

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider– Biskra

Faculté des Sciences et de la technologie

Département : Génie civil et hydraulique.

Réf :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية و الري

المرجع:.....

**Mémoire présenté en vue de l'obtention**

**Du diplôme de**

**Magister en génie civil**

**Option : Interaction sol-structure**

***ETUDE NUMIRIQUE DE LA  
CONCEPTION  
DES BARRAGES EN TERRE***

Présenté par :

***BAGHZIM HASSIBA***

Soutenu publiquement le : 17 /06 /2015

**Devant le jury composé de :**

**Dr. BENMEBAREK Sadok**  
**Dr. BENMEBAREK Naïma**  
**Dr. BELOUNAR Lamine**  
**Dr. MESSAMEH A/HAMID**

**Professeur**  
**Professeur**  
**Professeur**  
**M C 'A'**

**Président**  
**Rapporteur**  
**Examineur**  
**Examineur**

**Université de Biskra**  
**Université de Biskra**  
**Université de Biskra**  
**Université de Biskra**

**REMERCIEMENTS**

*Je remercie en premier mon Dieu pour tout ce qu'il ma donner.*

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour  
notre bien.*

*Toute ma famille et mes amis qui m'ont soutenu.*

*Je remercie respectueusement mon enseignante M<sup>me</sup> Benmebarek  
pour avoir assuré l'encadrement scientifique de ce mémoire.*

*Ses précieuses orientations et conseils m'ont permis de mener à bien  
ce travail.*

*En fin, mes sincères remerciements et gratitudes à tous mes  
enseignants,*

*du primaire aux études supérieures.*

*Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir  
accepté d'examiner mon travail.*

*Dédicaces*

*« Je dédie ce modeste travail :*

*À toute la famille, mon père, ma mère, mes frères et sœurs, à tous les*

*amis et proches et à tous personne ayant contribué à ce travail de*

*près ou de loin. »*

## **RESUME**

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

**Mots clés** : Barrage en terre, modélisation numérique, PLAXIS, tassement, déformation, pression interstitielle.

## ملخص:

مراقبة المرض و استجابة السدود الترابية خلال مراحل بنائها و اثناء ملئها بالمياه، تعتمدان على عدة عوامل منها: الأبعاد الهندسية للسدود، الخواص الميكانيكية لمواد البناء، ضغط المواد، و تولد الضغوط المسامية الزائدة في جسم السد ، اغلب هذه العوامل مهمة جزئيا او كليا من طرف الاساليب التقليدية المعتمدة لتقييم سلامة السدود الترابية. و باستخدام برنامج العناصر المحددة PLAXIS، بعد البحث البيليوغرافي على مختلف الاضطرابات الناجمة عن التشوهات خلال مراحل بناء السدود، ملئها بالمياه، تفريغها و اثناء استغلالها ، هذا الموضوع يركز على حساسية تشوهات السدود الترابية باستخدام نموذجين من نماذج سلوك التربة :نموذج مور- كولومب (MCM) و نموذج تصلب التربة (HSM). ولقد تم تطبيق هذا البحث على سد كودية لمدر بتيماقاد ولاية باتنة، وبالإضافة إلى ذلك المحاكاة العددية لتأثير مختلف متغيرات كل نموذج على تشوه واستقرار السد.

كلمات البحث: السد الترابي ، والنمذجة العددية، PLAXIS، الضغط، التشوه، وضغط المسام.

**ABSTRACT**

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

- 1- Mohr-Coulomb (MCM)
- 2- Soil stiffness (HSM).

An application was made on the dam Koudiet Lamdaouar to Timgade wilaya of Batna, and numerical simulations of the influence of different model parameters on the deformation and stability of the dam.

Keywords: earthworks, and numerical modeling, PLAXIS, compression, distortion, and pore pressure.

## **TABLE DES MATIERES**

<b>Remerciements</b> .....	1
<b>Dédicace</b> .....	2
<b>Résumé</b> .....	3
<b>ملخص</b> .....	4
<b>Abstract</b> .....	5
<b>Table des matières</b> .....	6
<b>Liste des figures</b> .....	11
<b>Liste des tableaux</b> .....	14
<b>Notations</b> .....	15
<b>Introduction générale</b> .....	18

### **CHAPITRE 1 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES DESORDRES BARRAGES EN TERRE**

<b>1.1 .INTRODUCTION</b> .....	20
<b>1.2. GENERALITES SUR LES BARRAGES EN TERRE</b> .....	21
1.2.1. <i>Caractéristiques principales</i> .....	21
1.2.1 .1 . <i>Forme et structure des ouvrages</i> .....	21
a) <i>Corps du barrage</i> .....	21
b) <i>Dispositifs de protection contre les infiltrations</i> .....	21
c) <i>Drainage</i> .....	21
1. 2 .1 .2 . <i>Définition du profil général des barrages en terre</i> .....	21
a) <i>Hauteur du barrage</i> .....	21
b) <i>La crête</i> .....	23
c) <i> pente des talus</i> .....	23
1.2.1. 3. <i>Drains et filtres du barrage en terre</i> .....	24
a) <i>Rôle des drains et filtres</i> .....	24
b) <i>Constitution des drains et filtres</i> .....	24
c) <i>types des drains et filtres dans un barrage en terre</i> .....	25
1.2.1. 4 . <i>Classification des barrages en terre</i> .....	25
a) <i>Selon la construction du corps du barrage</i> .....	25
b) <i>Selon la construction des dispositifs contre la filtration sous l'ouvrage</i> .....	28
<b>1.3. RUPTURE DES BARRAGES EN TERRE</b> .....	28
1.3.1 . <i>Les causes d'accident</i> .....	28
1.3.1 .1. <i>Des problèmes techniques</i> .....	28

1.3.1 .2.Des causes naturelles .....	29
1.3 .1.3. Des causes humaines .....	29
<b>1.4. LES MECANISMES DE RUPTURE DES OUVRAGES EN REMBLAI .....</b>	<b>29</b>
1.4.1. L'érosion externe .....	29
1.4.1.1. L'affouillement .....	30
1.4.1.2. Courant et chocs de corps flottants .....	30
1.4.1.3. La surverse.....	31
1.4.2. Les mécanismes d'érosion interne.....	32
a) l'initiation .....	32
b) La continuité de l'érosion .....	32
c) la progression de l'érosion.....	32
d) le développement de brèches.....	33
<b>1.5. PATHOLOGIE DES BARRAGES ENTERRE .....</b>	<b>33</b>
1.5.1. Pathologie liée a l'instabilité d'ensemble, conséquences pour l'ouvrage.....	33
1.5.1.1. Le glissement des talus .....	33
a) le glissement cote aval en situation de crue .....	34
b) le glissement cote fleuve lors de la décrue .....	34
1.5.1.2. L'instabilité mécanique en fondation .....	37
1.5.2. Pathologie liée aux tassements .....	37
1.5.2.1. Le tassement de la fondation .....	37
1.5.2.2. Le tassement du remblai .....	37
1.5.3. Pathologie liée aux étanchéités .....	38
1.5.3.1. Défauts d'étanchéités du remblai et conséquences .....	38
a) les fuites diffuses.....	38
b) la surélévation de la ligne de saturation .....	38
c) Le phénomène de renard hydraulique .....	38
1.5.3.2. Défauts d'étanchéités en fondation et conséquences .....	39
a) Les fuites en fondation et / ou sur les rives .....	39
b) La formation des renards .....	39
<b>1.6. SECURITE D'UN BARRAGE EN TERRE .....</b>	<b>39</b>
a) Sécurité fonction de la hauteur .....	39
b) Les voiles d'injection et de drainage .....	40
c) La fondation et ses pièges.....	40
<b>1.7 .SURVEILLANCE ET AUSCULTATION DES BARRAGES .....</b>	<b>40</b>
a) définition et objectifs .....	40
b) Moyens d'auscultation .....	41
b1) principes généraux.....	41
b2) différents procédés et appareils .....	41
<b>1.8. CONCLUSION .....</b>	<b>42</b>

