 4,75 mm ; les règles dépendent de la nature du matériau à protéger :

— silt ou argile (plus de 85 % inférieurs à 0,075 mm) :

$$D_{15} \leq 9 d_{85}$$

(mais si  $9d_{85} < 0,2$  mm, prendre  $D_{15} = 0,2$  mm)

— sable fin ou silt argileux (40 à 85 % inférieurs à 0,075 mm) :

$$D_{15} \leq 0,7 \text{ mm}$$

— sable ou gravier silteux ou argileux (15 à 39 % inférieurs à 0,075 mm) :

$$D_{15} \leq \frac{-40 - A}{240 - 15a} - (4 d_{85} - 0,7 \text{ mm}) + 0,7 \text{ mm}$$

Avec : A pourcentage passant au tamis de 0,075 mm ; cette règle est à vérifier pour toute fraction granulométrique avec le  $d_{85}$  correspondant (mais si  $4 d_{85} < 0,7$  mm, prendre  $D_{15} = 0,7$  mm)

— sables et graviers avec moins de 15 % inférieurs à 0,075 mm :

$$D_{15} \leq d_{85}$$

(dans ce dernier cas, le  $d_{85}$  correspond à la granulométrie complète du matériau de base)

Un filtre doit donc être dimensionné en fonction du matériau qu'il doit soutenir; il doit pouvoir être mis en place de manière homogène, sans ségrégation ; pour cela, sa granulométrie doit être étroite et respecter la règle suivante :

D90 minimal (mm)	D10 maximal (mm)
< 0,5	20
0,5 à 1,0	25
1,0 à 2,0	30
2,0 à 5,0	40
5,0 à 10	50
10 à 50	60

En pratique, on place toujours un filtre entre le noyau et son drain cheminée aval, et parfois aussi entre les drains et les recharges adjacentes. Des filtres sont également à prévoir au contact entre le remblai et la fondation, lorsque la granulométrie de celle-ci apparaît critique vis-à-vis des règles ci-avant. On peut enfin en placer le long de la face amont du noyau, pour éviter la migration de fines vers l'amont à l'occasion des baisses du plan d'eau ; mais on se contente aussi d'un matériau de transition à granulométrie intermédiaire.

## I.7 Traitement des fondations

Il est toujours nécessaire de maîtriser les sous-pressions dans la fondation afin d'en contrôler la stabilité ; cela conduit, la plupart du temps, à installer un drainage de la fondation à l'aval (surtout dans le cas des fondations meubles) ; le tapis drainant du remblai, déjà mentionné, joue ce rôle ; il est parfois complété par des puits de décharge forés au pied aval du remblai.

Il faut souvent, pour éviter la saturation du drainage et limiter les fuites, étancher la fondation, et en particulier y neutraliser les cheminements préférentiels d'eau qui pourraient entrer en contact avec le remblai ; cela est réalisé en général de deux manières qui se complètent :

— à proximité des organes sensibles du remblai (noyau, filtres proches) par un traitement superficiel : obturation des vides et fissures par du mortier, puis injections systématiques en dessous ;

— création d'une coupure étanche dont le sommet doit, bien entendu, être raccordé au noyau : il s'agit soit de voiles d'injection (souvent à plusieurs lignes), soit encore de parois moulées, réalisées en béton plastique pour s'accommorder des mouvements consécutifs à la construction du remblai.

Une variante consiste à placer un « tapis » étanche sur le fond de la retenue, jusqu'à une certaine distance qui dépend de la perméabilité de la fondation ; ce tapis doit bien entendu être raccordé au noyau du barrage.

## I.8 Méthodes de construction

La construction des barrages en terre fait appel aux techniques générales de terrassement, à cela près que les précautions pour obtenir en tout point les propriétés nécessaires en matière de granulométrie, propreté, degré de compactage, etc. sont particulièrement développées. Cela concerne tout spécialement la maîtrise de la teneur en eau au voisinage de l'optimum et le contrôle des surpressions interstitielles de construction dans le noyau (figure I.9), qui obligent parfois à ralentir la cadence de remblai : les techniques d'humidification (par exploitation « en rizière ») ou de séchage, bien que coûteuses, doivent souvent être mises en œuvre.

À signaler enfin le recours aux moyens de transport des matériaux par tapis transporteurs, économiques lorsque la topographie est défavorable à l'implantation de pistes.

## I.9 Autres types de barrages en remblai

### I.9.1 Remblais d'enrochement à noyau interne

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

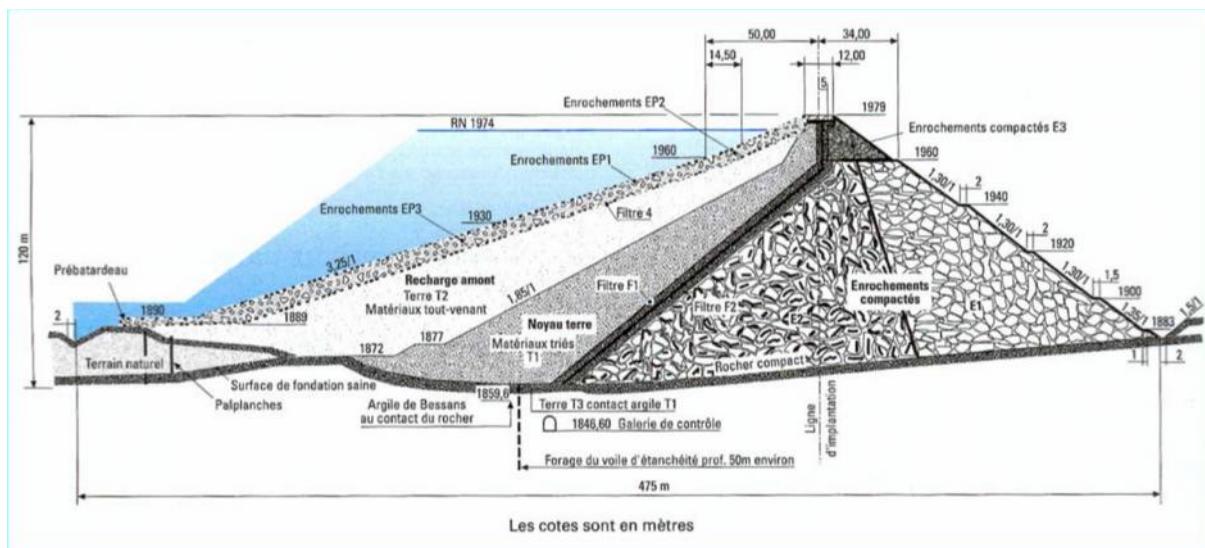
- leur angle de cisaillement plus élevé (37 à 50°) autorise des pentes de talus plus fortes (si toutefois la fondation le permet aussi), donc une réduction du volume total à mettre en œuvre ;
- leur forte perméabilité réduit les problèmes de pression interstitielle ;
- mis en place selon les méthodes modernes (c'est-à-dire non pas seulement déversés et arrosés comme jusque vers 1960, mais fortement compactés avec des compacteurs vibrants lourds), ils sont alors peu compressibles et ne donnent lieu qu'à des tassements réduits après construction (5 fois moins que pour les enrochements non compactés).

Les enrochements sont en général extraits d'une carrière de roche saine, de façon à obtenir une « blocostomie » (granulométrie) qui peut atteindre, voire dépasser, le mètre.

Une telle variante pose néanmoins des problèmes dont les principaux sont :

- une plus forte sollicitation de la fondation, du fait des talus plus raides ; de ce fait, il est déconseillé de placer des enrochements sur une fondation de faibles propriétés mécaniques ;
- la nécessité de prévoir des filtres ou « transitions » plus abondantes puisque les contrastes de granulométrie sont accentués ;
- la nécessité d'une bonne matrice rocheuse, faute de quoi les humidifications et dessiccations successives subies par les enrochements (de la recharge amont notamment) occasionnent l'attrition des arêtes et, donc, des tassements qui peuvent être dommageables ;
- l'état de contraintes dans le noyau argileux, empêché de tasser par les recharges trop raides, peut favoriser la fracturation hydraulique ;
- enfin, il faut mentionner la difficulté matérielle de déterminer les caractéristiques mécaniques des enrochements, pour les raisons évidentes liées à la taille des éléments.

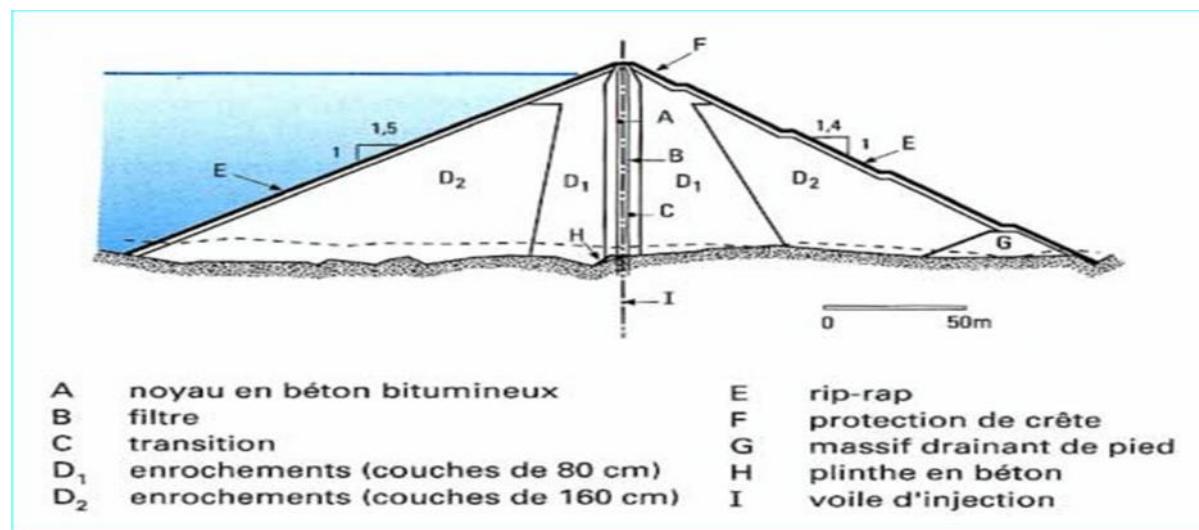
La figure (I.10) présente la coupe type du barrage du Mont-Cenis dans les Alpes.



**Figure I .10** Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France)

### I.9.2 Étanchéités internes artificielles

L'absence de terre à noyau a parfois fait adopter une technique particulière, qui consiste à placer à l'intérieur d'un remblai une paroi étanche sensiblement verticale. À titre d'exemple, le barrage de Storglomvatn en Norvège (figure I.11) comporte un noyau de béton bitumineux de 1 m d'épaisseur environ ; cette paroi a été construite au fur et à mesure du remblai, sous forme de couches minces (20 cm) superposées.



**Figure I.11** Barrage à noyau bitumineux de Storglomvatn (Norvège).

Une autre technique peu répandue consiste à mettre en place, à travers le remblai terminé, une paroi moulée en béton plastique qui rejoint, voire pénètre, la fondation.

Ce genre de réalisations pose toutefois des problèmes de fiabilité du drainage aval, d'autant plus nécessaire que les parois minces sont sensibles aux tassements différés et peut-être aux secousses sismiques.

### II 9.3 Barrages à masque amont

Dans les barrages à masque, l'étanchéité est assurée par un organe placé à la surface du parement amont ; le remblai ne joue plus que le rôle de support et se trouve, en principe, à l'abri de l'eau de la retenue.

-**Les masques en béton de ciment** (figure I .12) sont constitués d'une dalle mince (30 à 80 cm) de béton armé, avec très peu de joints ; mieux adaptés aux pentes fortes, et sensibles aux tassements, ils ne peuvent être posés que sur des remblais en enrochements compactés et sur des fondations rocheuses ; cette solution connaît actuellement un développement important dans le monde, pour des ouvrages de toutes hauteurs qui dépassent 200 m.

-**Les masques en béton bitumineux** (figure I .13) sont constitués de deux ou trois couches d'enrobés compactés, plus riches en bitume (7 à 9 %) que les enrobés routiers, ce qui leur confère à la fois une bonne étanchéité et une déformabilité contrôlée ; les pentes ne doivent pas être plus raides que  $2h/1v$  ( $h$  : horizontale,  $v$  : verticale), ce qui permet de les associer à un remblai de terre. De telles solutions se rencontrent principalement en Europe pour des hauteurs inférieures à 100 m).

Citons pour terminer les étanchéités superficielles amont constituées par des géomembranes ou des feuilles étanches préfabriquées à base de bitume, plastiques, élastomères, ou combinaisons de ces produits ; ces solutions sont réservées jusqu'à présent à des ouvrages de hauteur modérée ; ces étanchéités doivent être protégées des agents extérieurs divers par une couche superficielle naturelle (transition, petits enrochements) ou artificielle (géotextiles, dalles...).

Un problème commun à tous les types de barrages à masque amont est celui du raccordement périphérique à la fondation, laquelle est incapable de supporter des gradients hydrauliques comparables à ceux qui existent dans le masque lui-même : il faut donc prévoir un organe de transition, qui revêt en général la forme d'une plinthe en béton ancrée à la fondation, permettant la réalisation d'une ou plusieurs lignes d'injection et, parfois, une galerie de visite et de drainage.

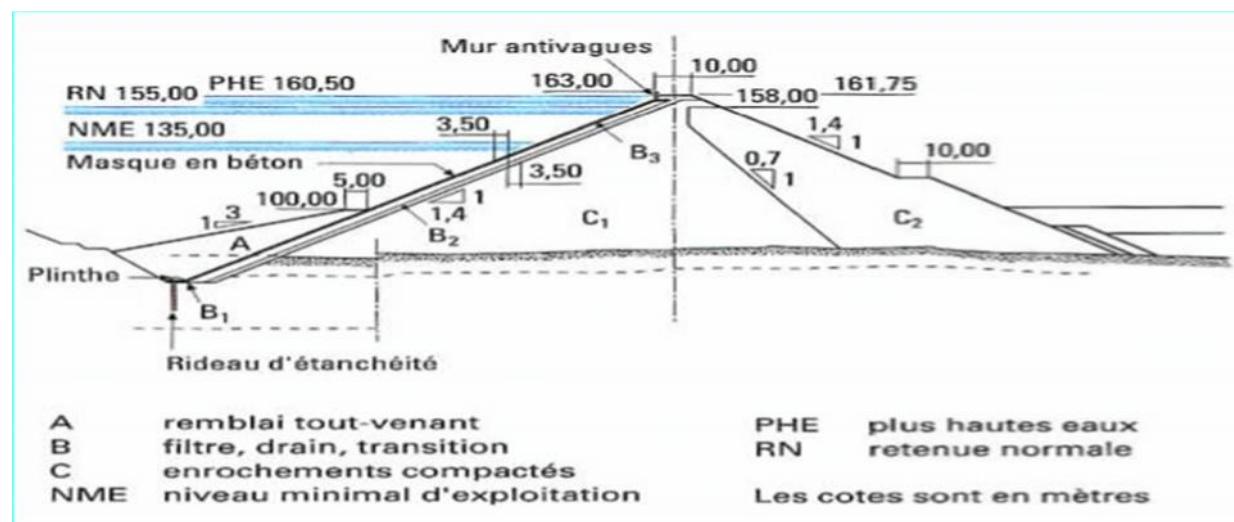


Figure I .12 Barrage à masque en béton de Khao Laem (Thaïlande)

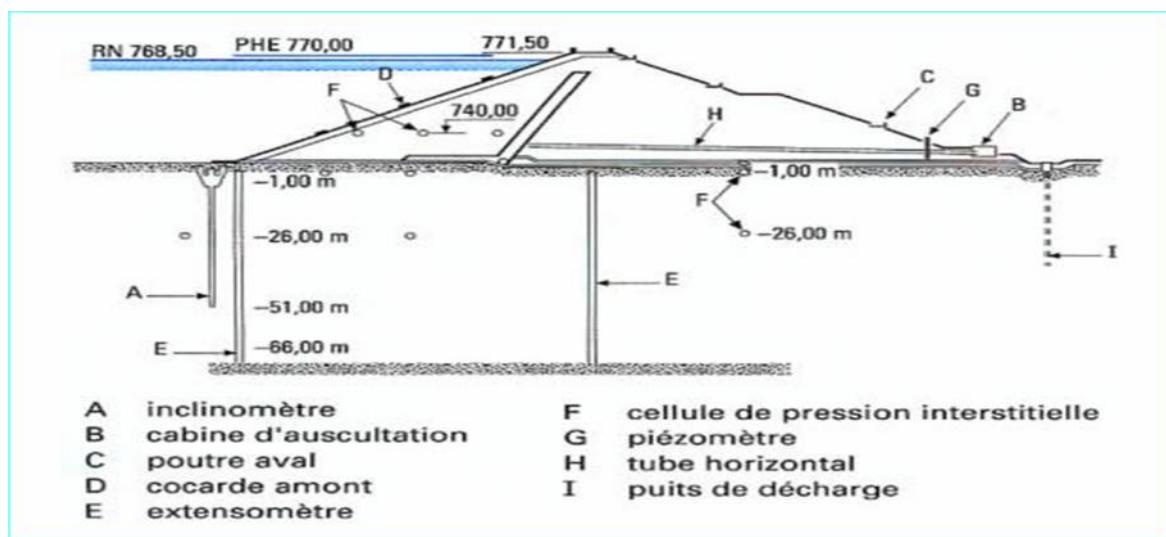


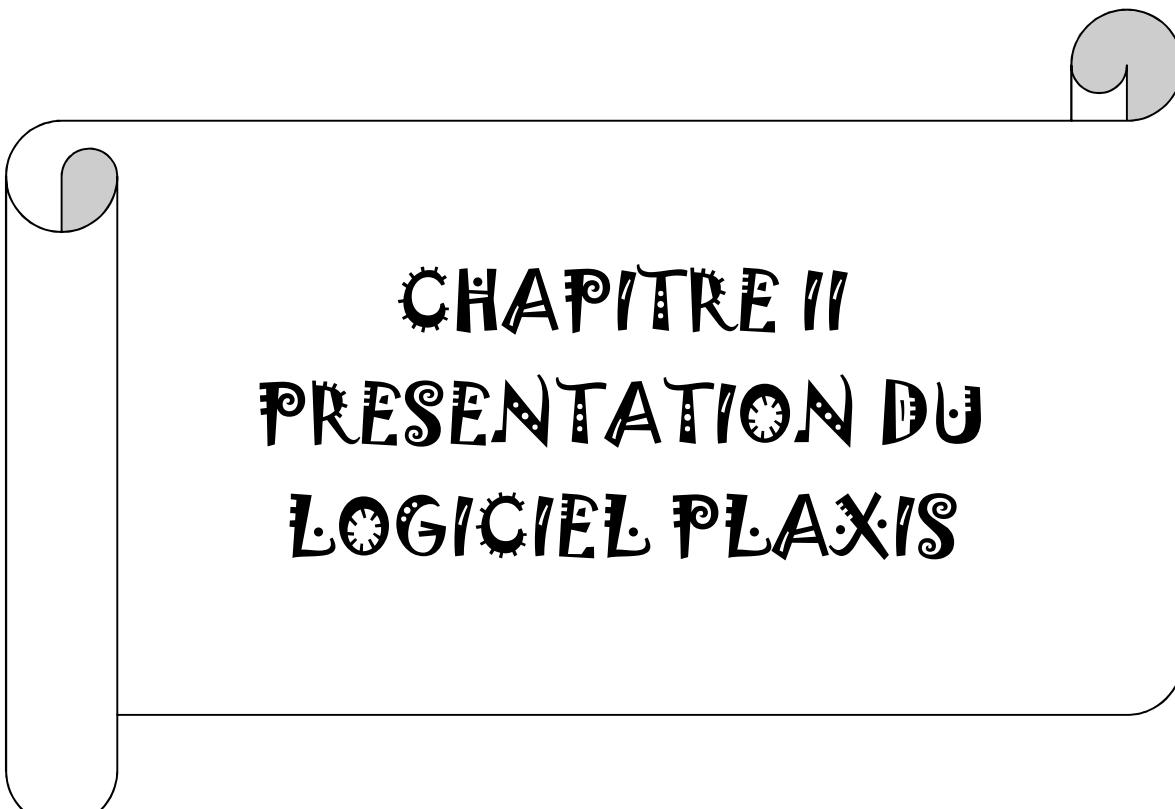
Figure I .13 Barrage à masque bitumineux du Verney (France)

## Conclusion

En termes statistiques à l'échelle mondiale, les barrages en remblai, qui sont 5 fois plus nombreux que les barrages en béton (cette proportion à tendance à diminuer, elle n'est que de 2 pour les constructions récentes), ont une probabilité annuelle de rupture de  $5 \cdot 10^{-5}$ , tous âges confondus. Cette probabilité est 5 fois plus faible pour les ouvrages récents, construits après 1960, que pour ceux qui datent d'avant 1940. L'analyse des causes montre, de manière troublante, que seulement 15 % des accidents sont liés à des phénomènes de glissement et d'instabilité, les seuls qui puissent être bien appréhendés en termes de mécanique ; la grande majorité des ruptures (75 % plus précisément) est liée à l'érosion régressive par l'eau, en surface ou à l'intérieur des massifs. Les 10 % restants sont dus à des effets divers.

L'amélioration constatée de la sécurité offerte par les barrages en remblai résulte directement des progrès, déjà cités, accomplis dans le domaine des études hydrologiques et dans celui des filtres de protection.

Plusieurs outils sont utilisés pour assurer la sécurité des barrages, parmi eux logiciel PLAXIS que nous allons le présenter dans le chapitre qui suit.



# CHAPITRE II

# PRÉSENTATION DU

# LOGICIEL PLAXIS

## **CHAPITRE II:**

### **PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS**

#### **Introduction**

Le logiciel PLAXIS est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, PLAXIS a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001. PLAXIS 2D est donc un programme en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan (déformation plane) ou axisymétrique. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les valeurs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

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

#### **II .1 Le code éléments finis PLAXIS**

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents

(méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

## II .2 Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K0 et les autres caractéristiques mécaniques).

Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur : en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par élément finis 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.