**CHAPITRE 2 : METHODES D'ANALYSE DES  
BARRGEE EN TERRE**

<b>2.1. INTRODUCTION</b> .....	43
<b>2.2. DIFFERENTS TYPES D'INSTABILITES DE PENTES</b> .....	43
<b>2.3. PROBLEMES POSES</b> .....	43
<b>2.4 .FACTEURS DETERMINANT LA STABILITE DU REMBLAI</b> .....	44
2.4.1 <i>Caractéristiques des matériaux constitutifs</i> .....	44
2.4.2. <i>Profil du remblai</i> .....	44
2.4.3. <i>L'hydraulique interne</i> .....	44
2.4.4 <i>.Les cas de charge</i> .....	45
<b>2.5. CALCULS DE STABILITE</b> .....	46
<b>2.6. NOTION DE COEFFICIENT DE SECURITE</b> .....	47
<b>2.7. CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE EN RUPTURE PLANE</b> .....	48
<b>2.8. CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE EN RUPTURE CIRCULAIRE</b> .....	49
<b>2.9. CAS D'UNE SURFACE DE RUPTURE BIDIMENSIONNELLE QUELCONQUE</b> .....	52
<b>2.10 .APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT D'OUVRAGES</b> .....	52
2.10.1 <i>Barrage en terre</i> .....	52
2.10.2 <i>Talus de déblai</i> .....	53
2.10.3 <i>Versant naturel</i> .....	54
<b>2.11. LES ECOULEMENT DANS UN BARRAGE EN TERRE</b> .....	54
<b>2.12. INFLUENCE DES ECOULEMENTS D'EAU SUR LA STABILITE DES TALUS</b> .....	56
2. 12 .a <i>détermination des pressions interstitielles en cas de vidange rapide</i> .....	56
2.12 .b . <i>Influence de la pression interstitielle</i> .....	58
<b>2.13 STABILITE DE L'ASSISE DES REMBLAIS ET DES BARRAGES</b> .....	58
2.13 .a. <i>Rupture par enfoncement</i> .....	59
2.13. b. <i>Rupture par étalement</i> .....	60
<b>2 .14.PHASES DE TASSEMENT VERTICAUX DANS LES BARRAGES EN     REMBLAI</b> .....	60
2 .14.1. <i>tassements durant la construction</i> .....	60
2 .14.2. <i>tassements durant la mise en eau</i> .....	60
2 .14.3. <i>tassements différentiels</i> .....	61
<b>2 .15.ESTIMATION PREDICTIVE DES TASSEMENTS</b> .....	61
2 .15.1. <i>Phase de construction</i> .....	61
2 .15.2. <i>Phase de consolidation primaire</i> .....	62
2 .15.3. <i>Phase de consolidation secondaire</i> .....	62

2.16. CONCLUSION ..... 63

**CHAPITRE 3 : LES MODÈLES DE COMPORTEMENT ET  
L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ**

**3.1. INTRODUCTION** ..... 64

**3.2. DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL PLAXIS** ..... 64

    3.2.1. Type de modèle ..... 64

    3.2.2. Discrétisation en 2D ..... 65

    3.2.3. Options par défaut et solutions approchées ..... 65

**3.3. MODELES DE COMPORTEMENT** ..... 67

    3.3.1 Modélisation éléments finis ..... 67

    3.3.2. Modèle élastique linéaire ..... 67

    3.3.3. Lois de comportement élastoplastiques ..... 67

        3.3.3.1. Notion de surface de charge ..... 68

        3.3.3.2. Notion de règle d'écrouissage ..... 68

            a) Ecrouissage isotrope ..... 68

            b) Ecrouissage cinématique ..... 69

            c) Ecrouissage mixte ..... 69

            d) Ecrouissage anisotrope ..... 69

**3.3.4. LES MODELES DE COMPORTEMENT UTILISE EN PLAXIS** ..... 70

**3.3.4.1. MODELE DE MOHR-COULOMB** ..... 70

            3.3.4.1.1. Le module d'Young (E) ..... 70

            3.3.4.1.2 Le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) ..... 71

            3.3.4.1.3. Cohésion (c) ..... 72

            3.3.4.1.4. L'angle de frottement ( $\phi$ ) ..... 72

            3.3.4.1.5. L'angle de dilatançe ( $\psi$ ) ..... 72

            3.3.4.1.6. Paramètres avancés de Mohr-Coulomb ..... 73

                a) Augmentation de la rigidité (E<sub>inc</sub>) ..... 73

                b) Augmentation de la cohésion (c<sub>inc</sub>) ..... 73

**3.3.4.2. MODELE DE SOL AVEC ECROUISSAGE ( HARDENING SOIL MODEL)** ..... 74

            a) Courbes effort- déformation ..... 74

            b) Les modules ..... 74

            c) Surfaces de charge ..... 75

            d) Les paramètres du HSM ..... 75

**3.4. CONCLUSION** ..... 77

**CHAPITRE 4 : LA MODELISATION NUMERIQUE  
D'UN BARRAGE EN TERRE**

<b>4.1. INTRODUCTION</b> .....	78
<b>4.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b> .....	78
4.2.1. Situation du barrage .....	78
4.2.2. Historique de l'ouvrage.....	79
4.2.3 .Conception de la digue .....	79
4.2.3.1. La crête .....	79
4.2.3.2. Les talus .....	79
4.2.3.3 .les caractéristiques de l'ouvrage .....	80
<b>4.3. ÉTUDE DU SOL</b> .....	80
4.3.1. Géologie du barrage.....	80
4.3.2. Étude géotechnique .....	81
<b>4.4. MODELISATION SOUS PLAXIS</b> .....	82
4.4.1. Les principales hypothèses .....	83
4.4.2. Profil du barrage .....	83
4.4.3. Le maillage et conditions aux limites mécaniques .....	84
4.4.4. Procédure de modélisation .....	84
4.4.5. Modèle de comportement de Mohr-coulomb .....	90
4.4.5.1 influence du coefficient de poisson « $\nu$ » .....	90
4.4.6. Modèle de comportement de HSM .....	91
a) Cas 1 : $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = E_{50}$ avec $m_{noyau} = 0.5$ .....	91
b) Cas 2 : calcul de $E_{50}^{ref}$ et $E_{oed}^{ref}$ avec $m_{noyau} = 1$ et $m_{recharge\ et\ fondation} = 0.5$ .....	92
c) Cas 3 : $m_{noyau} = 0.5$ .....	92
d) Cas 4 : $m_{noyau} = 0.5$ et $C = 0$ .....	92
e) Cas 5: $m_{noyau} = 1$ et $c = 0$ .....	93
<b>4.5. DISCUSSION DES RESULTATS DE LA SIMULATION</b> .....	93
4.5. 1.cas fin construction .....	94
4.5. 2.cas fonctionnement normal .....	96
4.5. 3.cas vidange rapide .....	97
<b>4.6. COMPARAISON DES RESULTATS DE LA SIMULATION</b> .....	98
<b>4.7. CONCLUSION</b> .....	101
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	103
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	105



## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I

<b>Figure.1.1</b> : cumul du nombre de ruptures majeures au XX <sup>e</sup> siècle .....	21
<b>Figure 1.2</b> : schéma de répartition des tranches dans la retenue.....	21
<b>Figure 1.3</b> : barrage homogène .....	25
<b>Figure 1.4</b> : barrage à zones noyau.....	26
<b>Figure 1.5</b> : barrage à noyau.....	26
<b>Figure 1.6</b> : barrage à diaphragme .....	27
<b>Figure 1.7</b> : barrages à masque.....	27
<b>Figure 1.8</b> : barrages avec parafouille masque.....	28
<b>Figure 1.9</b> : barrages avec noyau et rideau de palplanche.....	28
<b>Figure 1.10</b> : les quatre mécanismes de rupture des ouvrages en remblai .....	29
<b>Figure 1.11</b> : le mécanisme de L'affouillement.....	30
<b>Figure 1.12</b> : Mécanisme de rupture par surverse .....	31
<b>Figure 1.13</b> : Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage : (A et B) avec formation de renard dans le remblai par érosion rétrogradant en amont et par fuite concentrée, (C) avec formation de renard dans la fondation par érosion rétrogradant en amont, et (D) avec formation de renard du remblai à la fondation .....	33
<b>Figure 1.14</b> : le glissement circulaire sur un talus .....	33
<b>Figure 1.15</b> : le mécanisme de glissement coté val en situation de crue .....	34
<b>Figure 1.16</b> : le mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue.....	35
<b>Figure 1.17</b> : scénario de vidange accidentelle suite à un glissement étendu du talus aval.....	36
<b>Figure 1.18</b> : réduction de la largeur consécutive à un glissement aval .....	36
<b>Figure 1.19</b> : glissements successifs par perte de butée de pied.....	36
<b>Figure 1.20</b> : cercle de glissement dans le cas d'une fondation de faible résistance Mécanique.....	37

### CHAPITRE II

<b>Figure 2.1</b> : variation de la stabilité au glissement selon la position de la ligne de saturation.....	45
<b>Figure 2.2</b> : Scénarios de sollicitation d'un barrage en remblai .....	46
a) barrage non mise en eau, fondation non consolidé .....	45
b) barrage mis en eau, fondation non consolidée .....	45
c) barrage mis en eau, fondation consolidée .....	46
d) barrage en vidange rapide, fondation consolidée.....	46
e) barrage, en vidange lente (ou non mis en eau), fondation consolidée.....	46
<b>Figure 2.3</b> : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement.....	47
<b>Figure 2.4</b> : Glissement plan : équilibre d'un bloc.....	49
<b>Figure 2.5</b> : Glissement circulaire : méthode des tranches.....	50
<b>Figure 2.6</b> : Exemple de résultat de calcul de stabilité : recherche du cercle de rupture le plus défavorable .....	51
<b>Figure 2.7</b> : Abaque dit « de Fellenius » pour la stabilité à court terme d'un talus homogène reposant sur un substratum peu profond .....	51
<b>Figure 2.8</b> : Glissement à surface de rupture quelconque .....	52
<b>Figure 2.9</b> : Réseaux d'écoulement dans deux barrages homogènes supposés isotropes.....	53

<b>Figure 2.10</b> : écoulement dans une digue homogène.....	54
<b>Figure 2.11</b> : Parabole de kozeny .....	55
<b>Figure 2.12</b> : Rabattement par un tapis drainant.....	55
<b>Figure 2.13</b> : vidange rapide.....	56
a) Equipotentiellles.....	56
b) Isobares .....	56
<b>Figure 2.14</b> : détermination des isobares en cas de vidange rapide à partir des équipotentiellles régnant avant la vidange.....	57
<b>Figure 2.15</b> : stabilité d'un talus cas de vidange rapide.....	58
<b>Figure 2.16</b> : rupture par enfoncement.....	59
<b>Figure 2.17</b> : Rupture par étalement.....	59
<b>Figure 2.18</b> : Comportement du noyau pendant la construction .....	61
<b>Figure 2.19</b> : barrage à noyau en phase de consolidation .....	62

### **CHAPITRE III**

<b>Figure 3.1</b> : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique .....	64
<b>Figure 3.2</b> : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	65
<b>Figure 3.3</b> : Représentation du comportement élastique- parfaitement plastique sans écrouissage .....	67
<b>Figure 3.4</b> : Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage .....	68
<b>Figure 3.5</b> : Représentation de l'hypothèse d'écrouissage isotrope, pour un essai Cyclique .....	69
<b>Figure 3.6</b> : Courbe correspondant à un essai cyclique avec écrouissage cinématique.....	69
<b>Figure 3.7</b> : Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (onglet <i>Parameters</i> du modèle de Mohr-Coulomb) .....	70
<b>Figure 3.8</b> : Définition de $E_0$ et de $E_{50}$ .....	71
<b>Figure 3.9</b> : Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb .....	72
<b>Figure 3.10</b> : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion .....	73
<b>Figure 3.11</b> : Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb ( <i>Advanced parameters Mohr -Coulomb</i> ) .....	74
<b>Figure 3.12</b> : Représentation du Hardening Soil Modél.....	75
<b>Figure 3.13</b> : Forme des surfaces de charge du Hardening Soil Modél.....	75
<b>Figure 3.14</b> : Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.....	76
<b>Figure 3.15</b> : Définition du module oedométrique tangent .....	76
<b>Figure 3.16</b> : définition de l'angle de dilatance .....	77
<b>Figure 3.17</b> : Fenêtre des paramètres avancés du Harding Soil Model .....	77

### **CHAPITRE IV**

<b>Figure 4.1</b> : Situation géographique du barrage .....	79
<b>Figure 4.2</b> : Coupe géologique du barrage Koudiet el moudaour .....	81
<b>Figure 4.3</b> : Coupe type du barrage Koudiet el moudaour.....	81
<b>Figure 4.4</b> : Inclinomètre TCL03 installé sur le profil 16GB .....	83