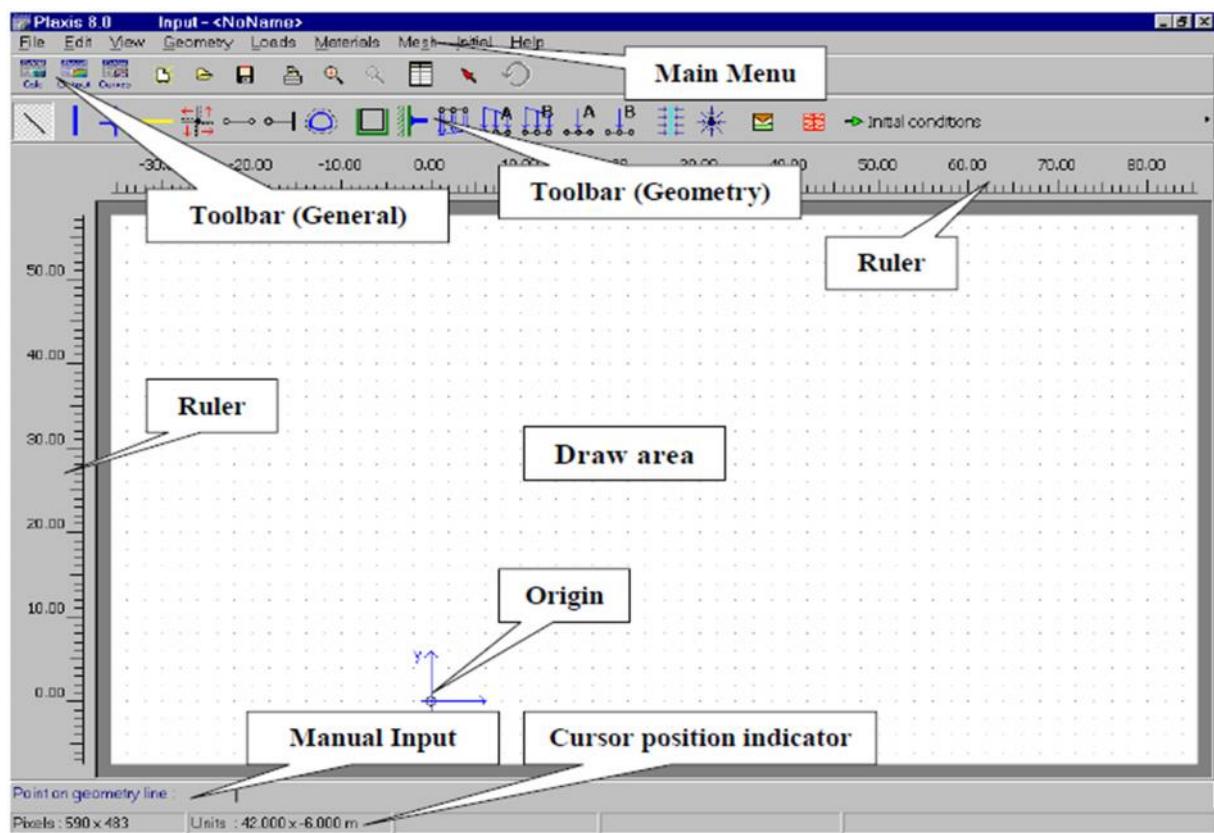
### II .3 Les sous-programmes de PLAXIS

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

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



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

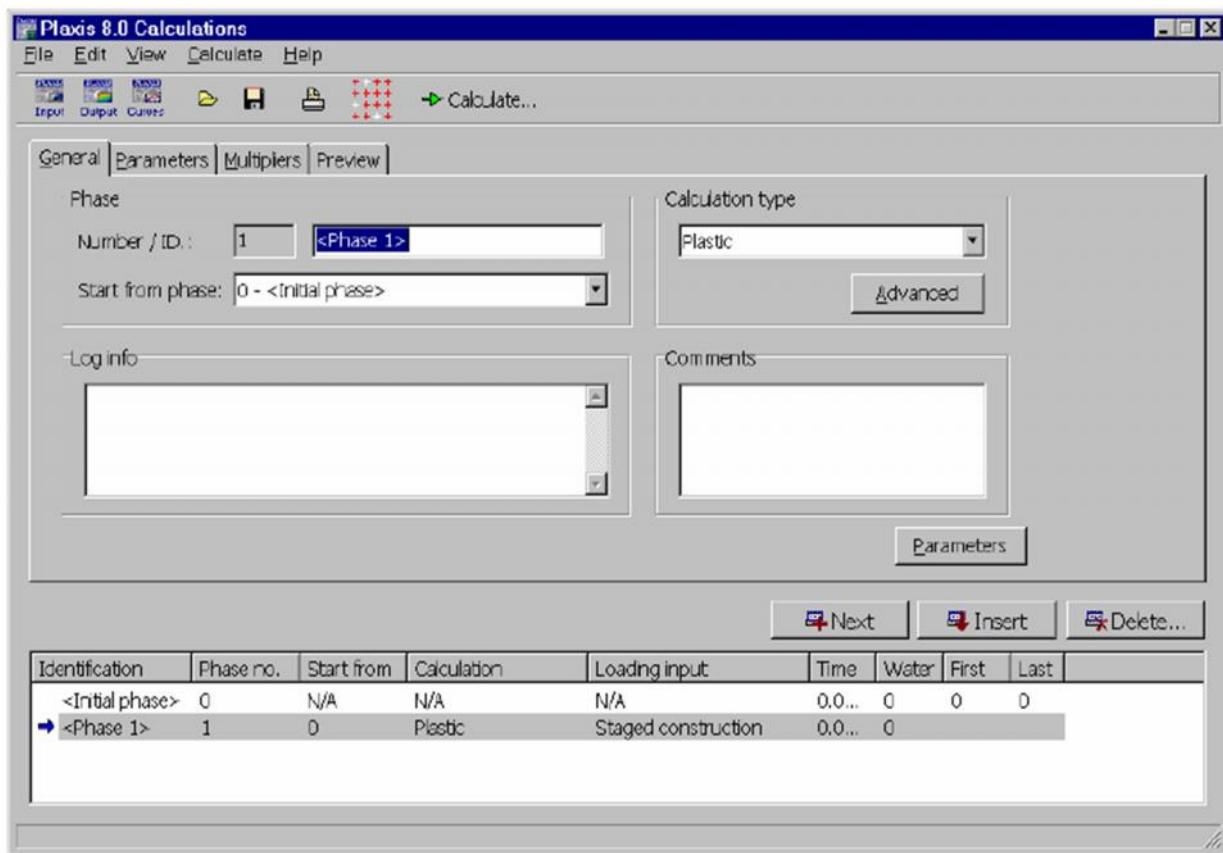


**Figure II .1** Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique).

## b) Le programme de calcul (Calculations)



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



**Figure II .2** Fenêtre principale du programme de calcul.

### *Pas de calcul et itérations en cours (Step and iteration numbers)*

Les valeurs *Current step* et *Iteration* indiquent respectivement le pas de calcul en cours et le numéro d'itération. La valeur *Maximum steps* indique le numéro du dernier pas possible pour la phase de calcul en cours suivant le paramètre *Additional steps*. La valeur *Maximum itérations* correspond au paramètre *Maximum iterations* des réglages de la procédure itérative.

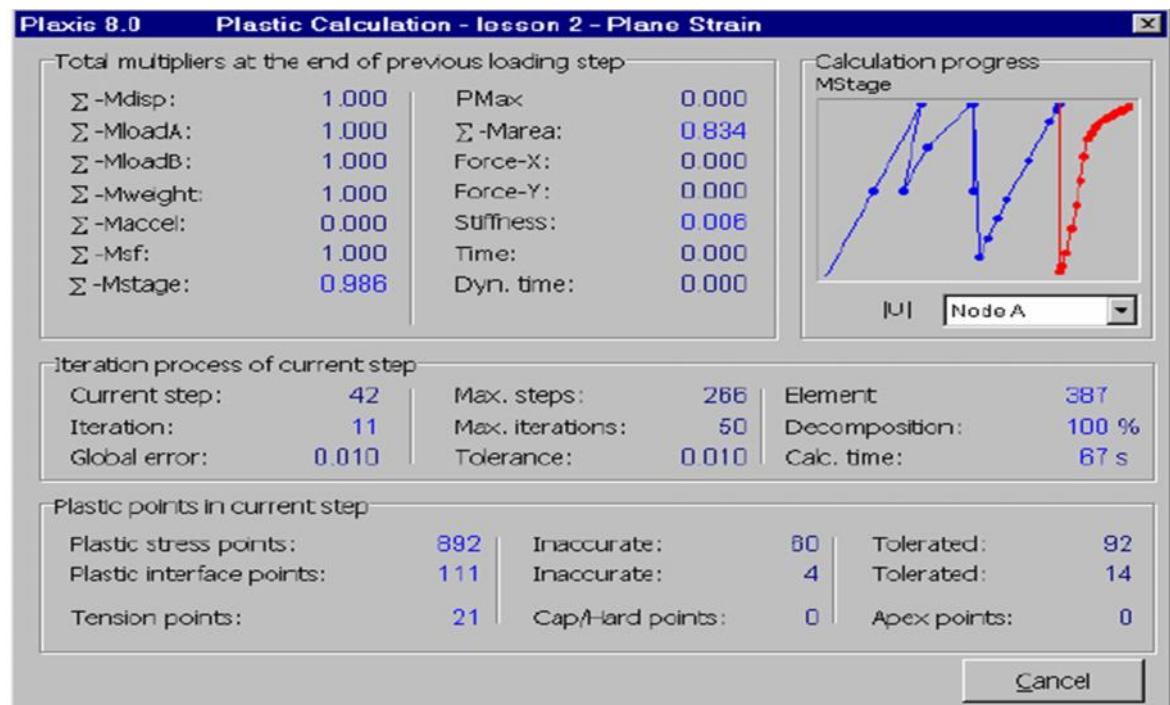


Figure II .3 Fenêtre de calcul.

## Résultats

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

### c) Le programme de résultats (Output)



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



Figure II .4 Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

#### d) Le programme courbes (Curves)



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

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

- ♦ Utilisation du préprocesseur « PLAXIS Input », pour la génération des données (maillage, jeu des données et contraintes initiales).
- ♦ Lancement du code de calcul éléments finis « PLAXIS Calculate », pour effectuer la résolution numérique du problème étudié.
- ♦ Utilisation de post-processeur « Plaxis Output », pour l'interprétation des résultats sur écran graphique.
- ♦ Utilisation de post-processeur « PLAXIS Curve », pour l'interprétation des courbes (courbe de consolidation, chemin des contraintes,...etc.).



**Figure II .5** Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves.

### II .4 La démarche de modélisation avec PLAXIS

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

#### a) Géométrie

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

- ♦ Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol.
- ♦ L'outil << plates >> permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion, Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles,

des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. (principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation (ici z)).

- ♦ << Anchor >> qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.
- ♦ L'outil << géogrid >> sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

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

### b) Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force repartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.).

### c) Définition des paramètres des matériaux

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

#### d) Maillage

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

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

#### e) Les conditions initiales

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

Un << Switch bouton >> permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

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

#### f) Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton pousoir "calculation". L'interface "input" de << Plaxis >> se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la

même interface qui a servi à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

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

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique). Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être placés.

Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur << calculate >> les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche <<output>>.

### **g) Visualisation des Résultats**

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

## **II .5 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS**

### **II .5.1 Introduction**

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui

décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser.
- utiliser un modèle qui décrive ce comportement.
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation. En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

## II.5.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non variation de volume ; celle-ci est-elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé *in situ* sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \epsilon_v \quad (\text{II.1})$$

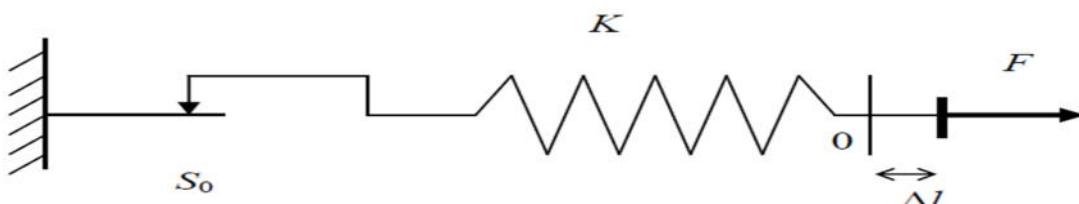
Où  $\Delta u_w$  est la surpression interstitielle,  $n$  la porosité,  $K_w$  le module volumique de l'eau et  $\Delta \epsilon_v$  est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

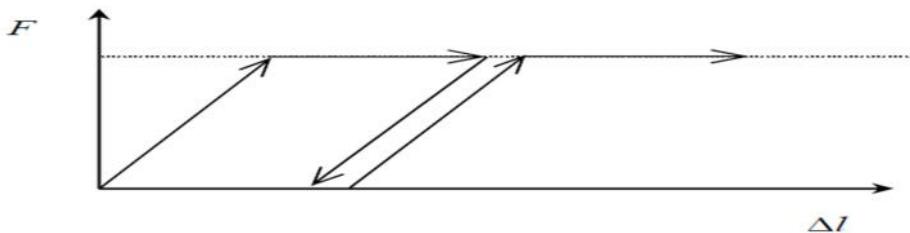
## II.5.3 Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil  $S_0$  (figure II.6).



**Figure II .6** Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure II .7.

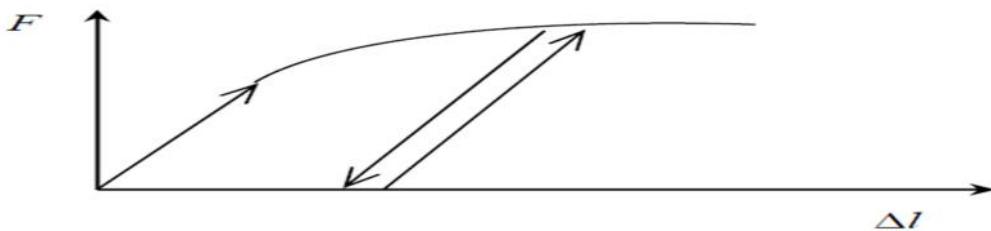


**Figure II .7** Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

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

Le type de comportement représenté par les figures II .6 et II .7 est un comportement élastique- plastique sans écrouissage.

La figure II .8 représente un comportement élastoplastique avec écrouissage.



**Figure II .8** Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

#### II 5.4 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . L'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_u$  est infini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module d'Young  $E$  et les autres modules sont données par les équations :

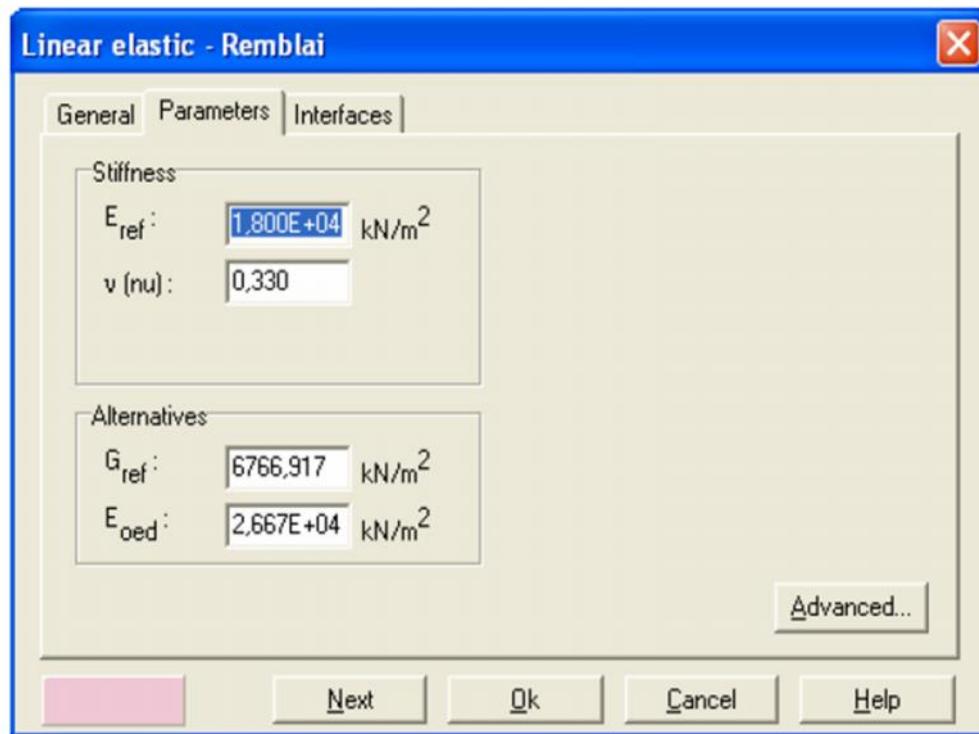
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{II.2})$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (\text{II.3})$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (\text{II.4})$$

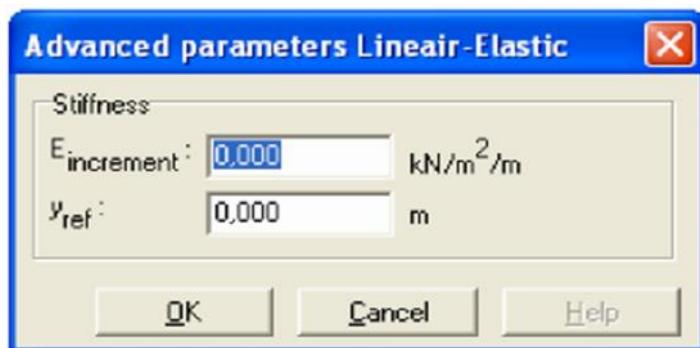
Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure II .9



**Figure II .9** Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure II .10



**Figure II .10** Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y) E_{increment} \text{ avec } y < y_{ref}. \quad (\text{II.5})$$

$E_{increment}$  : Augmentation de la rigidité [kN/m<sup>2</sup>/m]

$y_{ref}$  : Unité de profondeur [m]

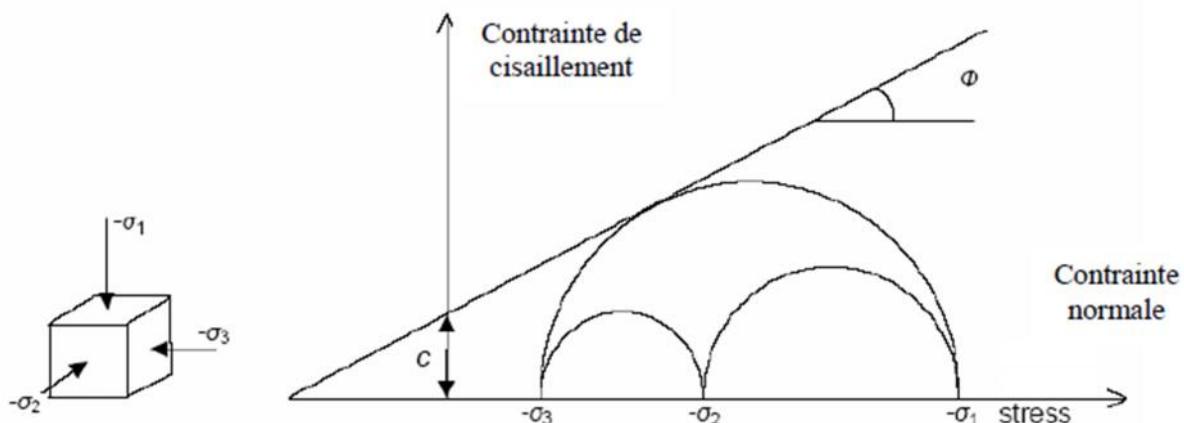
## II 5.5 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

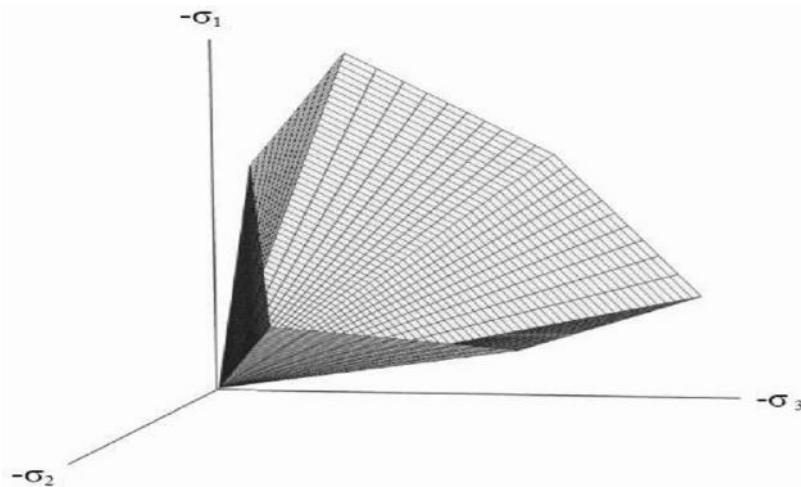
$$\tau = \sigma_n \tan\phi + c \quad (\text{II.6})$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\phi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure II.11).

**Figure II .11** Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas.

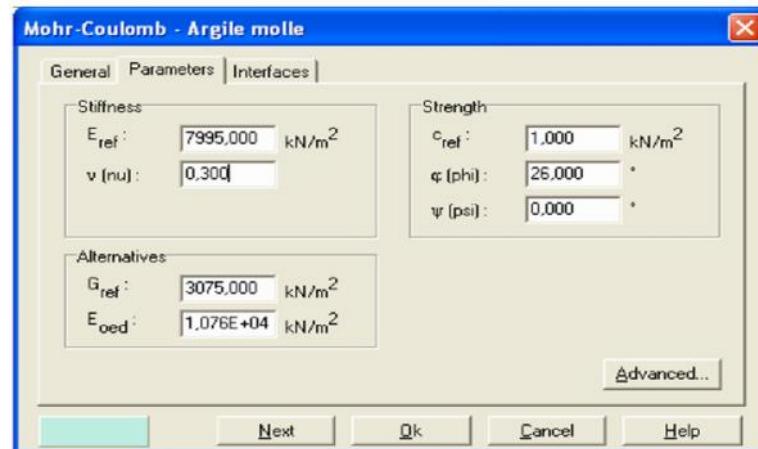
La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisection (figure II .12) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.



**Figure II .12** Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $C=0$ .

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure II.13). Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont  $c$ ,  $\phi$  et  $\psi$ , respectivement.

Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.



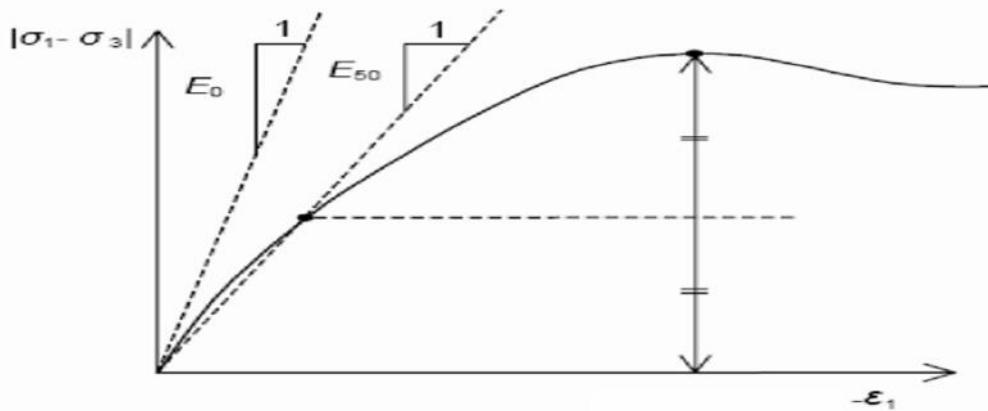
**Figure II .13** Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

### a) Module d'Young :

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

dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure II.14).

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



**Figure II .14** Définition du module à 50 % de la rupture.

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

### b) Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

### c) Angle de frottement

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

On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure II.11).

#### d) Cohésion

Les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion,  $0 < c <$  quelques kilo Pascals. On parle de cohésion capillaire ou de cimentation en place. Les sols cohérents ont une cohésion comprise entre quelques kilo-Pascals et plusieurs centaines de kilo-Pascals.

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0.2 à 1KPa) pour des questions numériques.

#### e) L'angle de dilatance

L'angle de dilatance  $\psi$  est quant à lui généralement compris entre 0 et 15. Les sables lâches et les argiles ont des valeurs de dilatance très faibles, quelques degrés à peine voire zéro. D'une manière générale, l'angle de frottement est pratiquement toujours supérieur à l'angle de dilatance. La valeur de  $\psi$  peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux (figure III.12). Il existe également une relation empirique simple, généralement bien vérifiée pour les sables denses, reliant l'angle de dilatance et l'angle de frottement interne :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \Psi = \varphi - 30 & \text{pour } \varphi > 30^\circ \\ \Psi = 0^\circ & \text{pour } \varphi < 30^\circ \end{array} \right. \quad (\text{II.7})$$

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

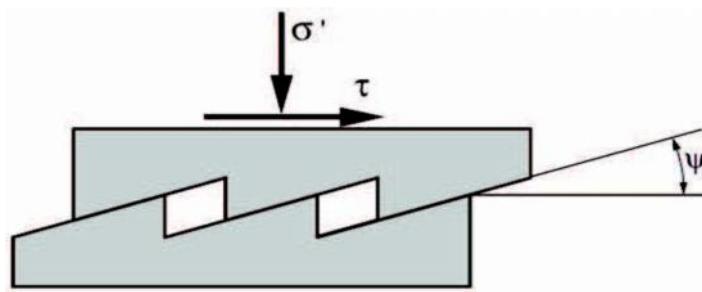


Figure II .15 Angle de dilatance

#### f) Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure II.12). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

#### g) Les paramètres avancés

Les paramètres avancés comprennent l'accroissement de la rigidité et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions. Cette dernière option est utilisée par défaut mais elle peut être désactivée ici, si désiré.

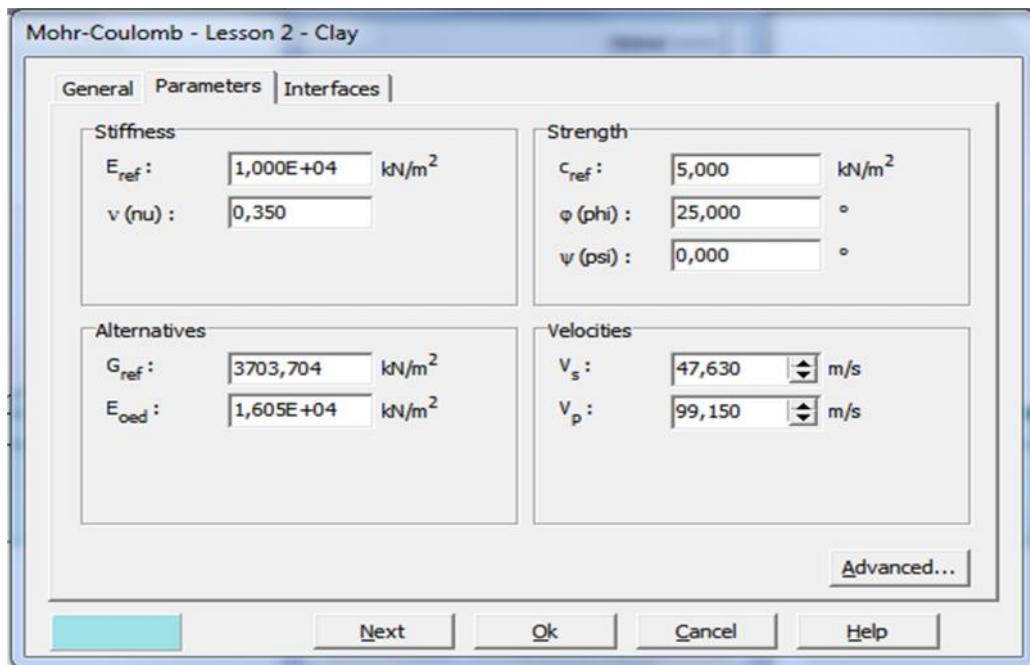


Figure II .16 Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb

## II 5.6 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)

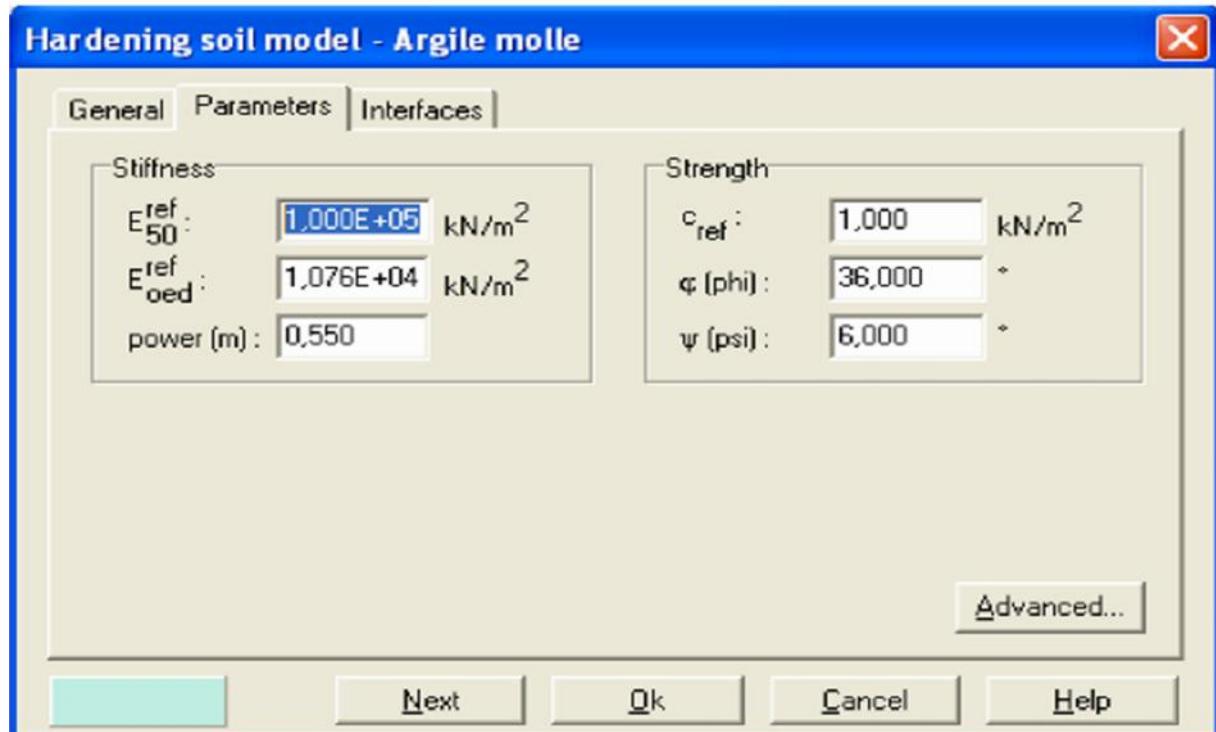
Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie ;

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

### a) Les paramètres du HSM

Les paramètres du HSM sont représentés sur la figure II.17



**Figure II .17** Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model

## Paramètres de Mohr-Coulomb

$C$	: cohésion (effective)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\phi$	: angle de frottement effectif	[°]
$\Psi$	: angle de dilatance	[°]

## Paramètres de rigidité

$E_{50}^{ref}$	: module sécant dans un essai triaxial	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{oed}^{ref}$	: module tangent dans un essai œdométrique	[kN/m <sup>2</sup> ]
$m$	: Puissance (environ 0,58 pour les sables)	[-]

**II 5.7 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model S.S.M)**

Ce modèle (SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al... L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

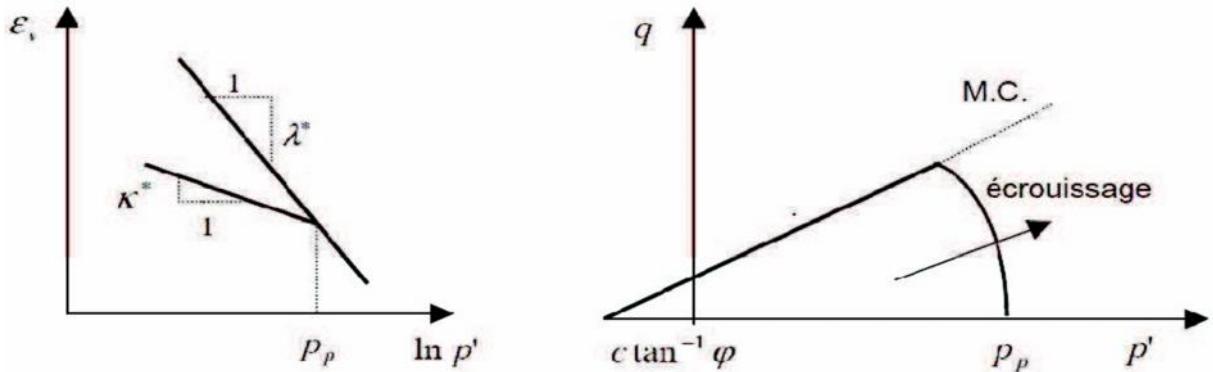
Le modèle SSM permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

L'indice de compression modifié  $\lambda^*$  caractérise la déformation en plasticité du matériau lors du chargement primaire isotrope. L'indice de gonflement modifié  $k^*$  caractérise la déformation élastique du matériau lors du déchargement isotrope et du recharge. Les relations avec les indices de compression  $C_c$  et gonflement  $C_s$  s'écrivent :

$$= \frac{C_c}{2.3(1+e_0)} \quad \text{et} \quad k = \frac{C_s}{2.3(1+e_0)} \quad (\text{II.8})$$

Avec :  $e_0$  est l'indice des vides initial.

La surface de charge de ce modèle décrit deux mécanismes plastiques. Le premier, avec écrouissage, correspond à la variation de volume lors de la compression primaire. Le deuxième introduit la rupture en cisaillement représentée par la droite de Mohr-Coulomb, définie par une cohésion  $c$ , un angle de frottement  $\varphi$  et un angle de dilatance  $\Psi$ . Ce dernier La pression de préconsolidation  $P_p$ , qui est la plus grande contrainte volumique que le sol a subie au cours de son histoire, sépare le domaine élastique du domaine plastique (Figure II.18).



**Figure II .18** Courbe contrainte-déformation volumique et surface de charge du modèle SSM

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

$\lambda^*$  : Indice de compression

[-]

$k^*$  : Indice de gonflement

[-]

$C$  : Cohésion

[kN/m<sup>2</sup>]

$\varphi$  : Angle de frottement

[°]

$\Psi$  : Angle de dilatance

[°]

les paramètres avancés sont :

$\nu_{ur}$  : Coefficient de Poisson en charge-décharge

[-]

$K_0^{NC}$  : Coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé

[-]

$M$  : Pente de la courbe d'état critique dans le plan (p.q)

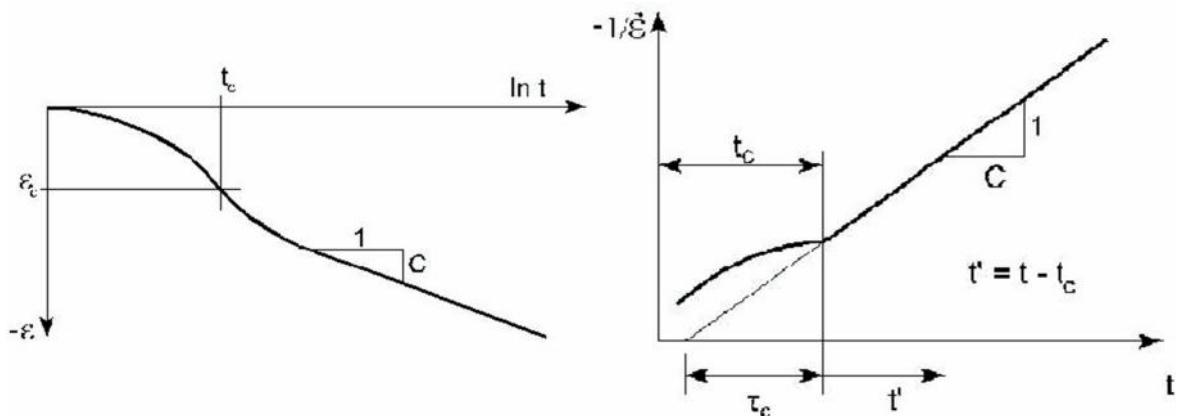
[-]

## II 5.8 Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model, SSCM)

Le SSM permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

La figure (II.19) résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.



**Figure II .19** La consolidation et le comportement du fluage dans un essai oedométrique standard

Les paramètres de rupture comme dans le modèle du Mohr-Coulomb :

$C'$  : Cohésion effective [kN/m<sup>2</sup>]

$\varphi$  : Angle du frottement [°]

$\Psi$  : Angle de dilatance [°]

Les paramètres de SSCM :

$k^*$  : Indice du gonflement modifié [-]

$\lambda^*$  : Indice de compression modifié [-]

$\mu^*$  : Indice du fluage modifié [-]

$\nu_{ur}$  : Coefficient du Poisson pour décharge-recharge [-]

## II 5.9 Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

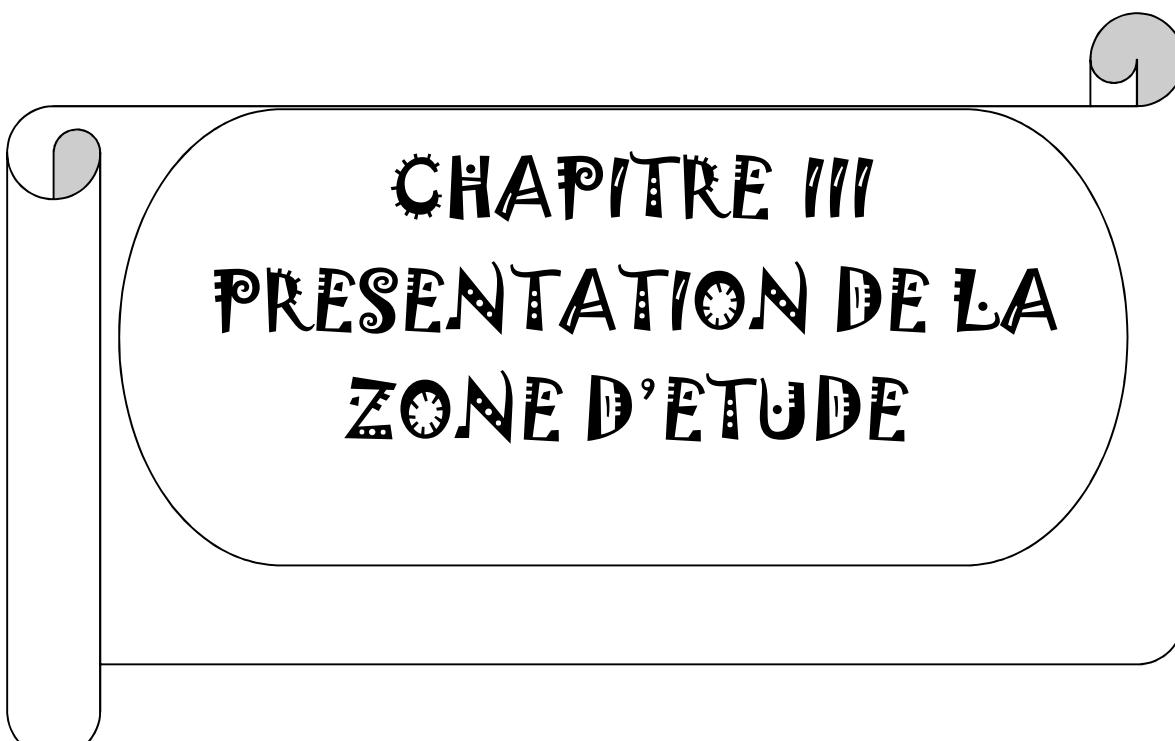
## CONCLUSION

La modélisation numérique d'un ouvrage géotechnique, réalisée à l'aide d'un code de calcul aux éléments finis, est une approche simplifiée de la réalité géométrique et géomécanique de l'ouvrage.

Les modèles disponibles dans le code PLAXIS 2D ont été brièvement décrits en distinguant parmi eux ceux adaptés à la simulation du comportement des sols granulaires et ceux plus adaptés pour la simulation du comportement des argiles.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel".

Cette partie a permis de nous guider dans le choix de modèles mieux adaptés aux différents matériaux mis en jeu dans le problème étudié, en combinaison avec les aspects du comportement que l'on souhaite simuler. Alors que, parmi ces modèles il existe deux modèles de comportement bien adapté pour simuler le comportement des sols granulaires (notre cas) qui sont le modèle Mohr-Coulomb et HSM (Hardening Soil Model).



# CHAPITRE III

## PRESENTATION DE LA

## ZONE D'ETUDE

### CHAPITRE III:

#### PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE : CARACTERISTIQUES

#### GEOTECHNIQUES DU SITE ET PROPRIETES DU BARRAGE

##### III .Barrage de l'Oued El Abed

###### III .1 Situation géographique de la wilaya

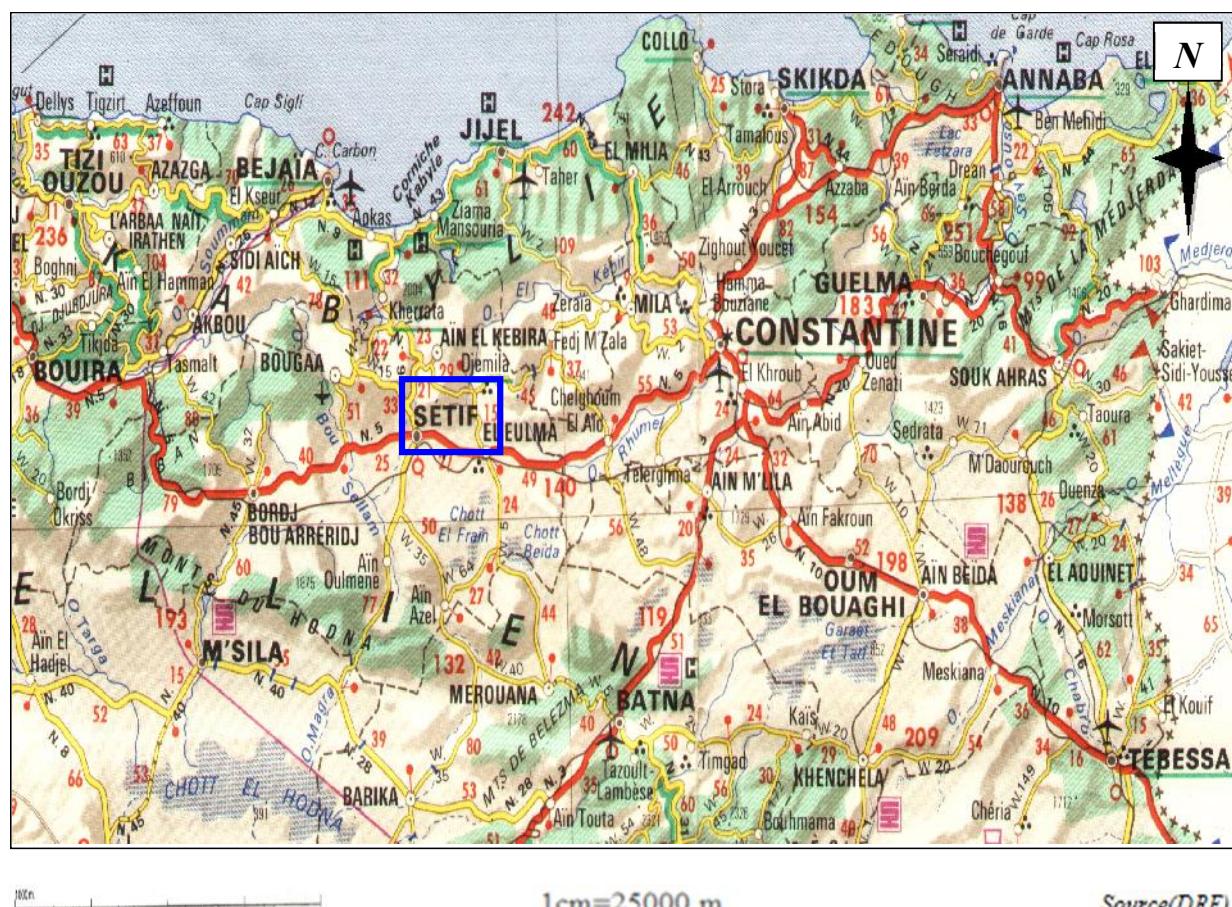
La wilaya occupe une position centrale entourée de 6 wilayas, au nord elle est limitée par les wilayas de Bejaia et Jijel, à l'est par la wilaya de Mila, au sud par les Wilaya de Batna et M'sila et à l'ouest par la wilaya de Bordj Bou Arréridj.

La wilaya est caractérisée par 3 zones :

- La zone montagneuse.
- Les hautes plaines.
- La frange semi-aride

\* Le climat caractérisant la wilaya est continental, semi-aride, avec des étés chauds et secs et des hivers rigoureux accompagnés de précipitations.

\* La figure ci-après donne un aperçu sur situation géographique de la wilaya de Sétif



**Figure III .1 situation géographique de la wilaya**

### III .2 Situation géographique

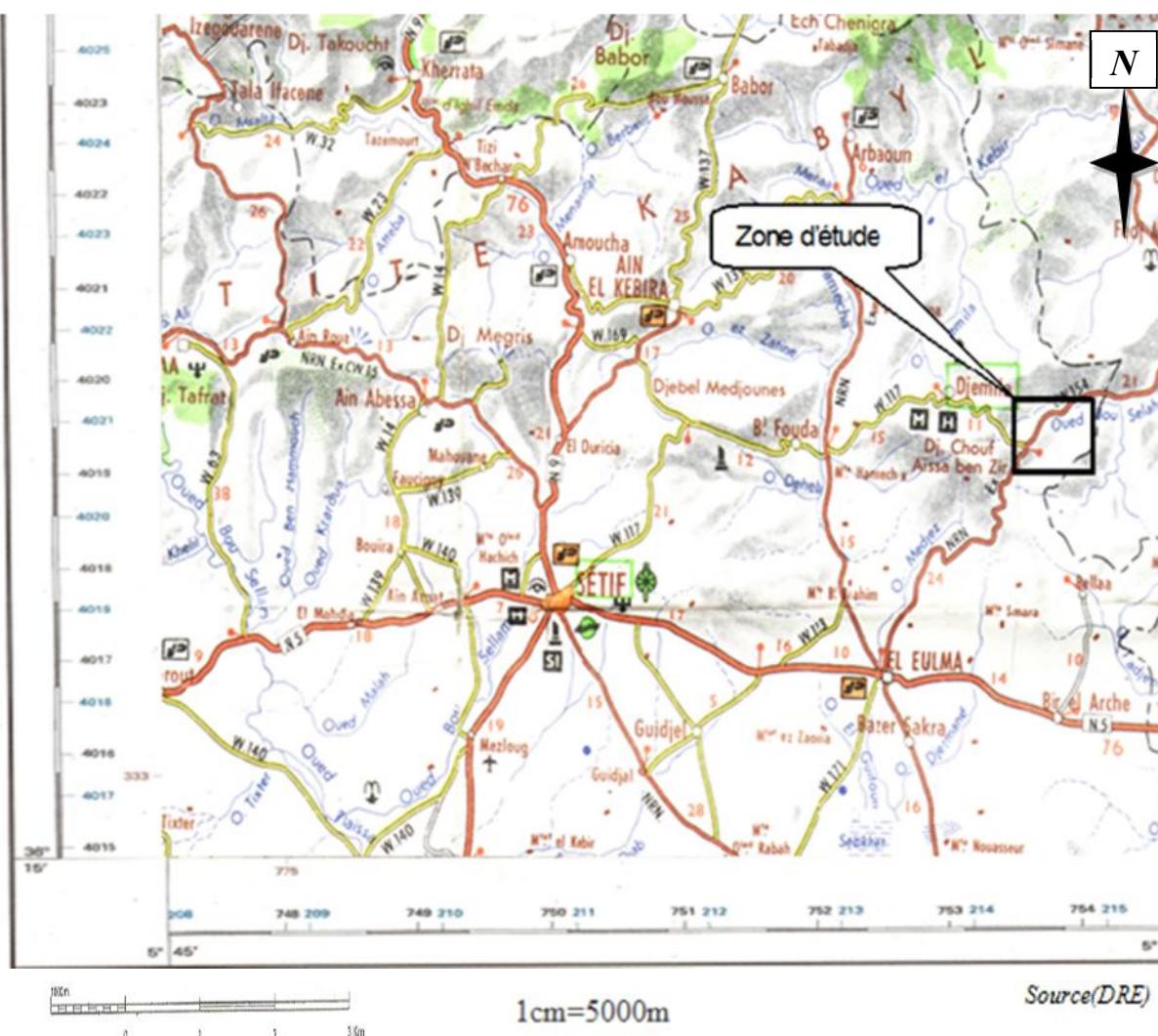
La zone d'étude se situe principalement dans les hautes plaines de la wilaya de Sétif, au Nord de l'Algérie, à environ 5°48' de longitude et 36°18' de Latitude nord. Le site de la retenue projetée sur **Oued EL ABED** au Nord-Est du chef-lieu de Wilaya Sétif et au Sud-Est de la ville de DJEMILA.