<b>Figure 4.5</b> : Profil du barrage et ses différentes zones : noyau, recharge, écran et fondation (Plaxis) .....	84
<b>Figure 4.6</b> : Maillage et conditions aux limites mécaniques (Plaxis) .....	84
<b>Figure 4.7</b> : Distribution des pressions interstitielles au niveau de la fondation.....	85
<b>Figure 4.8</b> : Distribution des contraintes initiales .....	85
<b>Figure 4.9</b> : Distribution des contraintes effectives horizontales .....	85
<b>Figure 4.10</b> : Distribution des contraintes effectives verticales .....	86
<b>Figure 4.11</b> : Déplacements totaux, cas fin de construction .....	86
<b>Figure 4.12</b> : Déplacements verticaux, cas fin de construction .....	86
<b>Figure 4.13</b> : Déplacements horizontaux, cas fin de construction .....	86
<b>Figure 4.14</b> : Surface de glissement (fin construction) .....	87
<b>Figure 4.15</b> : Ligne de saturation et degré de saturation (Plaxis).....	87
<b>Figure 4.16</b> : Distribution des pressions interstitielles.....	87
<b>Figure 4.17</b> : Répartition des déplacements horizontaux (fonctionnement normale) .....	88
<b>Figure 4.18</b> : Répartition des déplacements verticaux (régime permanent) .....	88
<b>Figure 4.19</b> : concentration des vecteurs de déplacement (fonctionnement normal) .....	88
<b>Figure 4.20</b> : surface de glissement (fonctionnement normal) .....	89
<b>Figure 4.21</b> : répartition des déplacements horizontaux (vidange rapide) .....	89
<b>Figure 4.22</b> : répartition des déplacements verticaux (vidange rapide) .....	89
<b>Figure 4.23</b> : concentration des vecteurs de déplacement (vidange rapide) .....	90
<b>Figure 4.24</b> : surface de glissement (vidange rapide) .....	90
<b>Figure 4.25</b> : Déformation du maillage .....	94
<b>Figure 4.26</b> : tassement du barrage et de sa fondation a : talus amont ; b : noyau et c : talus aval .....	94
<b>Figure 4.27</b> : Tassements du barrage à mi-hauteur de la digue .....	94
<b>Figure 4.28</b> : déplacement horizontal du barrage à mi-hauteur de la digue.....	95
<b>Figure 4.29</b> : déplacement horizontal du barrage à un niveau proche de la crête .....	95
<b>Figure 4.30</b> : déplacement horizontal du barrage à un niveau proche de la crête .....	95
<b>Figure 4.31</b> : vecteurs déplacement horizontal du barrage au niveau du talus amont .....	95
<b>Figure 4.32</b> : vecteurs déplacement horizontal du barrage au niveau du talus aval.....	96
<b>Figure 4.33</b> : Vecteurs déplacement horizontal (fonctionnement normal) .....	96
<b>Figure 4.34</b> : Vecteurs déplacement vertical (fonctionnement normal) .....	96
<b>Figure 4.35</b> : Déplacement vertical à mi-hauteur (fonctionnement normal) .....	97
<b>Figure 4.36</b> : Déplacement horizontal à mi-hauteur (fonctionnement normal) .....	97
<b>Figure 4.37</b> : Vecteurs déplacement horizontal (vidange rapide) .....	97
<b>Figure 4.38</b> : Déplacement horizontal à mi-hauteur (vidange rapide) .....	97
<b>Figure 4.39</b> : Déplacement vertical à mi-hauteur (vidange rapide) .....	98
<b>Figure 4.40</b> : soulèvement de la fondation amont (vidange rapide) .....	98
<b>Figure 4.41</b> : comparaison entre les tassements calculés et ceux enregistrés.....	100
<b>Figure 4.42</b> : valeurs des tassements enregistrées au niveau de l'anneau 1 du noyau .....	100
<b>Figure 4.43</b> : valeurs des tassements enregistrées au niveau des anneaux de la section 16GB du noyau .....	101

**LISTE DES TABLEAUX**

**CHAPITRE I**

**Tableau 1.1** : Hauteur des vagues h en m.....22

**Tableau 1.2** : Revanche minimale en remblai en fonction de  $H^2 \sqrt{V}$ .....23

**Tableau 1.3** : Largeur minimale en crête.....23

**Tableau 1.4** : hauteur du barrage et la pente du talus .....24

**Tableau 1.5** : la pente de talus pour barrage de remblayage hydraulique.....24

**CHAPITRE II**

**Tableau 2.1** : Caractéristiques de quelques méthodes de calcul de stabilité.....48

**CHAPITRE IV**

**Tableau 4.1** : caractéristiques géotechniques du sol de fondation.....82

**Tableau 4.2** : caractéristiques géotechniques choisies pour la modélisation  
du modèle Mohr-Coulomb.....82

**Tableau 4.3** : résultats de simulation du barrage (**comportement Mohr-Coulomb**).....91

**Tableau 4.4** : résultats de simulation du barrage avec diminution de  $\nu$   
(**Comportement Mohr-Coulomb**).....91

**Tableau 4.5** : résultats de simulation  $m_{\text{noyau}} = 0.5$   
(comportement **HSM**) Avec  $E_{50}^{\text{ref}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = E_{50}$ .....91

**Tableau 4.6** : résultats de simulation avec  $m_{\text{noyau}} = 1$   
et  $m_{\text{recharge et fondation}} = 0.5$  (**Comportement HSM**).....92

**Tableau 4.7** : résultats de simulation  $m_{\text{noyau}} = 0.5$  (comportement **HSM**).....92

**Tableau 4.8** : résultats de simulation  $m_{\text{noyau}} = 0.5$  et  $c = 0$  (comportement **HSM**).....93

**Tableau 4.9** : résultats de simulation  $m_{\text{noyau}} = 1$  et  $c = 0$  (comportement **HSM**).....93

**Tableau 4.10** : valeurs des tassements enregistrées au niveau du noyau.....99

## LISTE DES NOTATIONS

Les notations suivantes sont utilisées dans le présent mémoire.

$C$	la capacité du barrage
$c_u$	Cohésion apparente
$c'$	Cohésion effective
$dx$	épaisseur des tranches verticales
$dv_n$	variation des efforts vertical sur les côtés du bloc massif pour la tranche n
$dv$	variation des efforts vertical sur les côtés du bloc massif infini
$dH_n$	variation des efforts horizontal sur les côtés du bloc massif pour la tranche n
$dH$	variation des efforts horizontal sur les côtés du bloc massif infini
$D$	profondeur de l'eau
$d$	diamètre du matériau de base
$D$	diamètre du drain
$D'$	diamètre du filtre
$e$	cote d'un point ou la ligne de saturation recoupe le talus aval
$F$	longueur du fetch
$F$	fonction de charge
$f$	vecteur forces de volume
$F_{LOCAL}$	le coefficient de sécurité local
$g$	accélération de la pesanteur
$h$	hauteur des vagues
$H$	hauteur du barrage
$h_n$	hauteur de la tranche n
$h_w$	hauteur du niveau d'eau
$hs$	Hauteur des grains solides
$K_1 - K_3$	coefficients de perméabilité dans les talus amont et aval du barrage
$K_2$	coefficients de perméabilité dans le noyau du barrage

$K_h$	coefficients de perméabilité horizontale
$K_v$	coefficients de perméabilité verticale
$L$	La largeur en crête
$L_{\text{minimum}}$	Largeur minimale en crête
$L_{\text{min}}$	Largeur du drain
$l$	est l'épaisseur en crête
$L$	est l'épaisseur en pied
$m_1$	La pente des talus amont
$m_2$	La pente du talus aval
$M_{\text{résistant}}$	moment résistant
$M_{\text{moteur}}$	moment moteur
$N$	les réactions normales à la base du bloc
$n$	indice relatif à l'étape de chargement numéro $n$
$n-1$	indice relatif à l'étape de chargement précédente numéro $n-1$
$p^{\text{ref}}$	contrainte de référence
$q$	Le débit de percolation
$R$	La revanche
$R_{\text{mini}}$	valeurs minimales de la revanche
$R_f$	Coefficient à la rupture
$r_u$	coefficient de proportionnalité constant tout le long du cercle de glissement
$T$	les réactions tangentielles à la base du bloc de sol
$U_L$	l'effort dû à la pression d'eau latérale
$U$	l'effort dû à la pression d'eau à la base
$u_n$	la pression hydraulique sur la base de la tranche $n$
$U$	vitesse du vent
$v$	La vitesse de propagation des vagues
$V$	volume de la retenue
$V$	les efforts verticaux sur les côtés du bloc
$W$	le poids du bloc de sol considéré