Les coordonnées de ce site sont les suivantes :(en Lambert)

→ X = 780.000 m ;

→ Y = 339.200 m ;

→ Z = 780 m NGA



**Figure III .2** *plan d'orientation*

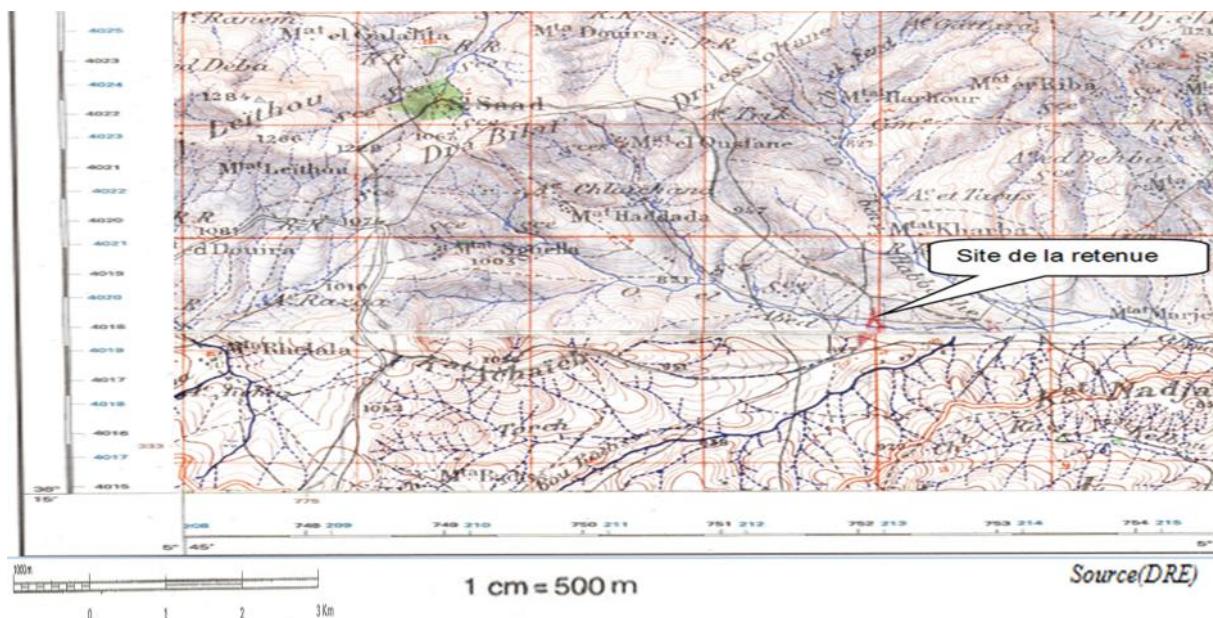


Figure III .3 plan de situation

### III .3 Géologie de la région

Le site de la retenue projetée sur Oued EL ABED au Nord-Est du chef-lieu de Wilaya Sétif et au Sud-Est de la ville de DJEMILA plus précisément à Djebel el Hassane par ou passe oued el Abed et y est représenté par des strictement suivent :

#### ➤ L'anticlinal de djebel el Hassane

Est représenté par un noyau d'Age sénonien supérieur formé de calcaire gris compacts avec des intercalations médianes de marnes, dessus reposent des calcaires paléocènes à silex et des niveaux phosphatés donnant souvent un aspect conglomératique pouvant renfermer d'abondants petits débris de silex, puis viennent des niveaux dolomitique massifs au-dessus desquels se trouve une séries de calcaires grises ou jaunâtres, lités, marneux ou gréseux, souvent plus ou moins dolomitismes, alternat avec des marnes grises ou verdâtres.

#### ➤ Le miocène marin transgressif

Est représenté dans cette région par de vastes étendues de conglomérats rouges et des grés et une puissante série marneuse se développe surtout à la bordure nord massif Mzaita boutaleb avec des intercalations gréseuses et calcareuses.

L'environnement du site où se trouve le projet de la future est marqué par la présence d'un relief montagneux de la forme arrondie appartenant à la nappe de Djebel sattor, le parautochtone et autochtone hodnéen, selon la coupe géologique interprétative au 1/50000 de la direction Nord-Ouest tirée de la carte géologique de kasr el abtal figure (III.4) nous rencontrons les formations géologiques suivantes :

### ➤ **Le quaternaire ( $q_t$ )**

représenté par des dépôts détritiques à faibles puissances, issus des altérations chimiques et des désagrégations mécaniques des roches mères affleurant en surface par des agents atmosphériques comme le gel et le dégel, le vent et la pluie

Il est représenté par des alluvions récentes et actuelles constituées d'éléments détritiques à granularité diverse allant des plus fins aux plus grossiers blocs et galets en passant par des sables, graviers et cailloux. Ces dépôts alluvionnaires comblent faiblement l'oued sous formes de terrasses, à un niveau plus haut, se trouve les alluvions anciennes des plateaux d'âges pléistocène.

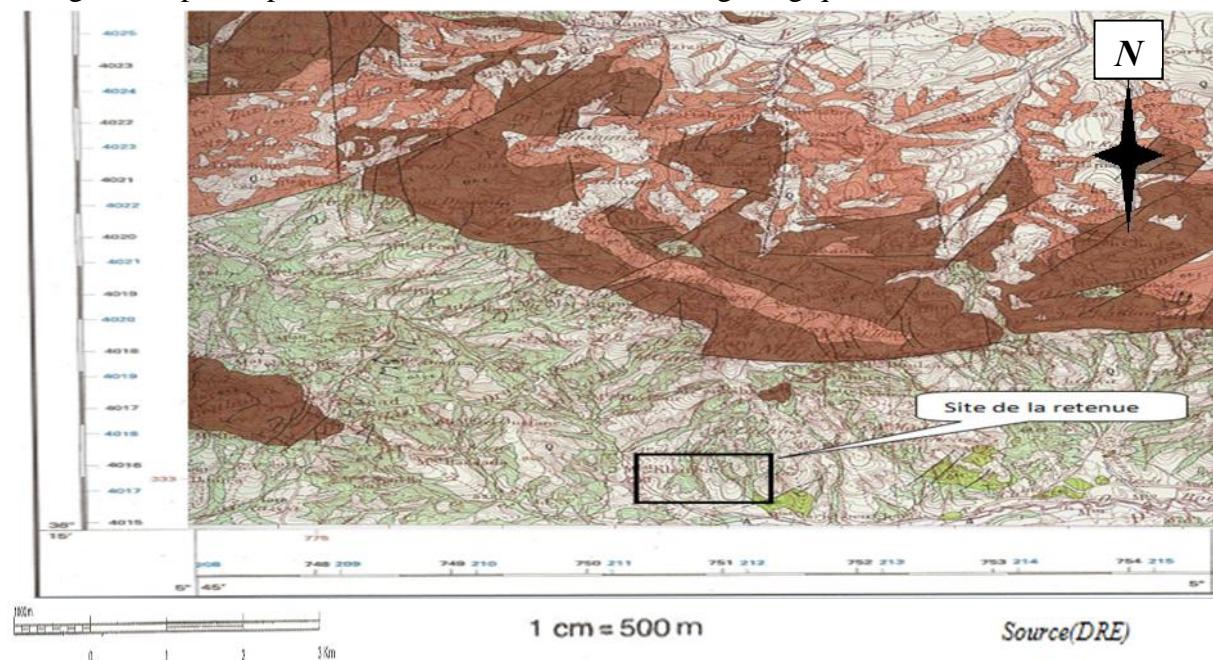
Nappes de djebel Sattor :

- Miocène marin: grés calcaieux à molobésières et marnes ;
- Lutétien supérieur: marnes jaunâtres ;

### ➤ **Parautochtone et autochtone hodnéen**

- Miocène: conglomérats, marnes à huitres et calcaires gréseux ;
- Lutétien supérieur: argiles gypsifères et calcaires ;
- Yprésien-Lutétien inférieur: calcaires à silex, calcaires phosphates ;
- Dano-paléocène à yprésien: calcaires à silex, calcaires phosphates ;
- Sénonien supérieur: marnes à galets, calcaires, calcaires marneux ;
- Sénonien inférieur: marnes sableuses ou à galets, calcaires, calcaires marneux ;
- Draconien et cénomanien: marnes grises et calcaires glauconie et marno-calcaires ;
- Aptien: calcaires, dolomies ;
- Barrémien: dolomies, calcaires et grés. ;
- Néocomien : grés, perlites et marnes.

La figure ci-après représente les différentes formations géologiques



**Figure III .4** Extrait de carte géologique de Djemila N°71

❖ **LEGENDE**

- A Alluvions actuelles et récentes du lit de l'oued
- Q Quaternaire ancien ; éboulis de pente
- e<sup>4-5</sup> Lutétien supérieur à Priabonien marnes et calcaires
- e<sup>6-7</sup> Yprésien-Lutétien supérieur calcaire massif bitumineux
- C<sup>6</sup> Maestrichtien à Paléocène marnes noires à boules jaunes

### III .3.1 Hydrogéologie de la zone d'emprise

#### 1. Perméabilité

Le substratum marneux ainsi que sa couverture argileuse, sont totalement imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de  $10^{-7}$  à  $10^{-8}$  cm/s. Les dépôts détritiques alluvionnaires comblant sur une puissance de l'ordre de quatre à cinq mètres, sont perméables.

#### 2. Etanchéité

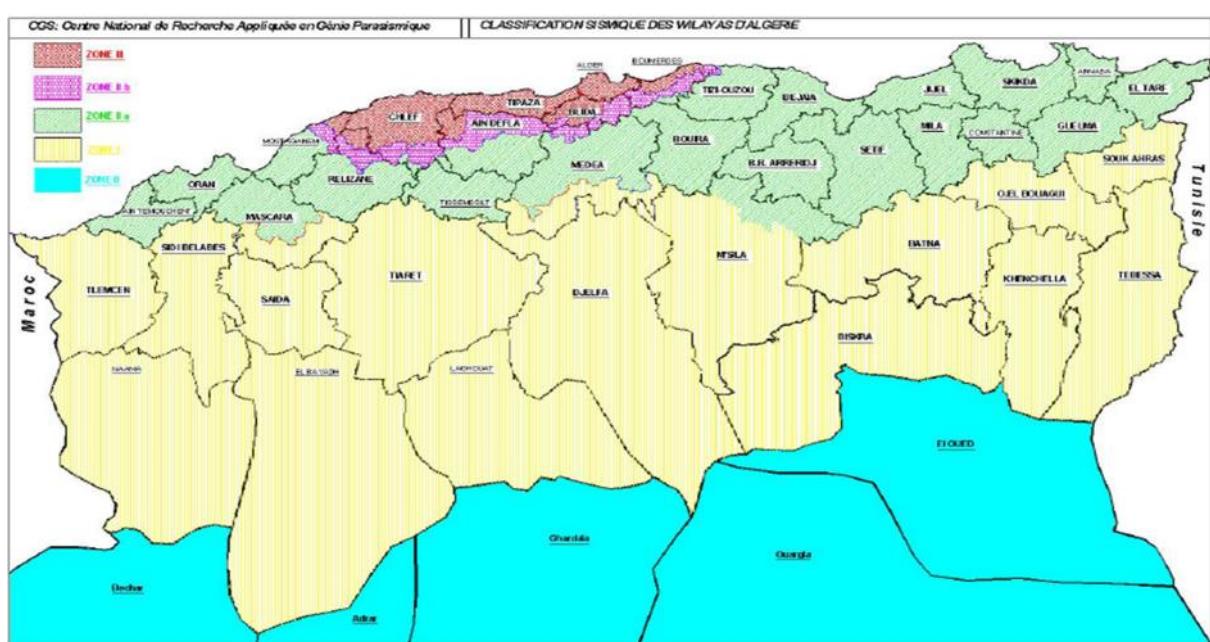
L'étanchéité de l'assiette de la retenue est entièrement assurée par les marnes et les argiles très caractéristiques de cette région. Donc, le fond de l'oued contenant une couche alluvionnaire perméable 04 à 05 mètre d'épaisseur, constitue un endroit favorable aux pertes d'eau par infiltrations à travers la porosité de ces sédiments détritiques pulvérulents.

Pour assurer une étanchéité totale de la cuvette et éviter le phénomène de Renard au-dessous de la digue garantissant sa stabilité; il faudra décaper cette couche et l'asseoir sur le bon sol marneux sain et imperméable.

### III 3.2 Sismicité

Le site de la retenue collinaire Oued El Abed ayant une durée de vie économique de 20 à 30 ans. Selon les REGLES PARASISMIIQUES ALGERIENNES RPA 99, CENTRE NATIONAL RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE l'emplacement d'Oued El Abed appartient à la zone zone II-a niveau de sismicité modérée, et cela d'après la carte du zonage sismique du territoire national (RPA99-Version 2003), Sur la carte suivante il est défini 4 zones sismiques classées comme suite :

- 1- Zone 0 : sismicité négligeable .
  - 2- Zone 1 : sismicité faible .
  - 3- Zone 2 : sismicité moyenne.
  - 4- Zone 3 : sismicité élevée.



**Figure III .5 Carte de zonage sismique (RPA99-Version 2003)**

Et le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages :

**Tableau III .1 : Coefficients d'accélération du séisme.**

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

Après la zone IIa et un degré d'usage 3 correspond à une valeur de **A = 0,10**.

### Prospection géotechnique de terrain

Des puits et sondages ont été réalisés en différentes zones de la retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et des gîtes de matériaux de construction), suivi de prélèvements d'échantillons de sol pour pouvoir connaître et déterminer la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de ce barrage collinaire.

### III .4 Résultats géotechniques de terrain, laboratoire et leur Interprétation

#### III 4.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue

##### ﴿ Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée

Le fond de la vallée est comblé de particules fines et grossières formées de graviers, cailloux, galets et blocs de forme arrondie et de nature calcareuses.

Ces matériaux alluvionnaires proviennent de la décomposition physico-chimique des faciès mère. Ils sont caractérisés par les propriétés suivantes:

Angle de frottement effectif (°).....32°-38°

Capacité portante (Rdt)..... 300 à 600 Kpa

Perméabilité (K)..... $10^{-1}$  à  $10^{-3}$  m/s

Ces données nous montrent que le milieu traversé au fond de la vallée, est de cohésion nulle et à forte perméabilité; il constitue donc un chemin privilégié pour les pertes d'eau par infiltrations. A cet effet, le décapage de cette couche alluvionnaire, est indispensable afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de la digue.

##### ﴿ Les argiles brunes coluvionnaires

###### 1. Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (Wn).....18,11-20,90 %

Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....1,58-1,87

Densité humide ( $\gamma_h$ ).....1,91-2,20

Ce sont des éléments fins argilo-limoneux, appartenant selon la classification

Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CH (At) très plastique.

## 2. Essais mécaniques

### \* Compression à l'oedomètre

Compressibilité (Pc).....	01,95-02,05bars
Coefficient de tassement (Ct) .....	0,180 - 0,252
Coefficient de gonflement (Cg).....	0,046 - 0,050
Perméabilité (K).....	$10^{-7}$ à $10^{-8}$ cm/s
C'est un faciès argilo-limoneux, moyennement compressible, pratiquement imperméable.	

### \* Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Cohésion (Cu) .....	0,262-0,303 bars
Angle de frottement ( $\phi$ ).....	10,00–14,00°
Cohésion effective (C').....	0,50-0,80 bars
Angle de frottement effectif ( ' ).....	13°-17°
Coefficient de poisson( ).....	0,42
Module de déformation (E <sub>déf</sub> ).....	8-15 Mpa
Capacité portante (Rdt).....	0,50-1,50 bars

## 2. Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en carbonate.....	26,79-46,29 %
Teneur en insolubles.....	48,60-71,60 %
Teneur en gypses.....	traces –3,50 %
Ce sont des matériaux argileux, plus ou moins marneux contenant très peu de gypses.	

## III 4.2 Matériaux de construction de la digue

### ↳ Matériaux d'étanchéité et de recharge

#### 1. Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (W <sub>n</sub> ).....	21,59-25,96%
Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....	1,47-1,63

Densité humide ( $\gamma_h$ ).....	1,85-1,98
Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ ).....	1,91-2,01
Degré de saturation ( $S_r$ ).....	85,69-91,63 %
Limite de liquidité ( $W_L$ ).....	56,48-68,40 %
Limite de plasticité ( $W_p$ ).....	27,58-32,45 %
Indice de plasticité ( $I_p$ ).....	28,90-35,95%
Ce sont des matériaux argileux et limoneux, très plastiques, très faiblement sensibles à l'eau et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CH (At).	

## 2. Essais mécaniques

### \* Compression à l'oedomètre

Compressibilité ( $P_c$ ).....	01,83-02,93bars
Coefficient de tassement ( $C_t$ ).....	0,374- 0,422
Coefficient de gonflement ( $C_g$ ).....	0,057 - 0,064
Perméabilité ( $K$ ).....	$10^{-7}$ à $10^{-8}$ cm/s
C'est un faciès eux, moyennement compressible, pratiquement imperméable .	

### \* Cisaillement rectiligne à la boite type U.U

Cohésion ( $C_u$ ) .....	0,214-0,449 bars
Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....	05-12°
Cohésion effective ( $C'$ ).....	0,50-0,80 bars
Angle de frottement effectif ( $\phi'$ ).....	13-17°

### \* Compaction selon Proctor normal

Teneur en eau maximale( $W_{max}$ ).....	15,50-16,30%
Densité sèche optimale ( $\gamma_{d_{opt}}$ ).....	1,482-1,644
Densité sèche optimale à 95 %( $\gamma_{d_{opt},95\%}$ ).....	1,41-1,56

### 3. Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en carbonate.....25,10-36,59 %  
 Teneur en insolubles.....61,81-69,30 %  
 Teneur en gypses .....traces-04,0 %  
 C'est un faciès argileux plus ou moins marneux renfermant très peu de gypses.

### III .5 Caractéristiques géotechniques des sols utilisées dans le calcul numérique

**Tableau III .2** Les caractéristiques géotechniques des sols.

Paramètres	Symbol	Unité	Corps du barrage
Angle de frottement		Degré (°)	12,00
Cohésion	C	KN/m <sup>2</sup>	22,00
Poids volumique humide	$\gamma_h$	KN/m <sup>3</sup>	18,00
Poids volumique sec	$\gamma_d$	KN/m <sup>3</sup>	16,00
Coefficient de Poisson	$\nu$	[ - ]	0.42
Module d'Young à 50%	$E_{50}$	KN/m <sup>2</sup>	5000

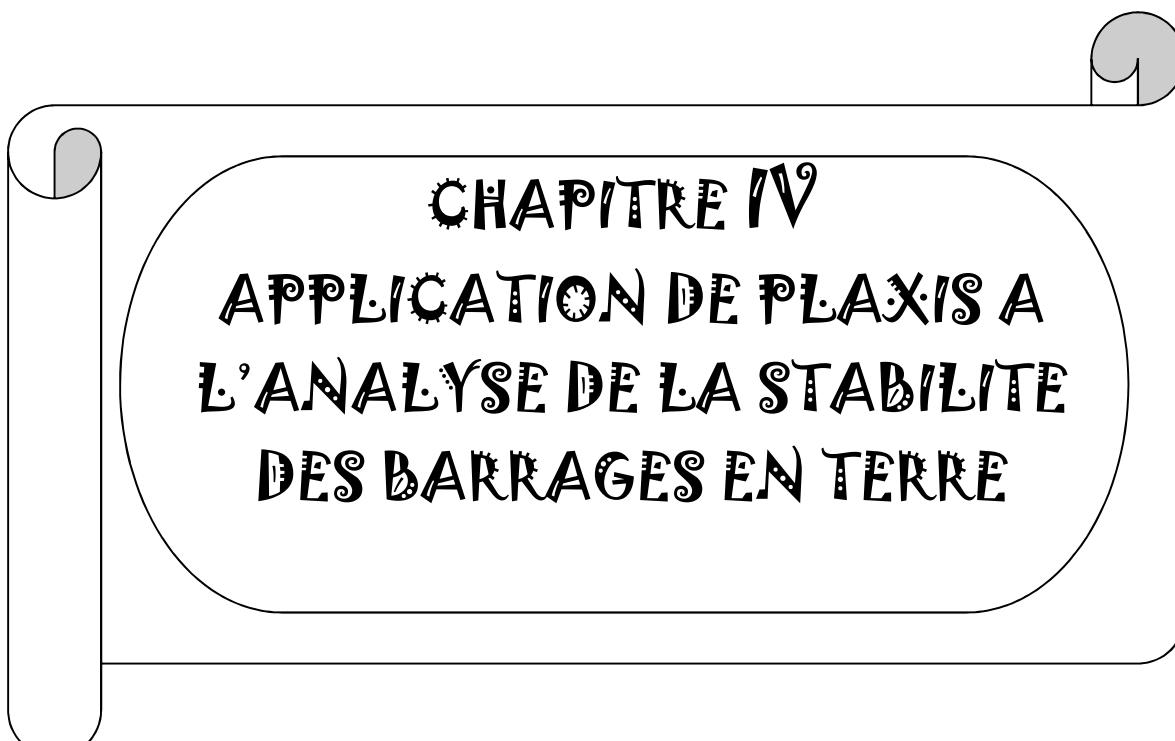
### III .6 Caractéristiques générales du barrage

- Type : digue du barrage d'Oued El Abed est en remblai homogène (**homogène en argile**)
- Hauteur maximale : 26.26 m
- Longueur en crête : 315 m
- Largeur en crête : 8 m
- Altitude de la crête : 804.16 m NGA
- Cote de Retenue Normale : 801.32 m NGA
- Cote des Plus Hautes Eaux pour la crue de projet : 803.16 m NGA
- Pente des talus
  - Amont : 1 / 3
  - Aval : 1 / 2.5

-la digue est disposée de deux bermes aux côtes 793 m N.G.A.

#### Conclusion

Par cette présentation de la zone d'étude de Oued El Abed et des données disponibles, nous avons balisé le terrain pour la prochaine étape de notre travail qui est l'application étude de stabilité du barrage de Oued El Abed wilaya Sétif.



**CHAPITRE IV**

**APPLICATION DE PLAXIS A**

**L'ANALYSE DE LA STABILITE**

**DES BARRAGES EN TERRE**

**CHAPITRE IV:****APPLICATION DE PLAXIS A L'ANALYSE DE LA STABILITE DES BARRAGES EN TERRE*****Introduction***

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. 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 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.

Le contrôle de la stabilité des barrages en terre sous différents chargements à une par conséquent importance particulière pour les constructeurs hydrotechniciens. L'un des chargements les plus critiques que le barrage risque de supporter est celui du à un séisme. Ce type de chargement, en raison des incertitudes en grandeur et en temps peut entraîner de graves problèmes d'instabilité au niveau de la structure. La réponse exacte d'un barrage en terre lors d'un tremblement de terre n'est pas toujours claire. De nombreux facteurs comme les caractéristiques du barrage, les conditions du site et les spécifications du chargement sismique sont très influents sur la réponse dynamique des barrages.

Dans cette optique le but de notre travail est l'analyse du comportement dynamique du barrage soumis à des charges sismiques et leurs influences sur la stabilité du barrage d'Oued el Abed.

Le barrage d'Oued el Abed, est en remblai homogène (**homogène en argile**), sa hauteur est de 26.26m et sa largeur 8 m, il est construit sur une couche de fondation argileuse, la crête de barrage à une côte de 804.16 m.

Le volume de la retenue (à NNR): 0,2821 M.M<sup>3</sup>.