$z_4$	cote de l'isobare numéro 4
$z_s$	distance verticale d'un point donné situé au talus amont
$\beta$	Angle d'inclinaison d'un massif infini avec l'horizontale
$\gamma_{sat}$	Poids volumique du sol saturé
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\gamma$	Le poids volumique du sol
$\tau_n$	Contraintes de cisaillement sur la tranche n
$\tau$	Contraintes de cisaillement s'exerçant réellement sur la surface
$\tau'_{max}$	Contraintes de cisaillement maximal
$\sigma_n$	Contrainte total sur la tranche n
$\sigma_0$	perturbation de la contrainte normale à une facette inclinée à $\alpha$ , à une profondeur $h$ , dans un massif infini incliné à $\alpha$
$\sigma$	composante normale de la contrainte total
$\sigma'$	composante normale de la contrainte effective
$\Delta\sigma_1$	la variation de la contrainte totale
$u$	pression interstitielle
$u_0$	la pression interstitielle avant la vidange
$u$	la pression interstitielle après la vidange
$\mathbf{u}^*$	vecteur vitesse virtuel
$\mathbf{u}$	vecteur déplacement réel (petits déplacements)
$\lambda$ et $\mu$	paramètres de perturbation
$\alpha_n$	angle inclinaison d'une tranche n par rapport a l'horizontal
$\alpha_1$	inclinaison du talus amant
$\alpha_2$	inclinaison du talus aval
$\varphi$	Angle de frottement du sol
$\varphi'$	Angle de frottement effectif
$\psi$	Angle de dilatance du sol

# ***INTRODUCTION GENERALE***

## ***INTRODUCTION GENERALE***

Les ouvrages d'accumulation des eaux sont des constructions particulières qui en cas de rupture peuvent entraîner d'énormes dégâts. En effet, une rupture peut entraîner des pertes en vies humaines et de considérables dommages aux biens. Les coûts d'un tel accident peuvent atteindre des montants importants. Cela justifie évidemment les hautes exigences imposées en ce qui concerne le projet, la réalisation et l'exploitation, de même que les contrôles de tels ouvrages. Pour garantir un haut niveau de sécurité et pour minimiser le risque résiduel, il s'agit particulièrement d'être en mesure de détecter toute anomalie du comportement des ouvrages ainsi que de leurs fondations et de leurs environs. Il n'est donc pas étonnant qu'il existe dans le domaine des ouvrages d'accumulation une législation afin de garantir la sécurité des personnes et celle des biens. Il est évident que les mesures qui sont prises lors du projet, de sa construction et de son exploitation doivent tendre à éviter toute défaillance de l'ouvrage pouvant entraîner l'écoulement incontrôlé de masses d'eau.

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

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

L'objectif de ce travail est d'étudier la sensibilité des déformations des barrages en terre aux modèles de comportement du sol. Une étude de sensibilité des déformations aux paramètres du modèle sera faite. Le barrage d'application est celui de KOUDIET EL MOUDAOUR à Timgade en utilisant deux modèles de comportement incorporés dans le Logiciel Plaxis .

Ce mémoire est scindé en quatre chapitres

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

Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes classiques d'analyse de la stabilité des barrages en terre en décrivant les phases de tassement d'un remblai.

Le troisième chapitre, sera consacré à la présentation de la méthode des éléments finis ainsi que du logiciel *Plaxis* et les modèles de comportement, employés dans les simulations numériques.

Dans le quatrième chapitre, on présente d'abord le barrage étudié et les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés puis on effectue les essais numériques en utilisant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb ou le modèle de HSM ensuite on réalise une étude paramétrique pour étudier la sensibilité des déformations aux paramètres utilisés dans chaque modèle. Enfin les résultats obtenus seront discutés et comparés avec ceux disponibles issus de l'auscultation.

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

***CHAPITRE 1***

***SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES  
DESORDRES DES BARRAGES EN TERRE***

## **CHAPITRE 1 :**

# **SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES DESORDRES DES BARRAGES EN TERRE**

### **1.1. INTRODUCTION :**

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

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

Les volumes à mettre en œuvre pour la construction d'un barrage en terre sont en général importants : 5 à 15 fois plus que pour un barrage en béton du type poids susceptible d'être réalisé sur le même site. Pour des petits ouvrages, il est fréquent d'avoir à compacter de 20000 à 100000 m<sup>3</sup> en terre. Les grands barrages nécessitent des millions et même des dizaines de millions de m<sup>3</sup>. Le transport et la mise en œuvre des matériaux sont donc des éléments essentiels du prix de revient. Le transport sur de longues distances devient vite très onéreux. Sauf pour des matériaux particuliers, comme la terre destinée à la construction du noyau ou les enrochements de qualité, des distances de 2000 à 3000 m doivent être considérées comme le maximum envisageable.

De fait il est rare, sauf pour les petits ouvrages, de disposer sur place des matériaux permettant de bâtir une digue homogène. Le massif sera donc souvent constitué de plusieurs zones formées de terres de caractéristiques différentes.

La construction et l'exploitation des barrages comportent leur lot d'incidents ou d'accidents.

D'une part, il est difficile de caractériser complètement le milieu naturel. Les crues et le séisme conservent une composante aléatoire qui complique l'appréciation de leur intensités extrêmes possibles sur la durée de vie des ouvrages. D'une part, les connaissances et les matériaux intervenant dans la construction des ouvrages demeurent imparfaits, en dépit de progrès technologiques rapides. Enfin, l'être humain doit à tout moment juger, arbitrer et prendre des décisions parfois bonnes, parfois mauvaises. A la lumière de chacune de ces raisons, on peut comprendre qu'il y ait eu dans le passé un certain nombre de ruptures d'ouvrages et se convaincre qu'il y en aura d'autres.

Bien que les ruptures de barrage soient des événements rares, on en a recensé 2000 depuis le XII<sup>e</sup> siècle. La figure 1.1 montre qu'au XX<sup>e</sup> siècle, il se produisait entre 10 et 40 ruptures de barrage chaque décennie. Les données les plus récentes indiquent que le nombre de ruptures de grands barrages en service tend vers 1,5 par année.

Si l'on met en relation ces ruptures avec le nombre de barrage en service pendant la même période, on constate néanmoins un recul progressif du taux de rupture.

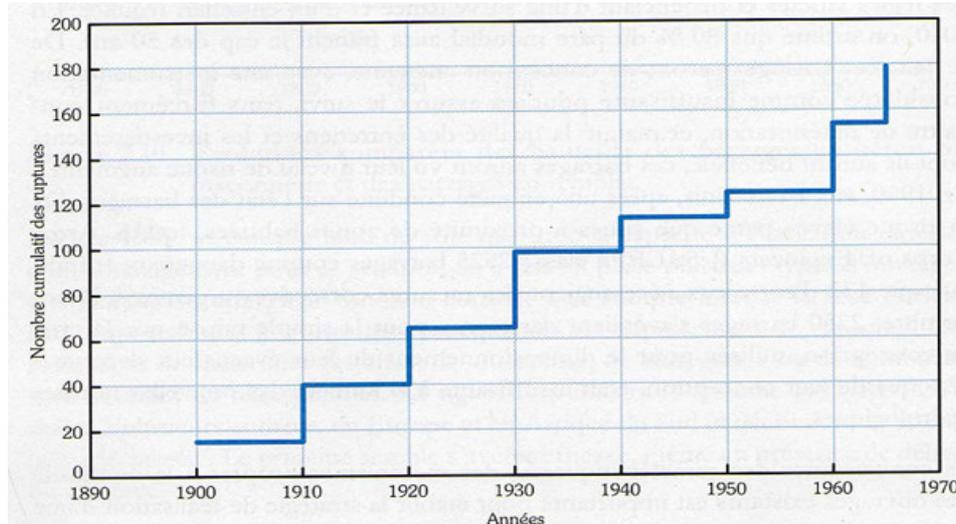


Figure.1.1 : cumul du nombre de ruptures majeures au XX<sup>e</sup> siècle

## 1. 2. GENERALITES SUR LES BARRAGES EN TERRE :

### 1.2.1. CARACTERISTIQUES PRINCIPALES :

#### 1.2.1.1. FORME ET STRUCTURE DES OUVRAGES :

Les barrages en terre, en général, ont une forme de trapèze et ils comprennent les trois parties suivantes :