#### IV .1 Modélisation du problème

Le comportement dynamique d'un barrage impose la connaissance de son comportement initial avant et pendant et après l'application des charges accidentelles dues aux sollicitations sismiques ce qui nous conduit d'analyser au premier lieu le comportement de l'ouvrage lorsque le barrage est vide , des variations des niveaux d'eau jusqu'au niveau optimal ,lors des variations brutales des eaux lors des vidanges rapides qui sont souvent l'origine de sinistres spectaculaires ; sans oublier évidemment les effets accidentels dus au tremblement de terre .

Au terme de cette énumération, il est intéressant de rappeler les différentes causes de ruptures que l'on rencontre sont dues aux glissements des talus sur une surface de forme dépendante du mode de déplacement de la structure et dans certains cas de la vitesse de déplacement.

Les équations permettant d'analyser la stabilité et la résistance du barrage sont sur :

- Le coefficient de sécurité des talus
- Les contraintes et les déformations de la structure définies par la loi de comportement des matériaux constituants le barrage.
- Les déplacements et la distribution des contraintes sont déterminées d'après le spectre de réponse dynamique des matériaux sous sollicitations sismiques.

La plupart des méthodes utilisées pour l'étude de la stabilité sismique des barrages en terre et d'autres structures en sol soumises à des sollicitations sismiques sont déduites de trois méthodes principales: la méthode pseudo-statique , la méthode de Newmark [5] , et la méthode de Seed- Lee-Idriss [3, 5,7, 9].

De l'analyse des données, le site du barrage d'Oued el Abed appartient à la zone IIa et un degré d'usage 3.

Les phénomènes d'interaction du réservoir avec le barrage sont négligés. L'effet des pressions hydrodynamiques de l'eau de la retenue est négligé.

#### IV .1.1 Approche numérique du mouvement sismique

La notion la plus répandue pour représenter un séisme en ingénierie sismique est bien le spectre de réponse d'oscillateurs linéaires. Le spectre de réponse en accélération, vitesse ou déplacement met en évidence le contenu fréquentiel du mouvement : il fournit la réponse maximale d'oscillateurs linéaires élastiques soumis à un séisme. Cette réponse se calcule simplement pour un oscillateur de masse  $m$ , de raideur  $k$  et d'amortissement  $c$  dont le déplacement par rapport à son support soumis à une excitation sismique représenté par son accélérogramme  $a(t)$ , sera noté  $u(t)$ .

L'équation régissant le mouvement de la réponse dynamique d'un système est exprimée comme suit:

$$[M]\{\ddot{a}\} + [D]\{\dot{a}\} + [K]\{a\} = \{F\} \quad (\text{IV.1})$$

Avec:

$[M]$  = Matrice de la masse.

$[D]$  = Matrice d'amortissement.

$[K]$  = Matrice de rigidité.

$\{F\}$  = Vecteur de chargement.

$\{\ddot{a}\}$  = Vecteur des accélérations nodales.

$\{\dot{a}\}$  = Vecteur des vitesses nodales.

$\{a\}$  = Vecteur des déplacements nodaux.

Le vecteur comprend les charges par des forces différentes, dont l'expression est:

$$\{F\} = \{F_b\} + \{F_s\} + \{F_n\} + \{F_g\} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

$\{F_b\}$  = vecteur des volumes.

$\{F_s\}$  = vecteur des dues à des pressions extérieures.

$\{F_n\}$  = vecteur des concentrés nodaux.

##### ➤ [M] Matrice de masse

La matrice de masse peut être une matrice d'une masse cohérente. La matrice de masse cohérente est la suivante:

$$[M] = \int_v \rho [N]^T [N] d\nu \quad (\text{IV.3})$$

Avec:

$\rho$  = Densité de la masse.

$[N]$  = matrice des fonctions d'interpolations.

➤ **[D] Matrice d'amortissement**

Généralement, la matrice d'amortissement est une combinaison linéaire de la matrice de masse et de la matrice de rigidité:

$$[D] = \alpha [M] \beta [K] \quad (\text{IV.4})$$

Où:  $\alpha$  et  $\beta$  sont des scalaires appelés coefficients d'amortissement de Rayleigh. Elles peuvent être liées à une constante d'amortissement  $\eta$  par:

$$\eta = \frac{\alpha + \beta \omega}{2\omega} \quad (\text{IV.5})$$

Où:  $\omega$  est la fréquence de vibration particulière pour le système.

➤ **[K] Matrice de rigidité**

La matrice de rigidité est :

$$[K] = \int_v [B]^T [C] [B] dv \quad (\text{IV.6})$$

Avec:

$[B]$  = matrice de déformation de déplacement.

$[C]$  = matrice constitutive.

Pour l'analyse bivariée de la déformation, nous considérons que tous les éléments ont une unité d'épaisseur.

#### IV .1.2 Forces dues au séisme

La charge sismique peut être exprimé par:

$$\{F_g\} = [M]\{\ddot{a}_g\} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

$[M]$  est la matrice de masse et  $\{\ddot{a}_g\}$  l'accélération nodale appliquée.

#### IV .1.3 Intégration numérique

Pour former la matrice caractéristique élémentaire (ou de rigidité)  $[K]$  on applique l'intégration numérique de Gauss-Legendre. Les variables sont d'abord calculées aux points spécifiques dans un élément. [6,7, 8].

Ces points s'appellent points d'intégration ou points de Gauss. Ces valeurs sont alors additionnées pour tous les points de Gauss dans un élément.

Pour effectuer l'intégration numérique, on remplace l'intégrale de l'équation ( $\int_A [B]^T [C] [B] dA$ ) Par l'équation suivante:

$$\sum_{j=1}^n [B_j]^T [C_j] [B_j] \det|J_j| W_{1j}, W_{2j} \quad (\text{IV.8})$$

$j$  = point d'intégration.  $B_j$

$\det|J_j|$  = déterminant de la matrice Jacobienne.

$W_{1j}, W_{2j}$  = facteurs de pondération.

#### IV .2 CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE

L'analyse de la stabilité avec le logiciel PLAXIS a permis de calculer le coefficient de sécurité à partir de la méthode de réduction des paramètres de résistance au cisaillement du sol.

Dans cette approche, les caractéristiques de résistance du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture (l'instabilité de pente). La formule donnant le coefficient de sécurité s'écrit alors:

$$F_s = (\tan \phi^{\text{real}} / \tan \phi^{\text{failure}}) = (c^{\text{real}} / c^{\text{failure}}) \quad (\text{IV.9})$$

Contrairement aux autres coefficients, FS vaut 1 au début c'est -à- dire

$$\phi^{\text{real}} = \phi^{\text{failure}} \text{ et } c^{\text{real}} = c^{\text{failure}}$$

### IV .3 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal  $FS$  adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelque fois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé  $C_u$ ).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

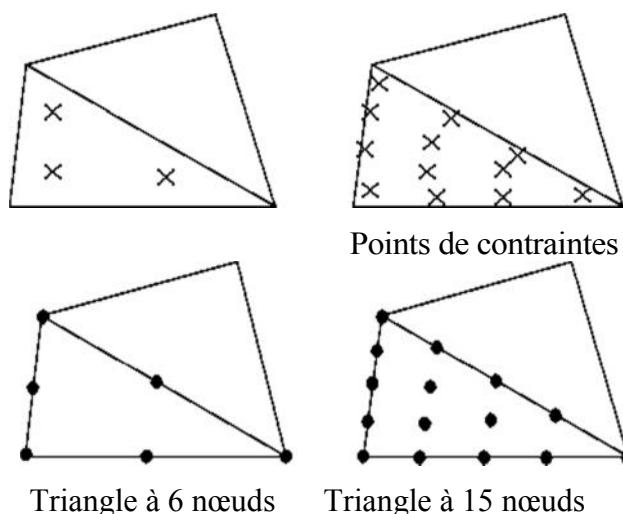
Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de  $FS$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture Serait catastrophique
>1.4	Satisfaisante pour les barrages

**Tableau IV.1** les valeurs de  $FS$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

#### IV.4 Modélisation de barrage

L'utilisateur de PLAXIS doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou à 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de PLAXIS est le triangle à 15 nœuds, il fournit des interpolations d'ordre quatre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant en total douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est du second ordre, et l'intégration nécessite trois points de contrainte (figure. IV.1).



**Figure IV.1** Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément de sol.

Dans cette étude, la masse du barrage est modélisée par un maillage en éléments triangles à 6 nœuds comme montré sur la figure IV.1. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis.

Les charges à la rupture et le coefficient de sécurité sont généralement évalués avec des éléments à 6 nœuds.

L'utilisation des triangles à 6 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, quoique les calculs et la manipulation soient donc un peu ralentis.

#### IV.4.1 Phases des calculs

Les calculs numériques ont été faits en 13<sup>ème</sup> phases qui sont :

- La première phase: excavation de la fondation de la profondeur (7.3 m) on la remplissant avec argile compacté.
- La 2<sup>ème</sup> phase : le remplissage se fait progressivement de la cote (778 m) jusqu'à la crête de barrage qui correspondant à la côte (804.26 m).
- La 3<sup>ème</sup> phase: analyse de stabilité en fin de construction.
- La 4<sup>ème</sup> phase: mise en eau (remplissage environs à 25%) qui correspondant à la côte (784 m).
- La 5<sup>ème</sup> phase: analyse de la stabilité de la 4<sup>ième</sup> phase.
- La 6<sup>ème</sup> phase: remplissage d'eau jusqu'à le (NNR) qui correspondant à la côte (801.32m).
- La 7<sup>ème</sup> phase : analyse de la stabilité de la 6<sup>ième</sup> phase.
- La 8<sup>ème</sup> phase: remplissage maximum jusqu'à (NPHE) qui correspondant à la côte (803.16 m).
- La 9<sup>ème</sup> phase : couplage séisme avec (NPHE).
- La 10<sup>ème</sup> phase : analyse de la stabilité de la 9<sup>ième</sup> phase.
- La 11<sup>ème</sup> phase: couplage séisme avec (NNR).
- La 12<sup>ème</sup> phase : stabilité de la 11<sup>ième</sup> phase.
- La 13<sup>ème</sup> phase : couplage séisme avec fin de construction.

## IV.5 Résultats et interprétations

### IV.5.1 Analyse des contraintes

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

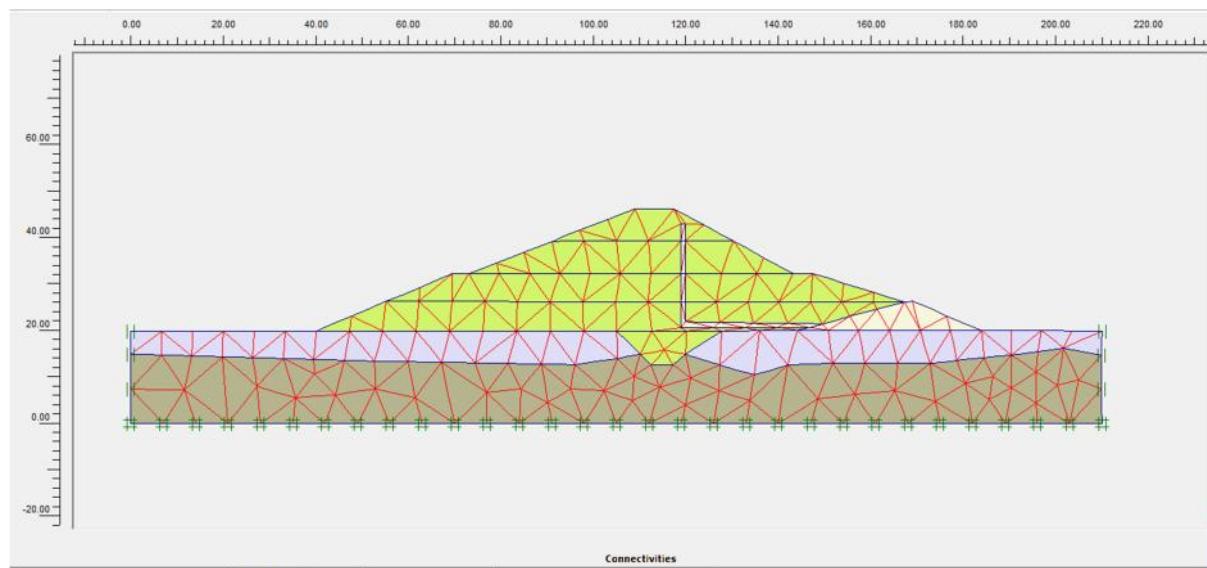
Une fois la construction du barrage terminée, il devient possible de déterminer les contraintes effectives existant dans le barrage juste avant le séisme. La méthode des éléments finis constitue une des meilleures façons de modéliser les contraintes existant dans une structure en sol. Le logiciel PLAXIS est utilisé afin d'estimer les contraintes effectives statiques en tout point du barrage.

Les contraintes statiques dans le barrage et la fondation sont estimées à l'aide d'un modèle Mohr Coulomb compte tenu du niveau de l'eau maximum du réservoir.

### IV.5.2 Maillage et conditions aux limites

Le maillage est composé de **634** éléments délimités par **712** nœuds. Ce maillage est illustré par la figure .1. Les éléments sont de formes triangulaires à 6 nœuds. Aux limites verticales amont et aval du barrage le déplacement horizontal des nœuds du maillage est nul.

Les nœuds au contact du substratum sont fixes.



**Figure IV.2** Maillage et conditions aux limites pour l'analyse statique.

### IV.5.3 Stabilité du barrage en phase finale de son exécution (barrage vide)

#### IV.5.3.1 Résultats des calculs numériques des différents déplacements et coefficient de sécurité

Les calculs numériques par PLAXIS en phase finale de l'exécution du barrage donnent des différents déplacements et coefficient de sécurité pour cela on divise le barrage en cinq couches :

➤ La 1<sup>er</sup> couche :

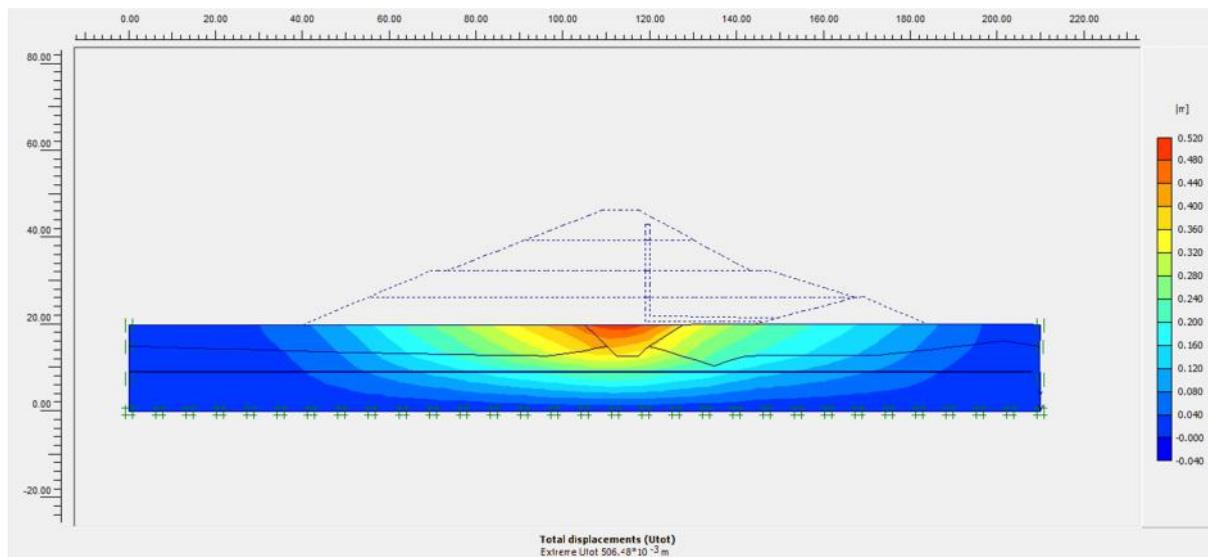


Figure IV.3 Le déplacement maximal de la 1<sup>er</sup> couche = 50.648 cm.

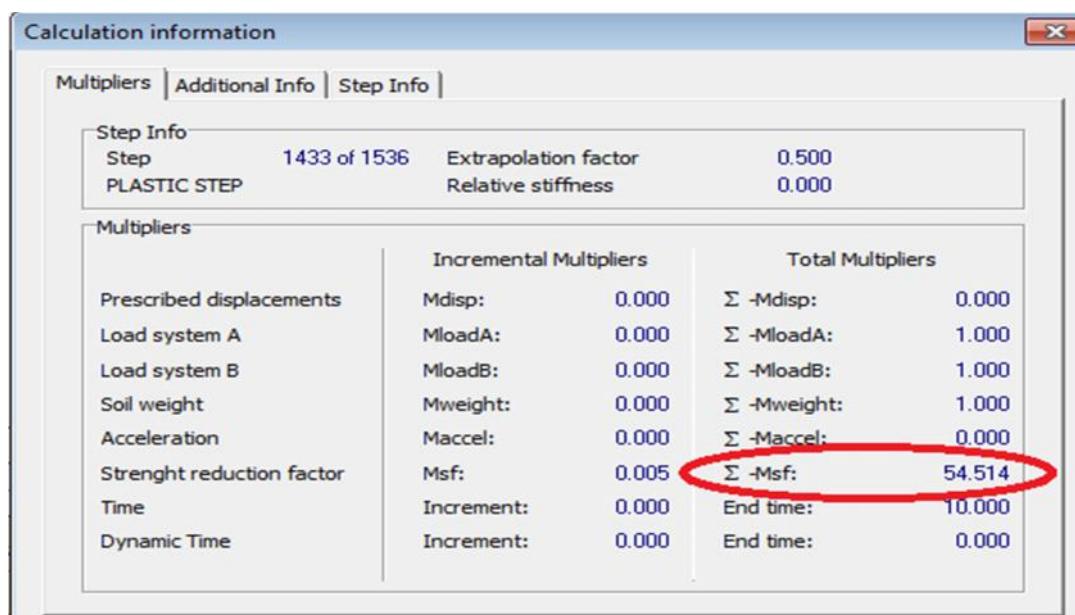


Figure IV.4 Coefficient de sécurité minimal de la 1<sup>er</sup> couche Fs=54.514.

➤ La 2<sup>ème</sup> couche :

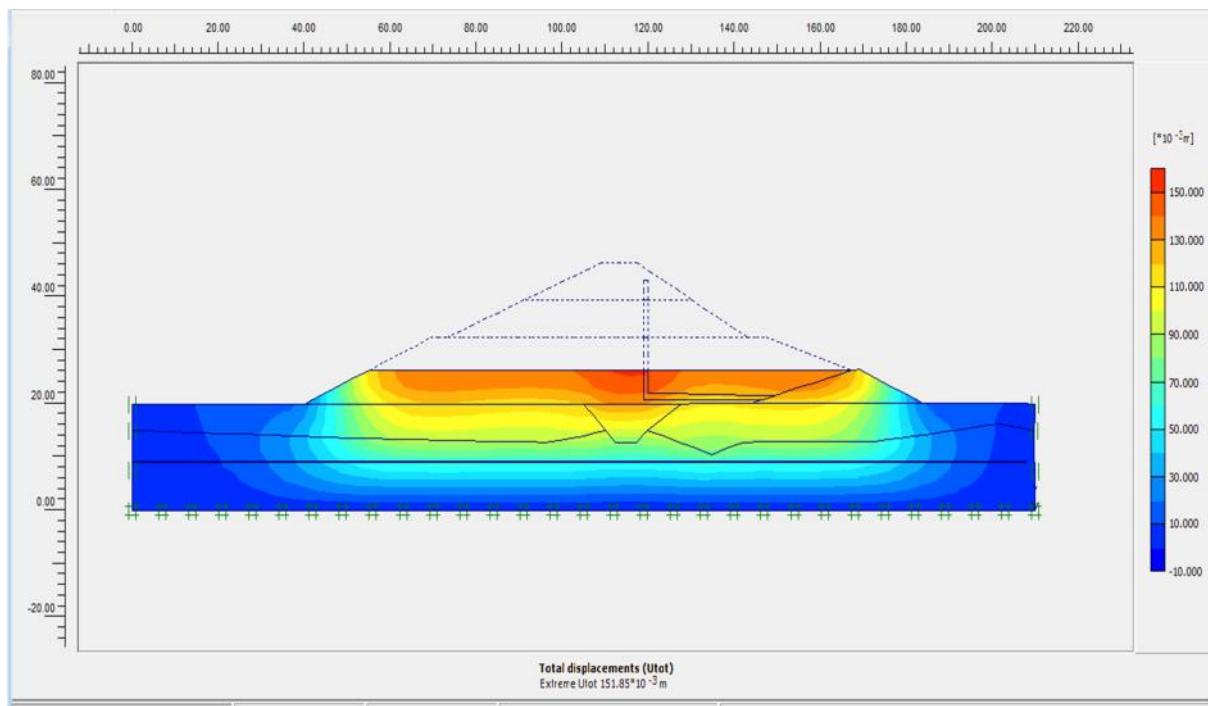


Figure IV.5 Le déplacement maximal de la 2<sup>ème</sup> couche = 15.185 cm.

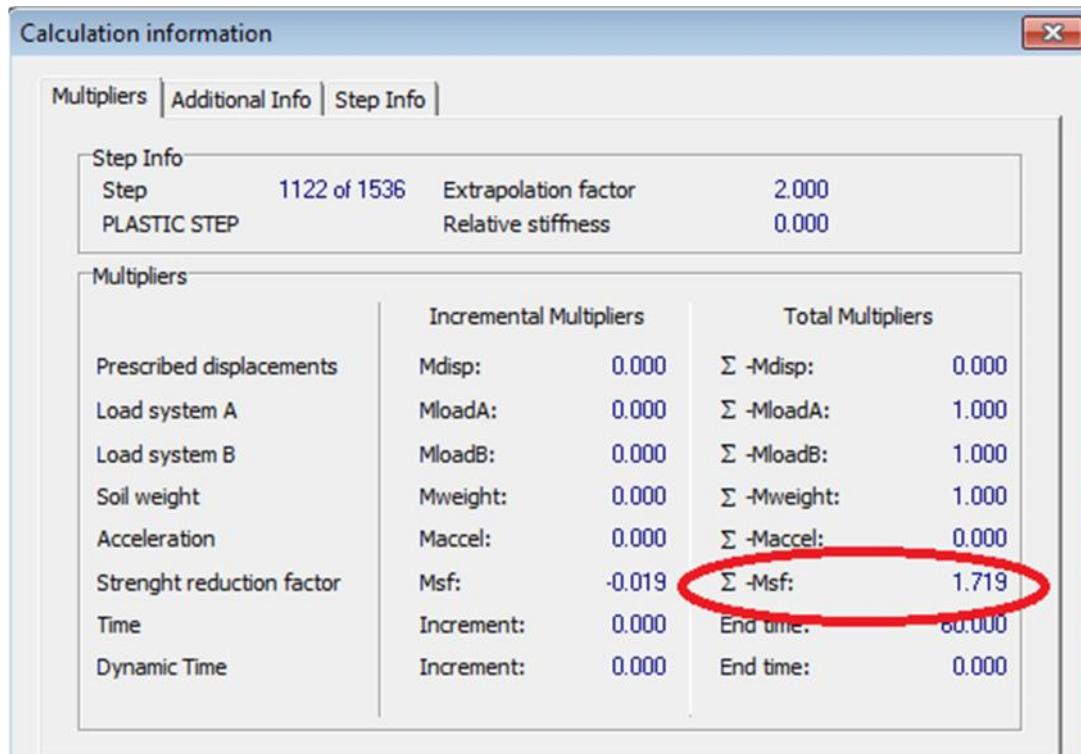


Figure IV.6 Coefficient de sécurité minimal de la 2<sup>ème</sup> couche Fs=1.719.