a) *CORPS DU BARRAGE*

b) *DISPOSITIFS DE PROTECTION CONTRE LES INFILTRATIONS*

c) *DRAINAGE*

#### 1.2.1.2. DEFINITION DU PROFIL GENERAL DES BARRAGES EN TERRE :

Le type de barrage en terre envisagé étant choisi selon les conditions locales du site et l'importance de l'ouvrage .L'étape suivante des études consiste à définir le profil général du barrage.

##### a) *HAUTEUR DU BARRAGE :*

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge maximale au –dessus du seuil du réservoir de crues et de la revanche (figure 1.2)

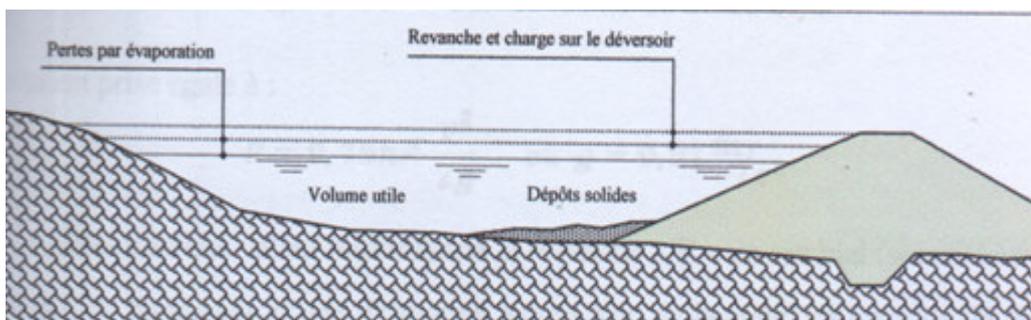


Figure 1.2 : schéma de répartition des tranches dans la retenue

❖ **NIVEAU NORMAL DE RETENUE :**

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

❖ **NIVEAU DES PLUS HAUTES EAUX :**

La charge maximale au – dessus du réservoir de crue dépend des caractéristiques de l'évacuateur de crues définies en fonction de l'hydrologie du bassin versant et du laminage des crues de la retenue. Elle est déterminée par l'étude de l'évacuateur de crues. On appelle niveau des plus hautes eaux le niveau normal de retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue.

❖ **REVANCHE :**

La revanche **R** qui est la différence de cote entre les PHE (Plus Hautes Eaux correspondant à la crue de projet) et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues, il existe plusieurs formules basées notamment sur la vitesse du vent **U** et la longueur du plan d'eau (ou fetch) **F**, qui permettent d'abord de calculer la hauteur des vagues **h** (en considérant la direction la plus défavorable pour le couple **F**, **U**). Il est proposé de retenir la formule de BRETSCHNEIDER qui est adaptée aux retenues modestes (superficie < 100 ha).

Cette formule tient compte de la profondeur de l'eau **D** à proximité du barrage (tableau 1.1). La valeur de **U** est la vitesse du vent trentenaire de durée une heure.

**U** : vitesse du vent (m/s)

**D** : profondeur de l'eau (m)

**F** : longueur du fetch (m)

**g** : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>)

$$h = 0.26 \cdot \text{th} \left[ 0.578 \cdot \left( \frac{g \cdot D}{U^2} \right)^{3/4} \right] \cdot \left[ \frac{0.01 \left( \frac{g \cdot F}{U^2} \right)^{1/2}}{\text{th} \left[ 0.578 \cdot \left( \frac{g \cdot D}{U^2} \right)^{3/4} \right]} \right] \cdot \frac{U^2}{g} \quad (1.1)$$

U \ D	20					25					30					35				
	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000
5	0.28	0.39	0.50	0.67	0.78	0.35	0.49	0.61	0.81	0.94	0.42	0.58	0.73	0.96	1.10	0.49	0.67	0.84	1.09	1.24
10	0.29	0.40	0.51	0.71	0.86	0.36	0.50	0.64	0.88	1.06	0.43	0.60	0.76	1.05	1.25	0.50	0.70	0.89	1.21	1.44
15	0.29	0.40	0.52	0.73	0.88	0.36	0.50	0.65	0.90	1.09	0.43	0.60	0.77	1.08	1.30	0.50	0.70	0.90	1.25	1.50
20	0.29	0.40	0.52	0.73	0.89	0.36	0.51	0.65	0.91	1.11	0.43	0.61	0.78	1.09	1.32	0.50	0.71	0.91	1.27	1.53
25	0.29	0.41	0.52	0.73	0.89	0.36	0.51	0.65	0.92	1.11	0.43	0.61	0.78	1.10	1.33	0.50	0.71	0.91	1.28	1.55

Tableau 1.1 : Hauteur des vagues **h** en m

La vitesse de propagation des vagues **v** peut être évaluée par la formule de GAILLARD :

$$v = 1,5 + 2 h \quad (1.2)$$

Où **h** en m et **v** en m/s.

La revanche est prise égale à  $R = 0,75 h + v^2/2g$  où  $g = 9,81$  m/s.

Il est préconisé une valeur minimale de la revanche  $R$  en remblai (sécurité aussi vis-à-vis des PHE, du tassement, d'une fissuration amont-aval de la crête) en fonction de  $H^2\sqrt{V}$ , ce minimum étant pris égal à  $(H^2\sqrt{V})^{1/4}/4$ . Des résultats se trouvent dans le tableau 1.2. Bien entendu, si les calculs à l'aide des formules de BRETSCHEIDER et GAILLARD, donnent une valeur supérieure de la revanche, c'est cette dernière qu'il faut retenir.

Dans ce cas, un parapet souple (par exemple en gabions) peut éventuellement assurer la protection entre  $R_{\text{minimum}}$  (tableau 1.2) et  $R$  calculée.

Lorsque le remblai est zoné et comporte un noyau étanche avec une recharge amont perméable, ce dernier doit au moins atteindre la cote  $[PHE + 0,5 R_{\text{min}}]$ .

$H^2\sqrt{V}$	5	30	100	300	700	1 500
$R_{\text{minimum}}$ en m (remblai)	0,40	0,60	0,80	1,05	1,30	1,55

Tableau 1.2 : Revanche minimale en remblai en fonction de  $H^2\sqrt{V}$

Il faut tenir compte du tassement des fondations et du tassement du remblai qui se produisent essentiellement pendant une période de quelques mois à quelques années après la fin des travaux et donc réaliser une contre-flèche en crête (au-dessus des PHE ; on a donc  $R$  + contre-flèche qui diminue avec le temps). Pour le remblai seul, le tassement après construction peut être estimé à 1 % de sa hauteur (et même moins pour les hauteurs inférieures à 15 mètres). Une contre-flèche optique qui permet d'améliorer l'aspect visuel peut être ajoutée. Dans le cas d'un barrage zoné, le noyau doit avoir la même contre-flèche.

**b) LA CRETE :** La largeur en crête  $L$  est en général déterminée par l'une des formules suivantes où  $H$  est la hauteur du remblai en mètres :

$$L = 1/3 H \quad ; \quad L = 1,65 H^{1/2} \quad ; \quad L = 3,6 H^{1/3} - 3$$

Avec  $L = 3$  m comme valeur minimale, afin de permettre la circulation des engins. Le compactage des dernières couches peut nécessiter une largeur supérieure.

La largeur en crête dépend aussi de l'utilisation de cette dernière (chemin, route). Pour les barrages zonés, elle dépend également du nombre de zones au niveau de la crête. Les largeurs minimales suivantes sont proposées :

$H^2\sqrt{V}$	< 100	entre 100 et 300	> 300
$L_{\text{minimum}}$	3 m	4 m	5 m

Tableau 1.3 : Largeur minimale en crête

**c) PENTE DES TALUS :**

La largeur à la base d'un barrage en terre est déterminée par la pente des talus des parements. Les valeurs des pentes habituelles sont comprises entre 1/3 et 1/1,5, ce qui donne à ces ouvrages des épaisseurs à la base très importantes (par exemple, 600 m pour 100 m de hauteur). La pente des talus est souvent plus faible à la base de l'ouvrage.

Si le sol de la fondation n'est pas moins solide que le sol du corps du barrage, la pente des talus du barrage de remblai peut être pris comme suit (tab 1. 4)

Hauteur du barrage ( m )	La pente des talus	
	Talus amont $m_1 = \cot \alpha_1$	Talus aval $m_2 = \cot \alpha_2$
<5	2-2,5	1,5-1,75
5-10	2,25-2,75	1,75-2,25
10-15	2,5- 3	2-2,5
15-50	3-4	2,5-4
>50	4-5	4-4,5

Tableau 1.4 : hauteur du barrage et la pente du talus

Pour le barrage de remblayage hydraulique, la pente des talus peut être comme suit (tab1.5)

Barrage	Sol de la fondation	La pente des talus amont et aval
Barrage hétérogène en gravier terre avec noyau	Rocheuse, argile solide	3-4
Barrage homogène	Sableuse, argile-sableuse	4-5

Tableau 1.5 : la pente de talus pour barrage de remblayage hydraulique

Pour les barrages de grand hauteur on établit les bermes avec un écartement vertical de

10-15m .La largeur des bermes n'est pas inférieure à 1-2 m .Si les bermes sont utilisées pour la voie de communication, leur largeur n'est pas inférieure à 3m .Les bermes permettent de diminuer la pente moyenne des talus et d'améliorer la condition de la stabilité

### **1.2.1.3. DRAINS ET FILTRES DU BARRAGE EN TERRE :**

#### **a) RÔLE DES DRAINS ET FILTRES :**

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations, bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage aient été fait de manière à limiter les débits d'infiltration

**Un drain** est un organe qui évacue les eaux prévenant d'une infiltration à travers un massif ou d'un ressuyage

**Un filtre** est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Filtre et drain sont le plus souvent associés, le filtre pouvant jouer lui-même le rôle de drain, surtout dans les petits ouvrages

#### **b) CONSTITUTION DES DRAINS ET FILTRES :**

Les drains sont constituées, soit de graviers perméables, soit d'éléments de tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé également entourés d'une couche de graviers.

Les filtres sont constitués des couches successives des matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées. Dans un filtre, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau

**c) TYPES DES DRAINS ET FILTRES DANS UN BARRAGE EN TERRE :**

1°) drain prisme : il est utilisé dans le cas, où la quantité des enrochements est suffisante pour la construction et dans la période de construction le drain-prisme est utilisé en qualité des batardeaux .La crête du drain soit être supérieure au niveau d'eau en aval

Le drain-prisme est utilisé le plus souvent pour raisons :

- structure est simple
- augmentation de la stabilité du parement aval

2°) drain tapies superficiel : il est utilisé dans le cas, où la quantité des enrochements n'est pas suffisante et il est nécessaire seulement pour la protection du talus aval, non pas pour l'abaissement de la ligne de saturation

3°) drain tuyau il est utilisé seulement dans le cas de l'absence de l'eau dans l'aval .Pour évacuer l'eau d'infiltration vers l'aval on établit des tuyaux d'évacuation de l'eau avec un écartement de 50m ; ce type de drain abaisse bien la ligne de saturation et la pression de filtration dans la fondation

4°) drain tapies internes : il est utilisé dans le cas de l'absence de l'eau en aval .Pour évacuer l'eau du drain vers l'aval on établit aussi les tuyaux avec un écartement de 50 m, il est permet :

- d'abaisser bien la ligne de saturation
- évacuer bien l'eau de filtration à travers le barrage et sa fondation

5°) drain combiné : il a des avantages de tous les deux types de drains examinés plus haut, c'est pourquoi, s'il ya une quantité suffisante de matériaux on établit souvent des drains combinés

**1.2.1.4. CLASSIFICATION DES BARRAGES EN TERRE :**

Tous les barrages en terre peuvent être classifiés comme suit :

**a) Selon la construction du corps du barrage : (fig. 1.3)**

- **Barrage en terre homogène** : est le plus facile à réaliser ; il est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drain dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du battillage dans sa partie amont

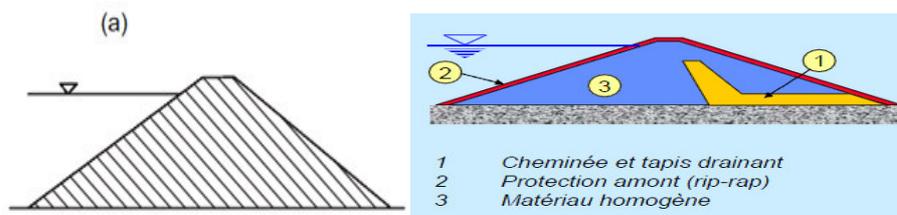


Figure 1.3 : barrage homogène

- **Barrage à zones** : ils sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des matériaux disposés de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et d'étanchéité. Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. Il existe autant de types de zonages que de barrages dans la mesure où chaque ouvrage est conçu en fonction des matériaux trouvés sur le site ou immédiatement à proximité.

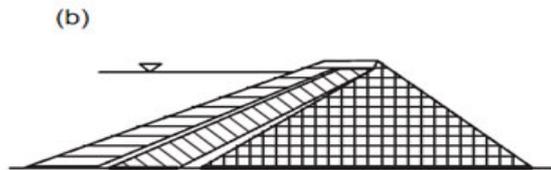


Figure 1.4 : barrage à zones

- **Barrage à noyau** (fig. : 1. 5): souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. dans ce cas une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage (fig. :1.5/ C<sub>2</sub>) ou au centre de celui-ci (fig. :1.5/ C<sub>1</sub>)

Le noyau étanche est maintenu par une ou plusieurs zones constituées de matériaux plus grossiers et relativement perméables, qui assureront la stabilité mécanique de l'ouvrage. Lorsqu'il ya discontinuité importante dans la granularité des matériaux des différentes zones en contact, il y a lieu d'interposer une couche filtrante de transition entre zones. Le noyau étanche en terre peut être remplacé par un écran interne de la paroi moulée.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures .C'est, on outre une solution rustique, à la longue durée de vie, en général relativement peu couteuse il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuit.