➤ La 3<sup>ème</sup> couche :

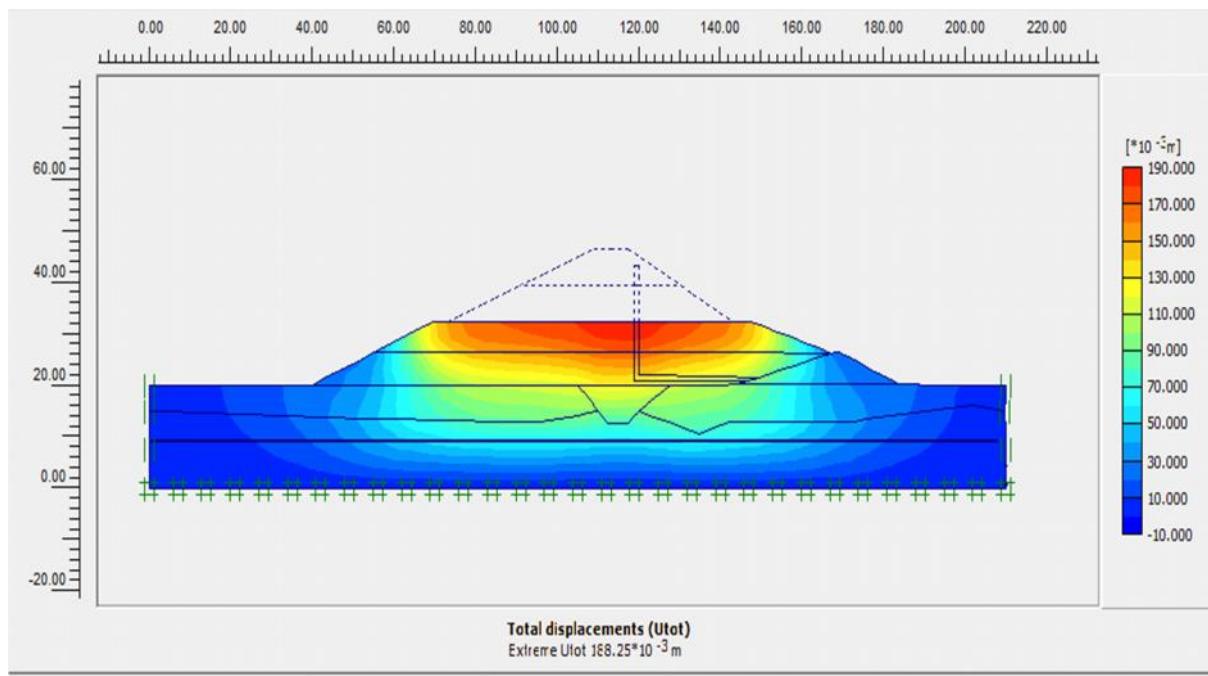


Figure IV.7 Le déplacement maximal 3<sup>ème</sup> couche = 18.825 cm.

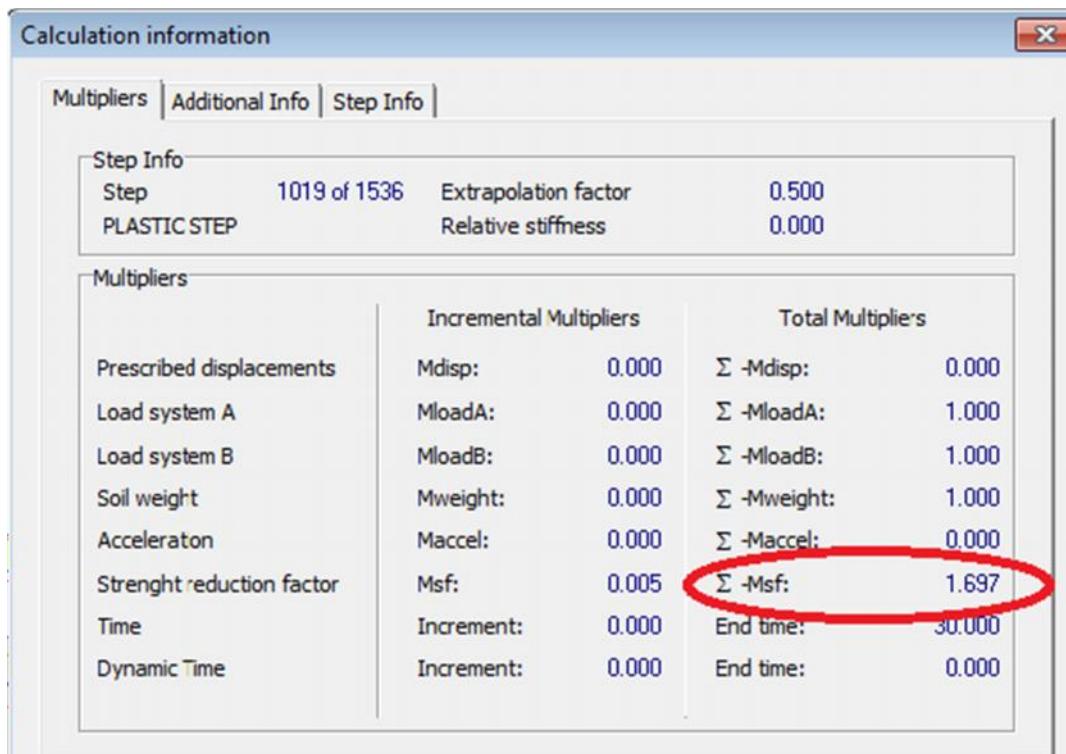


Figure IV.8 Coefficient de sécurité minimal de la 3<sup>ème</sup> couche  $F_s=1.697$ .

➤ La 4<sup>ème</sup> couche :

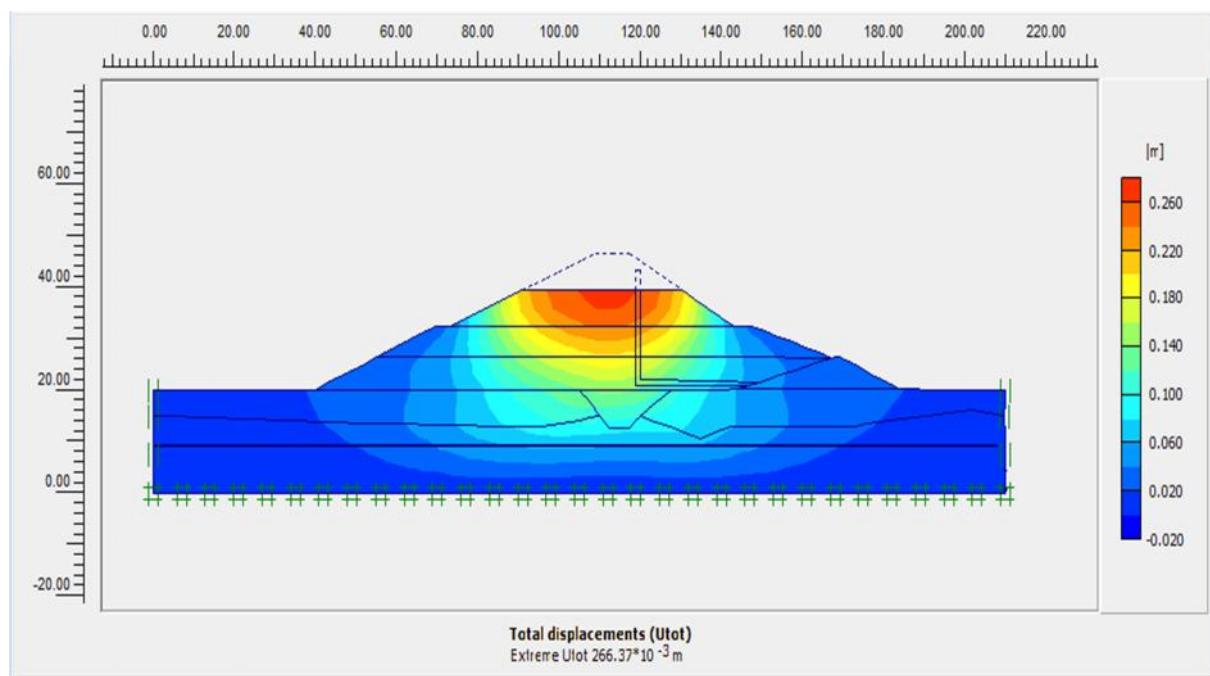


Figure IV.9 Le déplacement maximal de la 4<sup>ème</sup> couche = 26.637 cm.

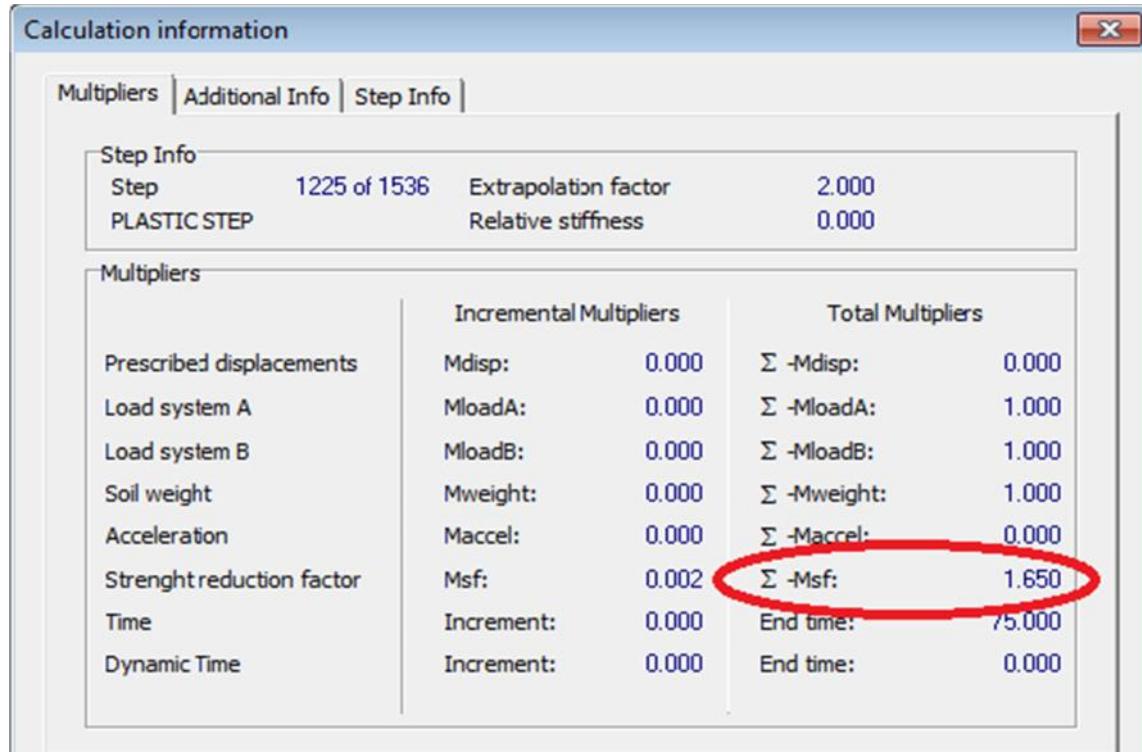
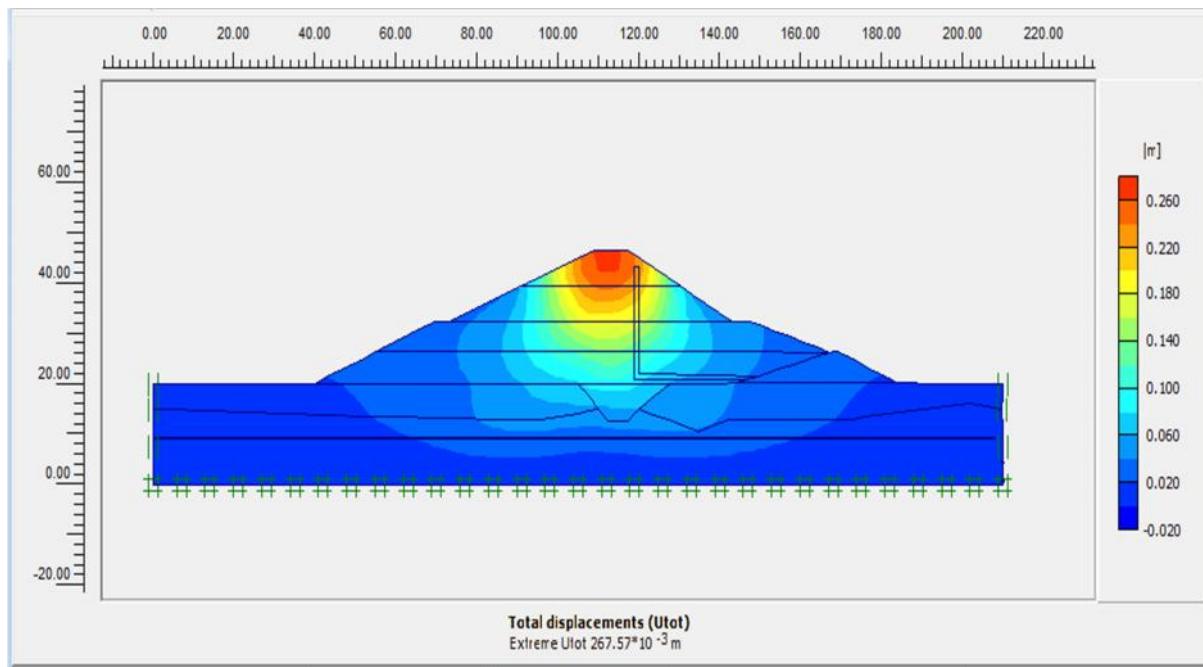
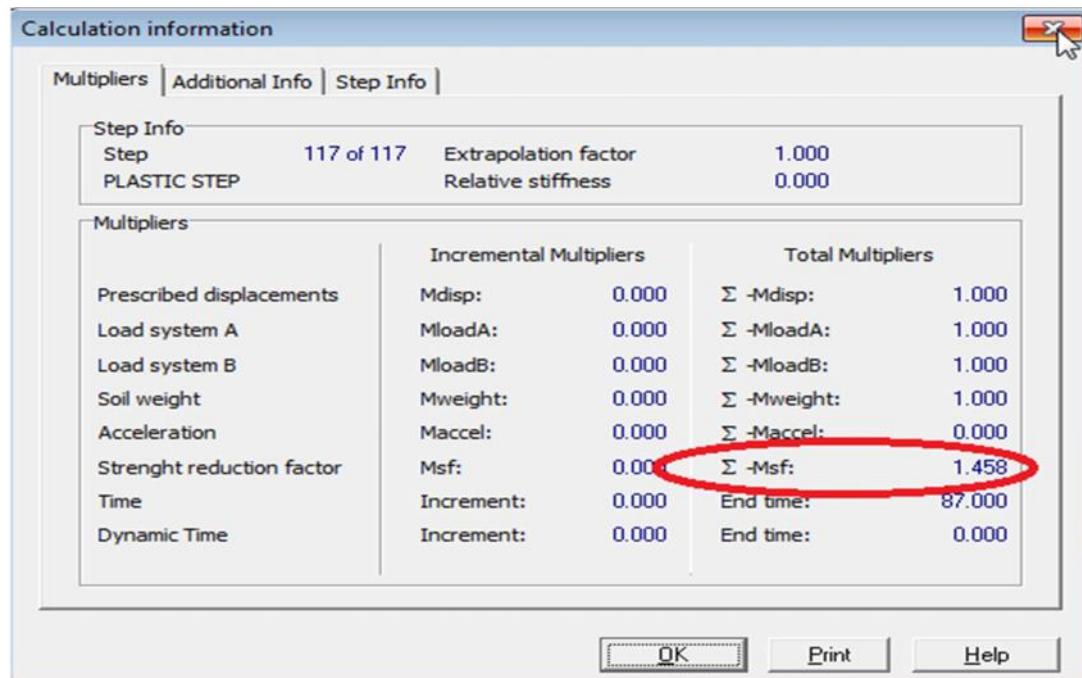


Figure IV.10 Coefficient de sécurité minimal de la 4<sup>ème</sup> couche  $F_s=1.650$ .

➤ La 5<sup>ème</sup> couche :



➤ **Figure IV.11** Le déplacement maximal de la 5<sup>ème</sup> couche = 26.757 cm.



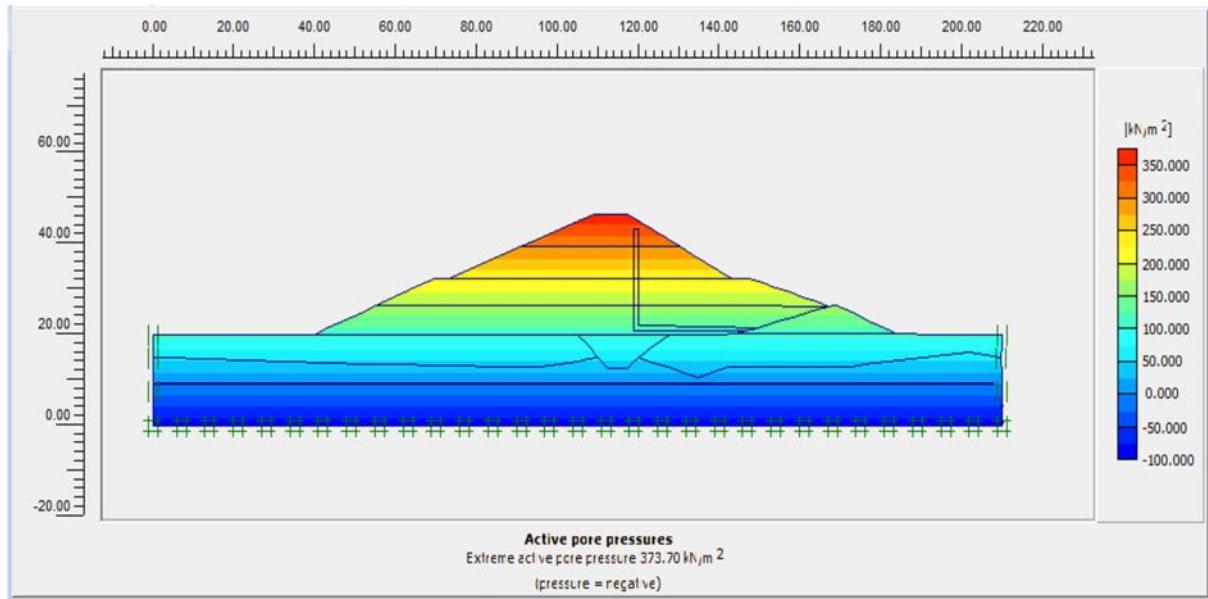
➤ **Figure IV.12** Coefficient de sécurité minimal de la 5<sup>ème</sup> couche  $F_s=1.458$ .

### Commentaire

A partir de ces résultats, nous déduisons que la stabilité de la digue dans le cas de fin de construction est assurée.

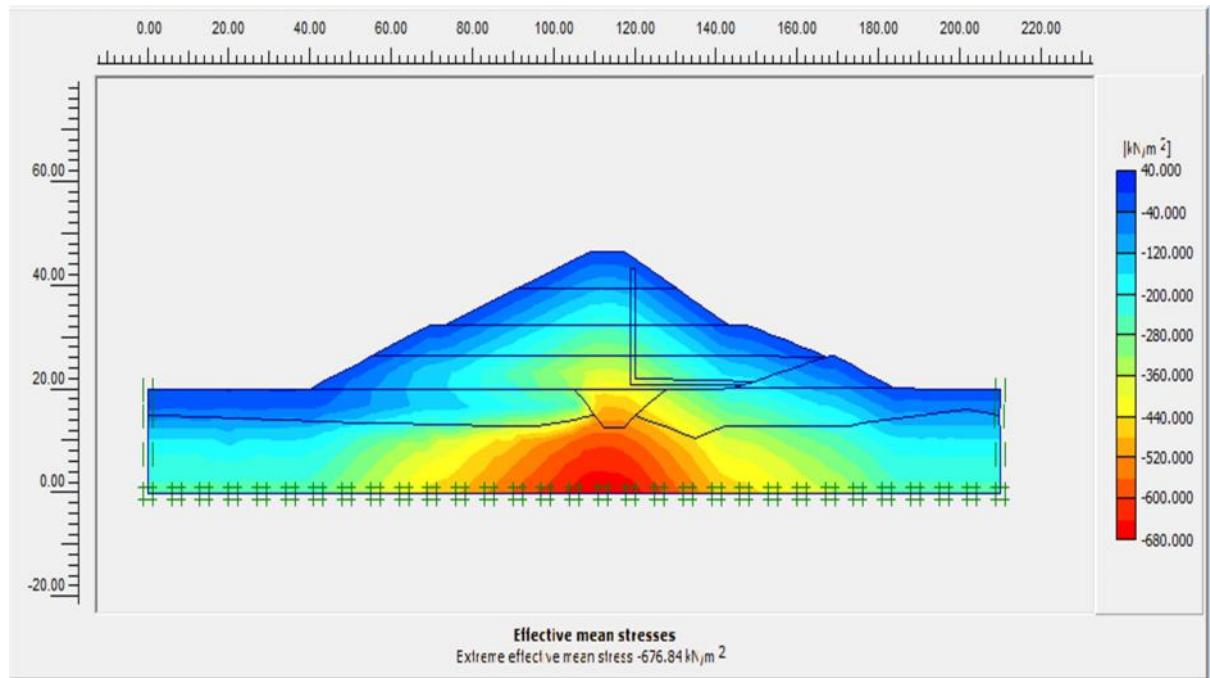
#### IV.5.3.2 Résultats des calculs numériques de la différents Contraintes

après fin de construction.



**Figure IV.13** Pressions interstitielles actives de la fin de construction.

Pression interstitielle maximales =-373.70 KN/m<sup>2</sup>.



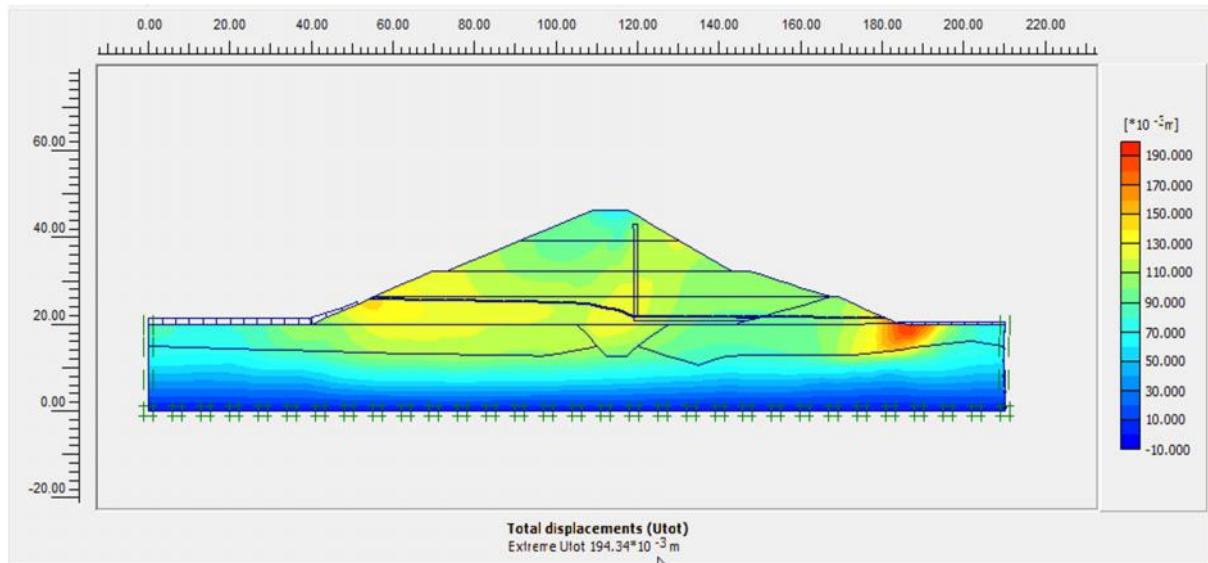
**Figure IV.14** Contraintes effectives fin de construction.

Contrainte effective maximale =-676.84KN/m<sup>2</sup>.

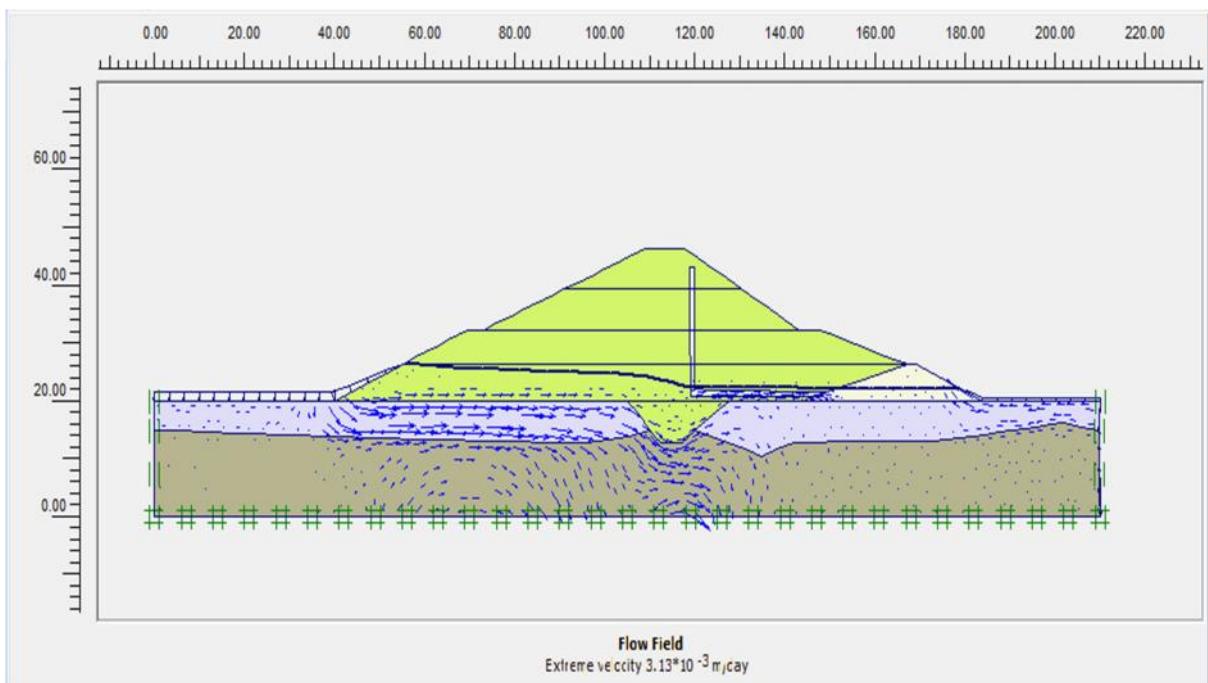
#### IV.5.4 Stabilité du barrage sous les charges hydrostatique et sous l'effet du poids propre des matériaux constitutifs la structure du barrage

- IV.5.4.1 Barrage est remplissage environ à 25% d'eau qui correspondant à la côte (784N m)

Les résultats des calculs numériques des différents déplacements, début d'écoulement, et coefficient de sécurité.



**Figure IV.15** Le déplacement maximal du remplissage environ à 25% d'eau = 19.434 cm.



**Figure IV.16** Début d'infiltration du remplissage environ à 25% d'eau =  $3.13 \cdot 10^{-3}$  m/jour.

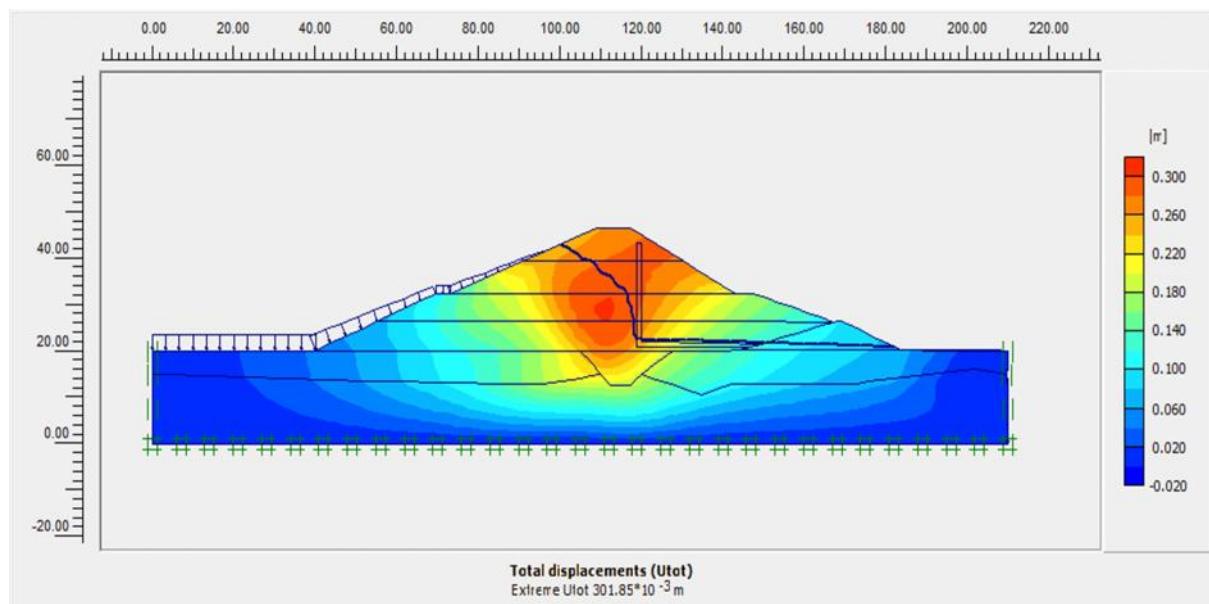
Calculation information			
Multipliers   Additional Info   Step Info			
Step Info			
Step	223 of 223	Extrapolation factor	0.500
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
		Incremental Multipliers	Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	$\Sigma -Mdisp:$ 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	$\Sigma -MloadA:$ 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	$\Sigma -MloadB:$ 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	$\Sigma -Mweight:$ 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	$\Sigma -Maccel:$ 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	$\Sigma -Msf:$ 1.456
Time	Increment:	0.000	End time: 87.000
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time: 0.000

**Figure IV.17** Coefficient de sécurité minimal du remplissage environ à 25% d'eau:  $F_s=1.456$ .

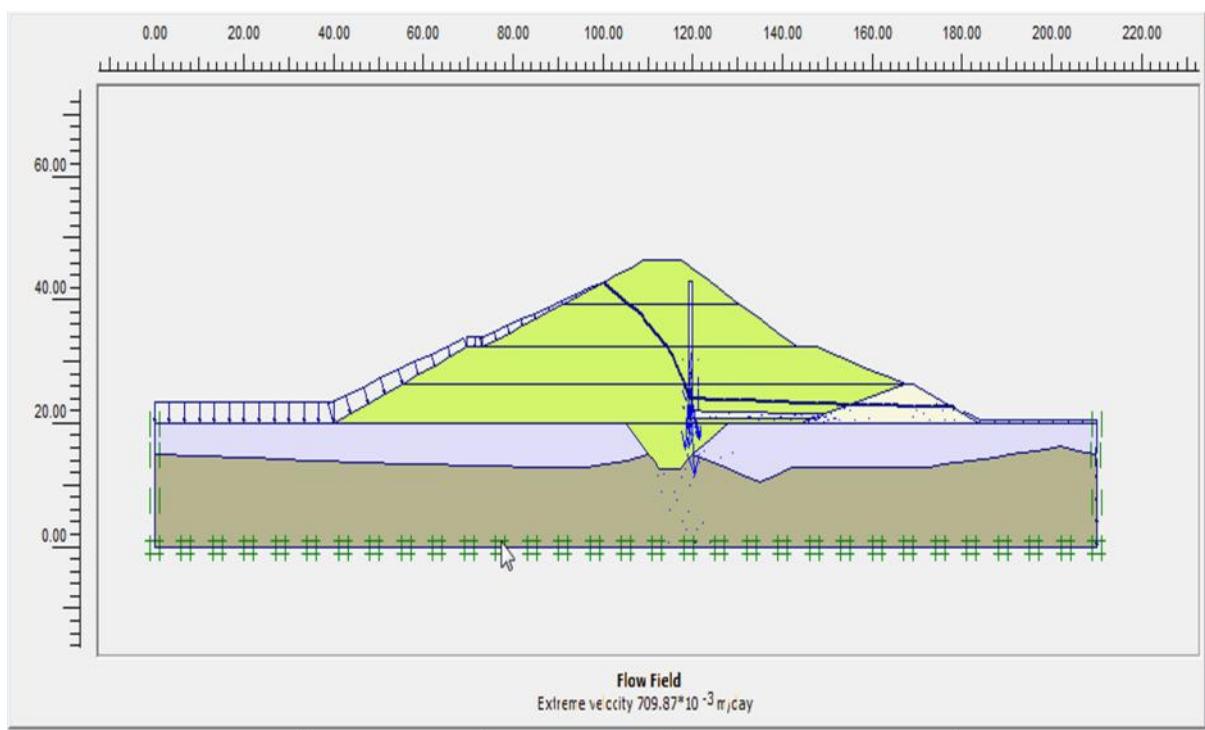
#### IV.5.4.2 Barrage plein d'eau (NNR)

Les calculs numériques effectués par PLAXIS en phase de chargement du barrage par les eaux jusqu'au niveau optimal.

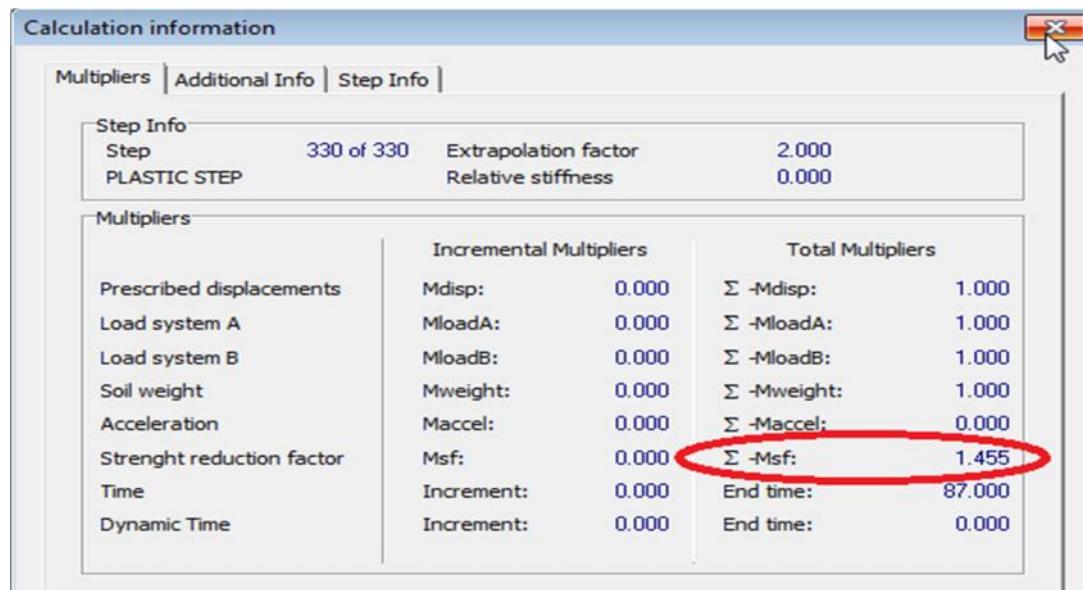
Les résultats des calculs numériques des différents déplacements, début d'écoulement, et coefficient de sécurité.



**Figure IV.18** Le déplacement maximal du Barrage plein d'eau = 30.185 cm.



**Figure IV.19** Débit d'infiltration du barrage plein d'eau :  $709.87 \times 10^{-3} \text{ m/jour}$ .



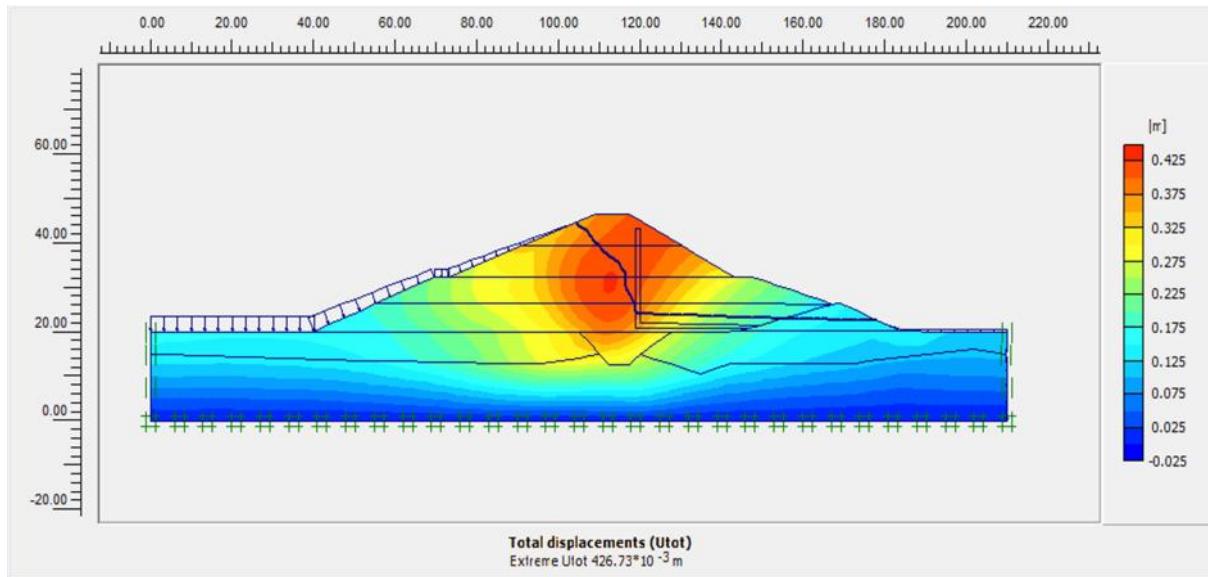
**Figure IV.20** Coefficient de sécurité minimal du barrage plein d'eau :  $F_s=1.455$ .

### Commentaire

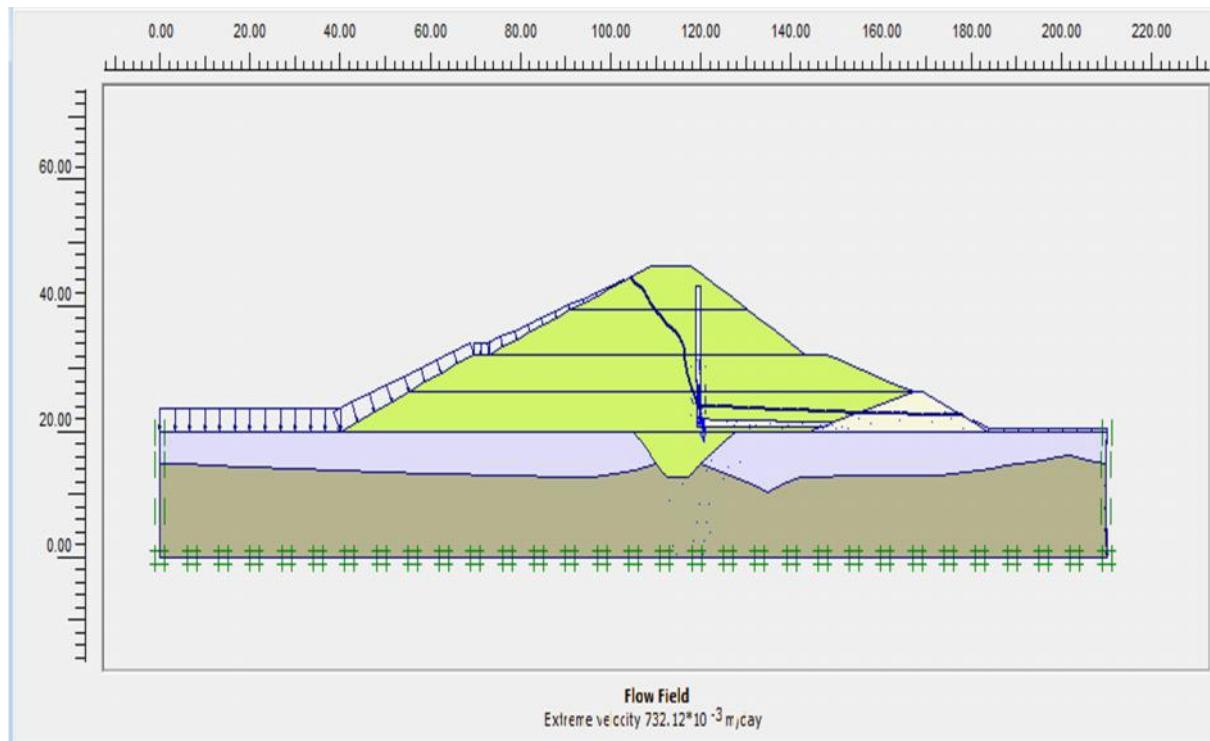
A partir des valeurs de coefficients de sécurité obtenus, pour un réservoir plein la digue est stable.

#### IV.5.4.3 Barrage au niveau plus hautes eaux (NPHE)

Les calculs numériques effectués par PLAXIS en phase de chargement du barrage par les eaux jusqu'au niveau optimal (NPHE) qui correspondant a la côte (803.16 m).



**Figure IV.21** Déplacements sous l'effet du poids propre et sous les efforts hydrostatiques du barrage au niveau plus hautes eaux : le déplacement maximal = 42.673 cm.



**Figure IV.22** Débit d'infiltration du barrage au niveau plus haux=  $732.12 \times 10^{-3}$  m /jour.

Calculation information			
Step Info			
Step	353 of 811	Extrapolation factor	0.500
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental Multipliers	Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	$\Sigma$ -Mdisp:	0.000
Load system A	MloadA: 0.000	$\Sigma$ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB: 0.000	$\Sigma$ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	$\Sigma$ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	$\Sigma$ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf: 0.000	$\Sigma$ -Msf:	1.455
Time	Increment: 0.000	End time:	87.000
Dynamic Time	Increment: 0.000	End time:	0.000

**Figure IV.23** Coefficient de sécurité minimal du barrage au niveau plus hautes eaux :  
 $F_s=1.455$ .

### Commentaire

Le coefficient de sécurité obtenu nous confirme que dans le cas où il y a un volume forcé le barrage est stable.

### Remarque

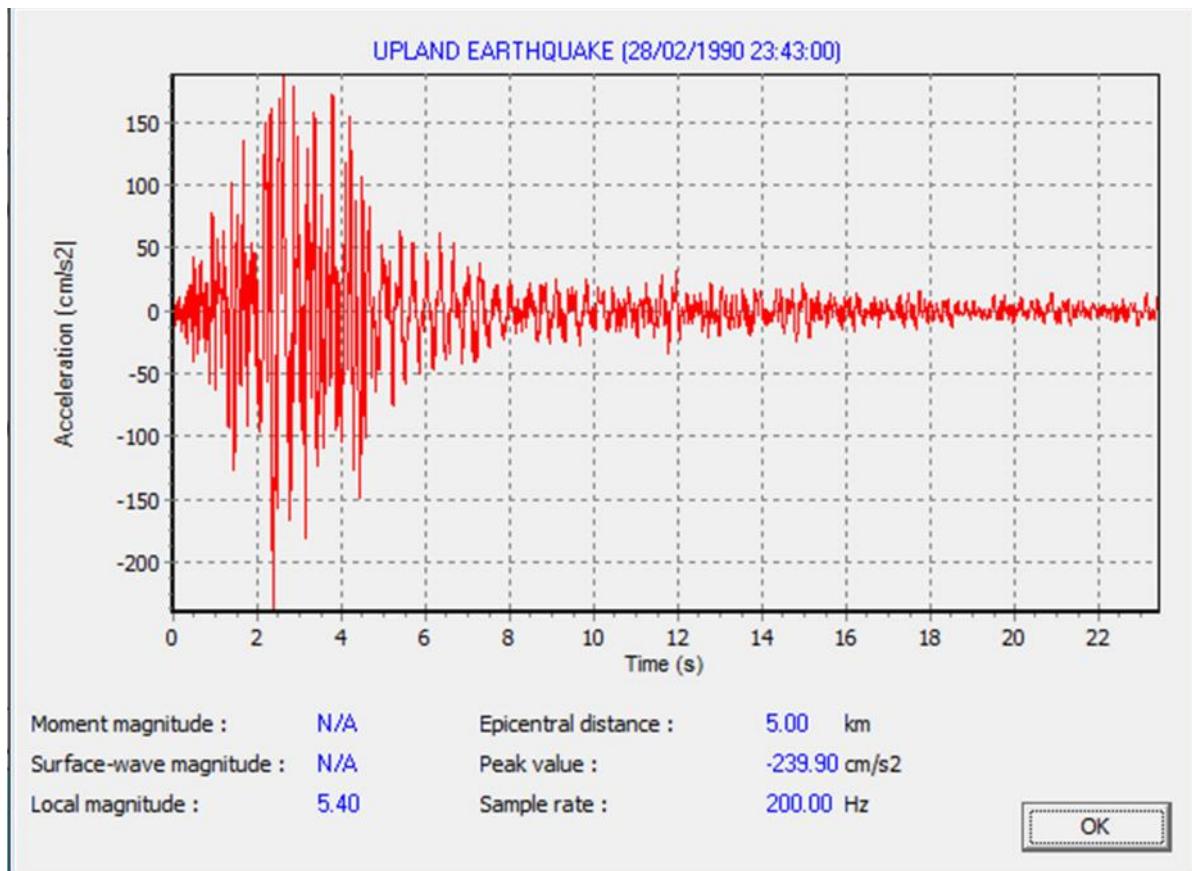
Après le résultat numérique obtenu on observe :

- 1- L'augmentation de déplacement du barrage génère une diminution du coefficient de sécurité.
- 2- Lorsque le niveau de l'eau augmente le débit d'infiltration augmente.

#### IV.5.5 Analyse du comportement dynamique du barrage sous sollicitation sismique

##### IV.5.5.1 Caractéristiques de la secousse sismique supposée

La figure ci-dessous montre les caractéristiques du séisme dans lequel on suppose que le barrage est sous sollicitation: moment, magnitude, distance d'épicentre, l'accélération de pic et la fréquence dominante, ainsi que l'allure de l'accélérogramme prise dans les Calculs :



**Figure IV.24** Accélérogramme type utilisé dans les calculs.

#### IV.5.5.2 Coefficient de sécurité

##### Different combinaisons de charge

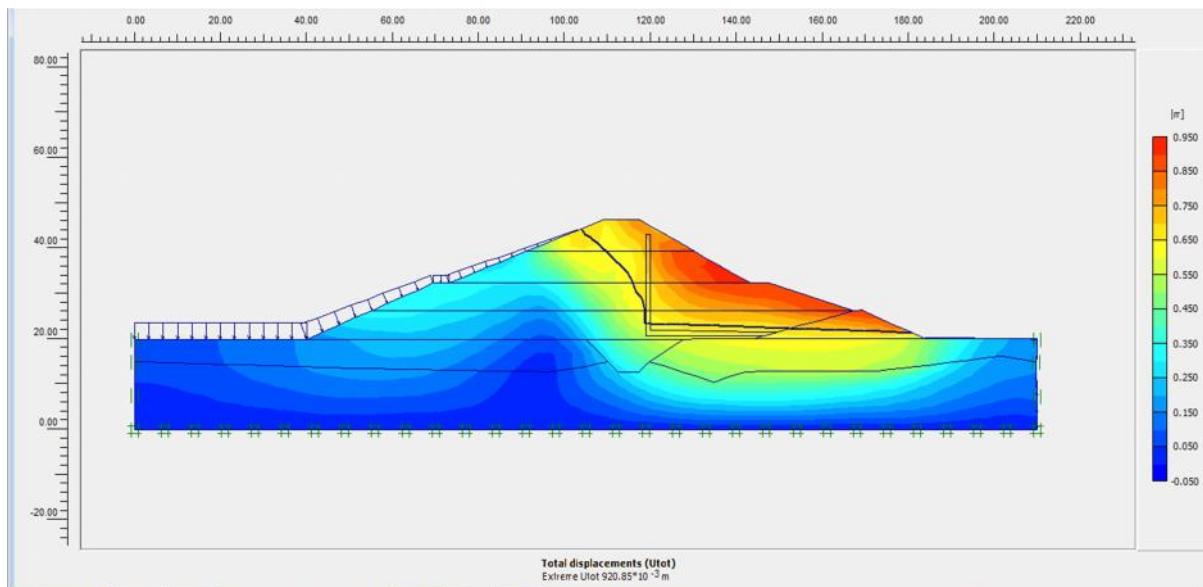
- **1<sup>ère</sup>cas : séisme avec niveau plus hautes eaux(NPHE)** : pour que le barrage doit être stable il faut que le résultat du Coefficient de sécurité supérieur à 1,3.
- **2<sup>ème</sup>cas séisme avec niveau normal de retenue (NNR)**: pour que le barrage doit être stable il faut que le résultat du Coefficient de sécurité supérieur à 1,3.
- **3<sup>ème</sup>cas séisme en fin de construction** : pour que le barrage doit être stable il faut que le résultat du Coefficient de sécurité supérieur à 1,3.

Notre étude consiste à commencer avec le cas le plus extrême (1<sup>ère</sup>cas) :

- Si le résultat obtenu dans la 1<sup>ère</sup>cas est vérifié (Coefficient de sécurité >1.3) donc on arrête l'étude à ce point et on élimine les autres cas car ils sont moins graves que le 1<sup>ère</sup>cas.
- Si le Coefficient de sécurité du 1<sup>ère</sup>cas (plus extrême) n'est pas vérifié on passe au 2<sup>ème</sup>cas et ainsi de suite.

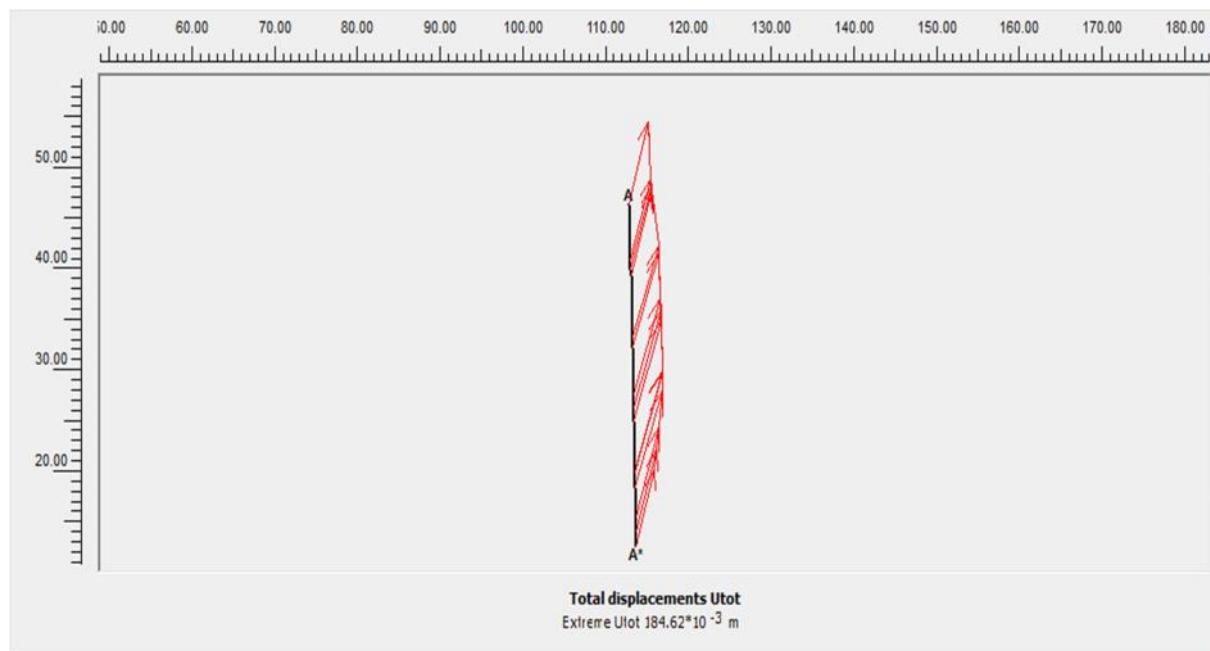
#### IV.5.5.3 Résultats des calculs sous l'effet de la sollicitation sismique

##### IV.5.5.3.1 Déplacements de couplage séisme avec niveau plus hautes eaux (Figures : 25, 26 et 27)



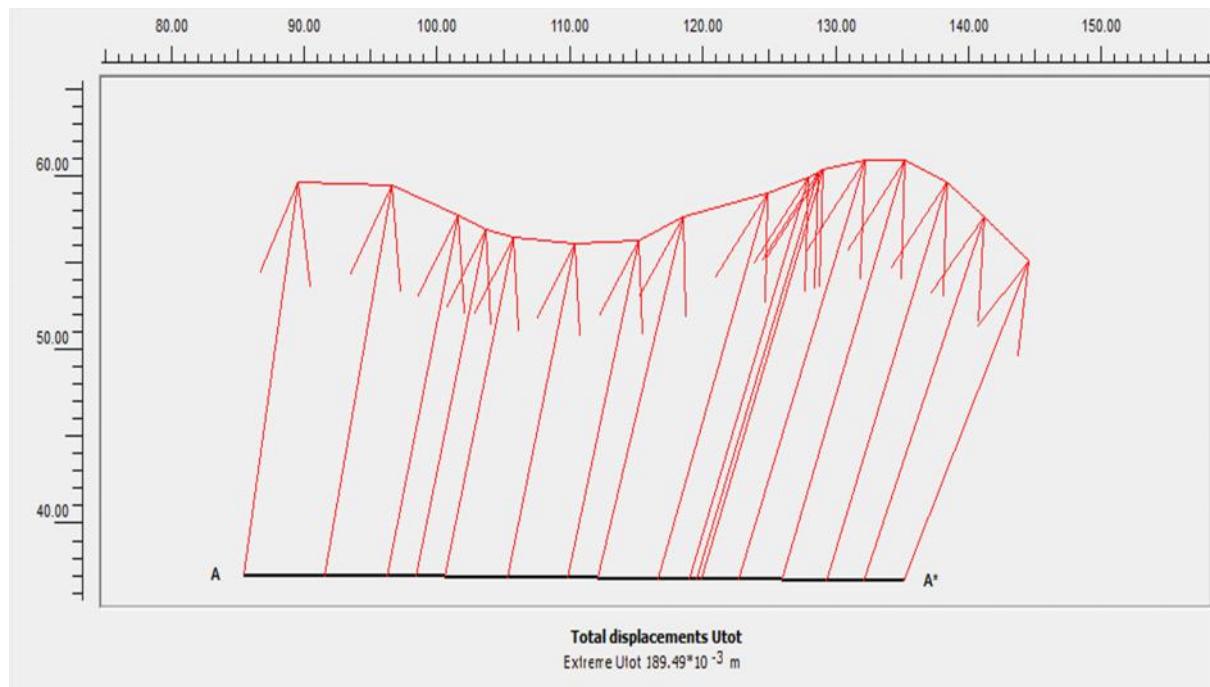
**Figure IV.25** Déplacements totaux de couplage séisme avec niveau plus hautes eaux.

Déplacement maximal : 92.085 cm.



**Figure IV.26** Diagramme des déplacements selon la section verticale.

Déplacement maximal :  $184.62 \times 10^{-3}$  m.

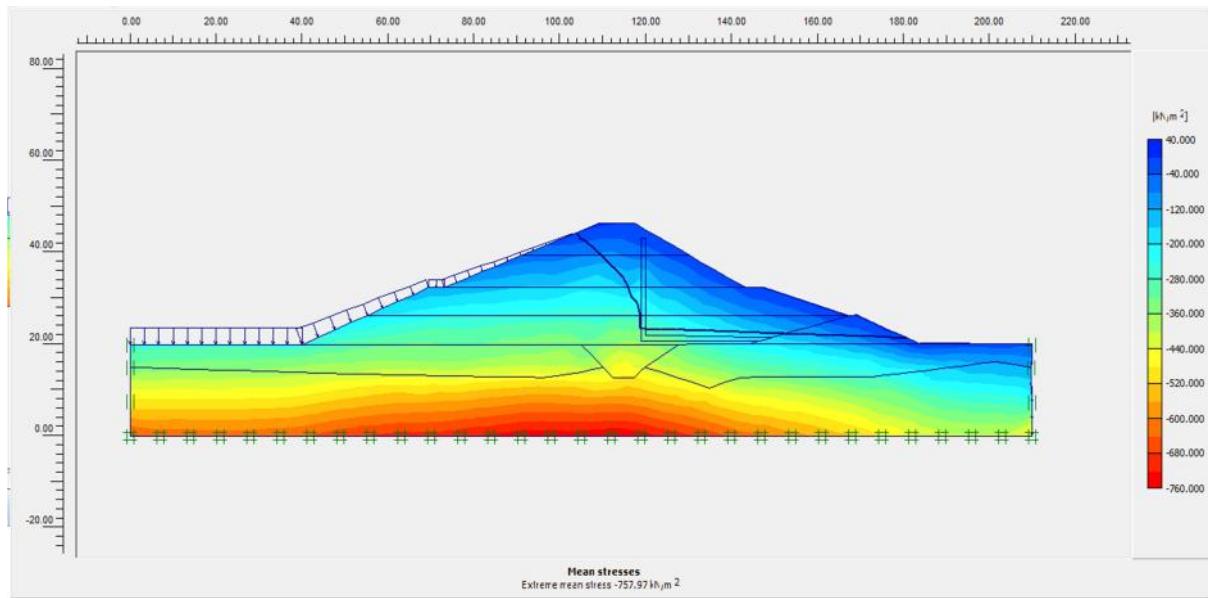


**Figure IV.27** Diagramme des déplacements selon la section horizontale.

Déplacement maximal :  $189.49 \times 10^{-3}$  m.

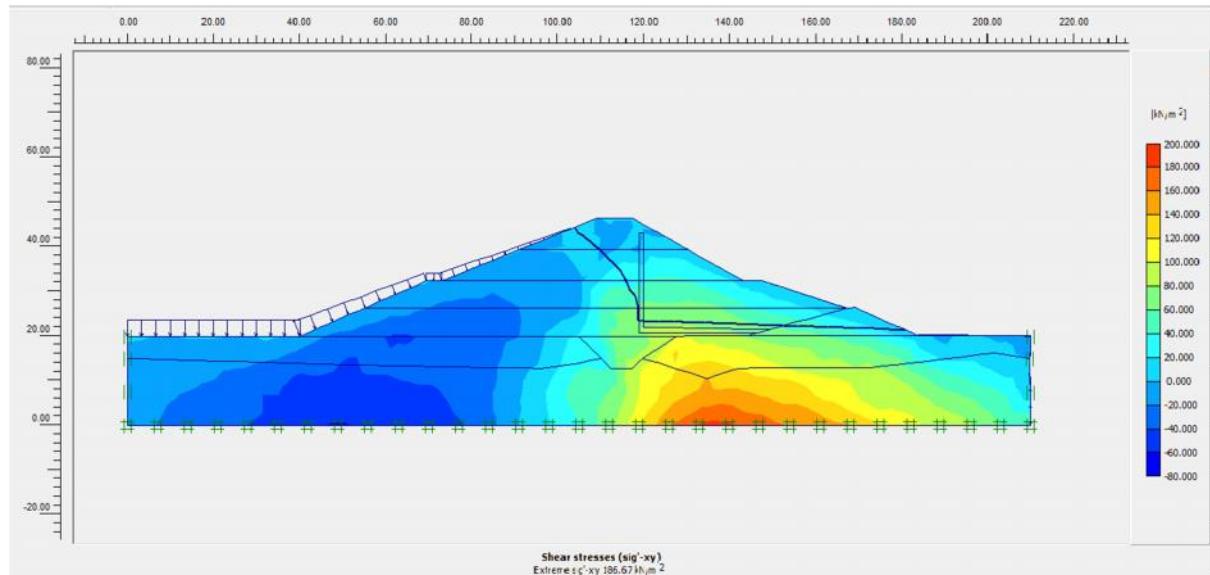
#### IV.5.5.3.2 Contraintes

On sait que les déformations sont liées aux variations des valeurs de différentes contraintes (voir figures suivantes):



**Figure IV.28** Contraintes effectives de couplage séisme avec niveau plus hautes eaux.

Contrainte effective maximale -757.97 KN/m<sup>2</sup>.



**Figure IV.29** Contraintes de cisaillement de couplage séisme avec niveau plus hautes eaux.

Valeur maximale : -186.67 KN/m<sup>2</sup>.

## Coefficient de sécurité

Calculation information			
Step Info			
Step	1174 of 1174	Extrapolation factor	2.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental Multipliers	Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	$\Sigma$ -Mdisp:	0.000
Load system A	MloadA: 0.000	$\Sigma$ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB: 0.000	$\Sigma$ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	$\Sigma$ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	$\Sigma$ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf: -0.001	$\Sigma$ -Msf:	1.356
Time	Increment: 0.000	End time:	87.000
Dynamic Time	Increment: 0.000	End time:	0.000

**Figure IV.30** Coefficient de sécurité minimal de couplage séisme avec niveau plus hautes eaux  $F_s=1.356$ .

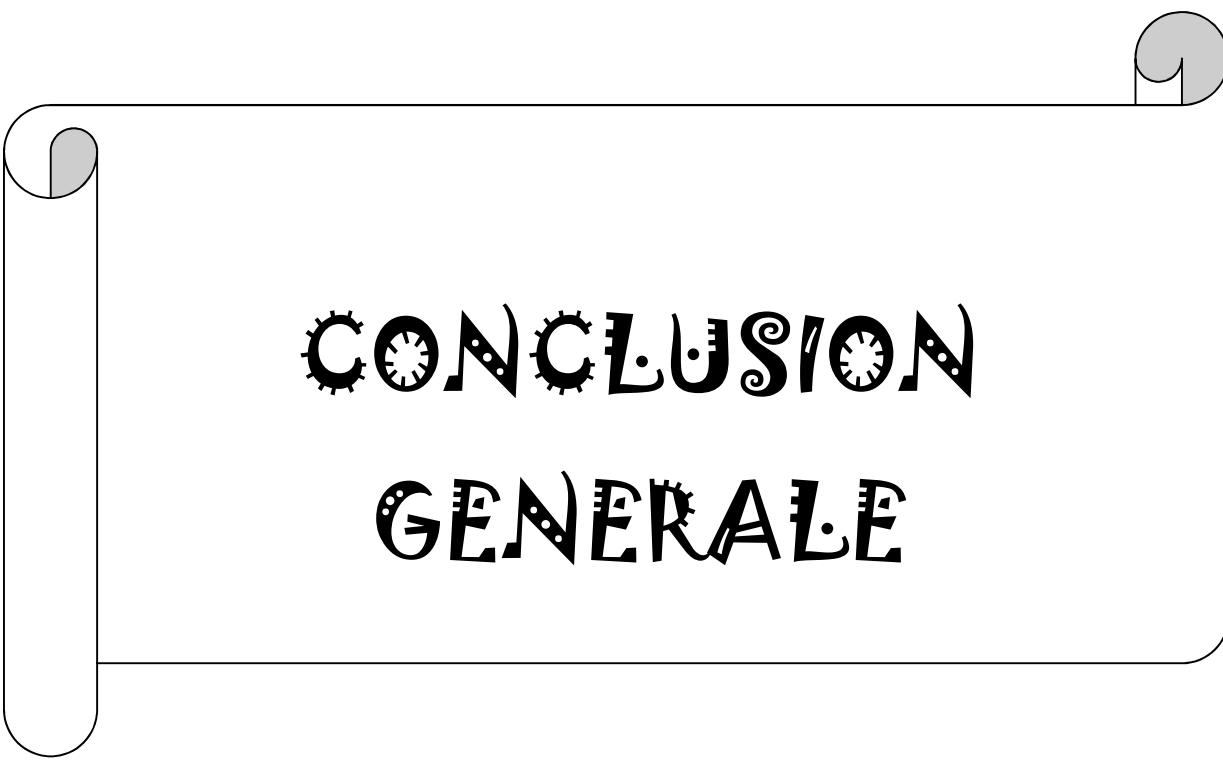
### Commentaire

La stabilité est vérifiée pour le cas séisme avec des plus hautes eaux (NPHE). De cela, la stabilité est aussi vérifiée pour les deux autres cas.

## **CONCLUSION**

Le modèle numérique dénote une réponse mécanique suffisamment proche de la réalité pour pouvoir étudier la stabilité du barrage. La précision des résultats obtenus de ce modèle est liée à plusieurs paramètres, telle que la taille de modèle global, les dimensions du maillage, le modèle de comportement, les conditions aux limites et aux caractéristiques des sols. Basées sur les données géologiques et géotechniques des sols utilisées dans le calcul numérique les conclusions qui apparaissent au terme de cette étude sont les suivantes :

L'analyse de stabilité par le logiciel PLAXIS donne un facteur de sécurité supérieur à 1.3 dans le cas plus extrême. Ce que nous a permis de déduire que les déplacements du barrage ne sont pas importants Ce qui signifie que le barrage étudié est stable.



# CONCLUSION GÉNÉRALE

## CONCLUSION GENERALE

Le Barrage a comme but principal l'accumulation des eaux. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins. Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues.

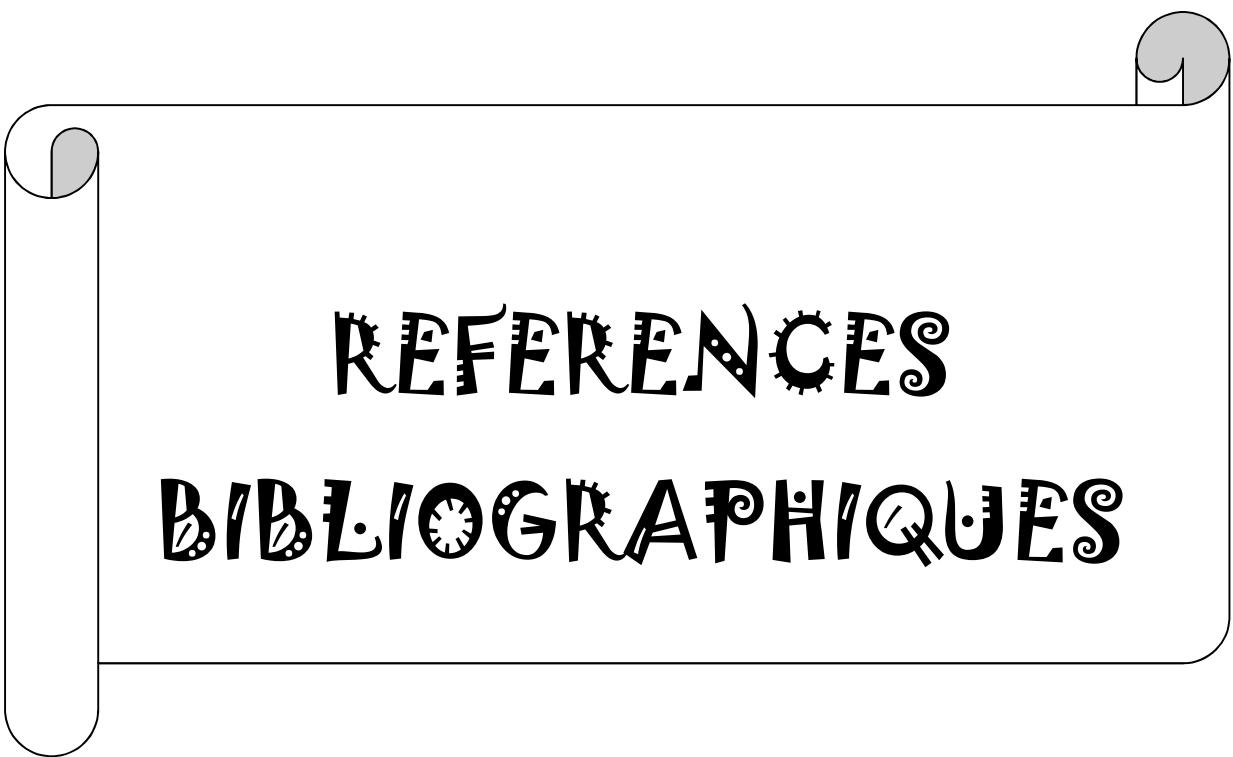
L'analyse de stabilité du barrage Oued El Abed nous a montré avec les différentes combinaisons de chargement que le barrage est stable suite aux facteurs de sécurité obtenus.

La modélisation de la réponse des matériaux de construction de cet ouvrage soumis à différentes charges, après décomposition de la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par plusieurs nœuds, nous a permis d'apprécier assez nettement toutes les contraintes subies par le barrage et les conséquences induites par celles-ci sur sa stabilité. Leurs calculs sont effectués à l'aide des conditions d'équilibre et des lois de comportement des matériaux en chaque nœud compte tenu du critère de Mohr-coulomb.

L'analyse des résultats montre que le séisme induit de grands déplacements latéraux, constituant une distribution quasi-uniforme de la crête du barrage vers la fondation.

La densité des recharges amont et aval influe d'une façon considérable sur la distribution des contraintes dans le barrage, et la diminution de leur rigidité à tendance d'augmenter les contraintes dans le barrage.

Un logiciel industriel en l'occurrence PLAXIS a été utilisé pour l'évaluation des contraintes statiques et dynamiques ainsi que l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité du barrage d'Oued El Abed. Les résultats obtenus sont très concluants et 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.



# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## *Références bibliographiques*

- [1] Design guidance. Geotechnical earthquake engineering for highways. volume1 1997.
- [2] Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam S. Rampello a, E.Cascone b, , N.Grosso b,1 a Dipartimento diIngegneria Strutturale e Geotecnica,Universita` di Roma LaSapienza,Italy b Dipartimento di Ingegneria Civile,Facolta` di Ingegneria,Contrada di Dio,Universita` di Messina,98 1 66Messina,Italy , 2008.
- [3] Fondations et ouvrages en terre par Gérard Philipponnat, 1987.
- [4] JibsonRW. Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis.Transportation ResearchRecord 1411, Transportation Research Board,National Research Council,WashingtonDC; 1993.p. 9–17.
- [5] Newmark N.M (1965) (Effects of earthquakes on dam and embankments Géotechnique.Vol.15, N°2.
- [6] Numerical modeling of soil–structure interface of a concrete-faced rockfill dam Ga Zhang \*, Jian-Min Zhang State Key Laboratory of Hydroscience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, PR China.
- [7] Numerical solution of practical differential equations Gordon .D . Smith March 1964.
- [8] Pratique éclairé des éléments finis en géotechnique paris 17-19 novembre 2004 plaxis BV .Laboratoire 3S sols solides structures
- [9] Seed, H.B., Khamenehpour, B. “Seismic design of concrete faced rockfill dams.” In Concrete face rockfill dams—design, construction and performance. ASCE; 1985.p.459–78.
- [10] Stochastic dynamic response of dam–reservoir–foundations systems to spatially varying earthquake ground motions. Department of Civil Engineering, Karadeniz Technical University, 61080 Trabzon, Turkey, Department of Civil Engineering, Gazi University, Ankara, Turkey. Department of Civil Engineering, Ondokuz Mayıs University, 55139 Trabzon, Turkey.