L'étanchéité du barrage doit être éventuellement prolongée dans ses fondations soit par ancrage du noyau, soit en réalisant au- dessous du noyau une coupure étanche telle que paroi moulée, rideau d'injection.

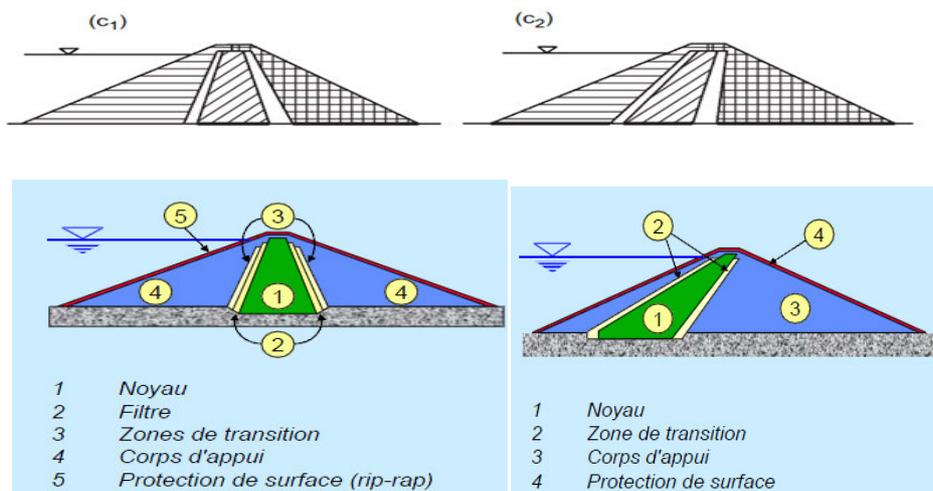


Figure 1. 5 : barrage à noyau

- **Barrage à diaphragme**

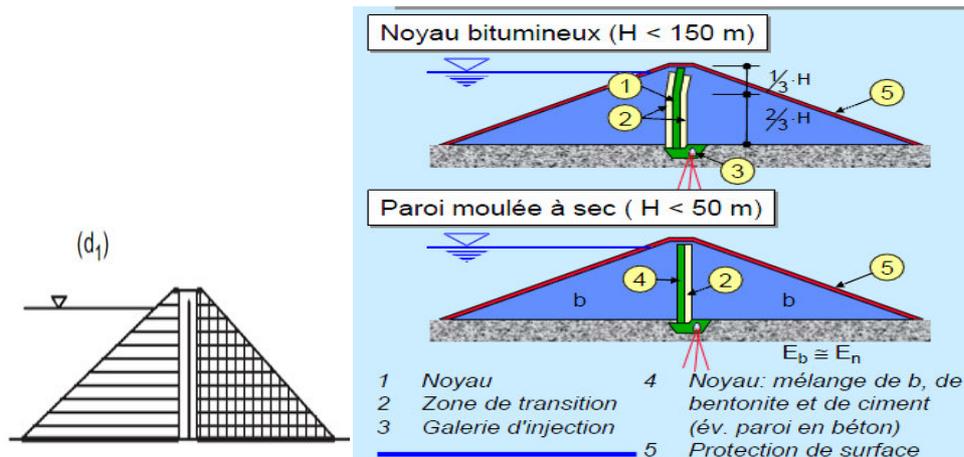


Figure 1.6 : barrage à diaphragme

- **Barrage à masque** : la réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre, etc. On devra comparer alors cette technique à celle d'une digue homogène à masque amont étanche.

Le masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou bitumineux, chapes préfabriquées, membranes étanches etc.

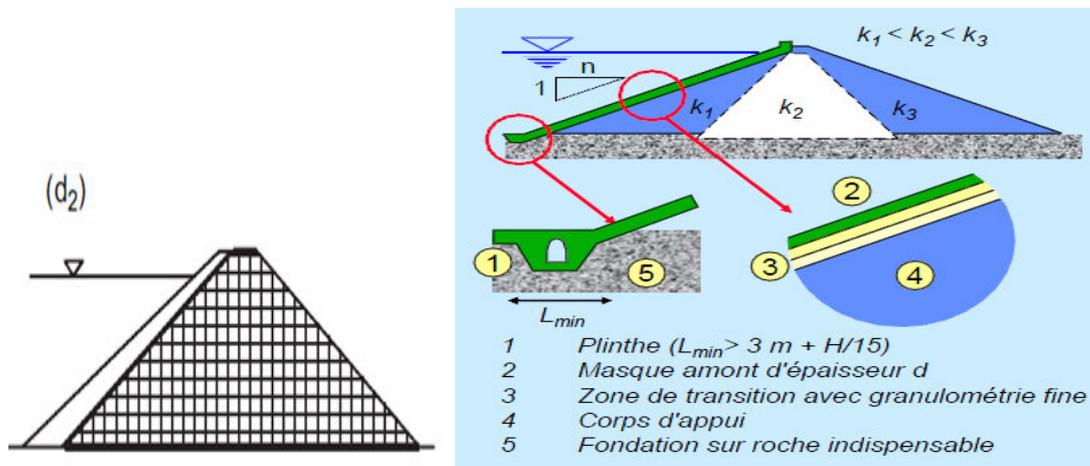


Figure 1.7 : barrages à masque

Le masque amont repose en général sur une couche d'éléments fins drainants et peut nécessiter suivant sa nature, une couche de protection.

Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé aux agressions extérieures (mécaniques, thermiques, etc.) et il est par conséquent plus fragile que le noyau interne. Comme dans le cas du barrage à noyau, le masque doit être prolongé s'il y a lieu, par une coupure étanche dans les fondations du barrage

b) Selon la construction des dispositifs contre la filtration sous l'ouvrage :

- **Barrages avec parafouille** : dans le cas d'une fondation posée sur matériaux meubles et perméables (sous-sol compressible avec difficulté de traitement ou sous-sol peu compressible et injectable)

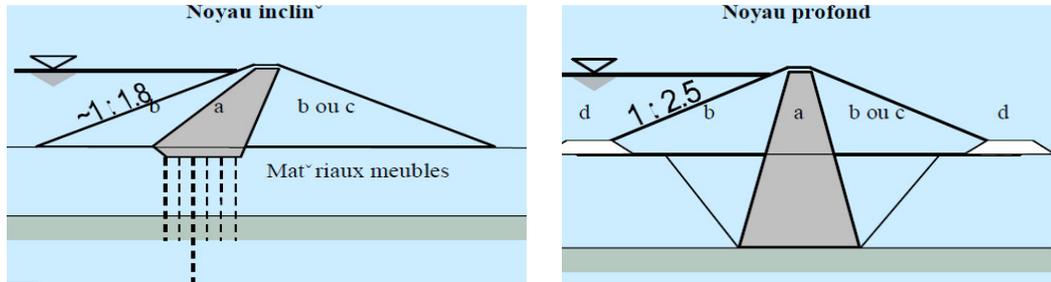


Figure 1.8 : barrages avec parafouille

- **Barrages avec noyau et rideau de palplanche** : dans le cas d'une fondation sur rocher

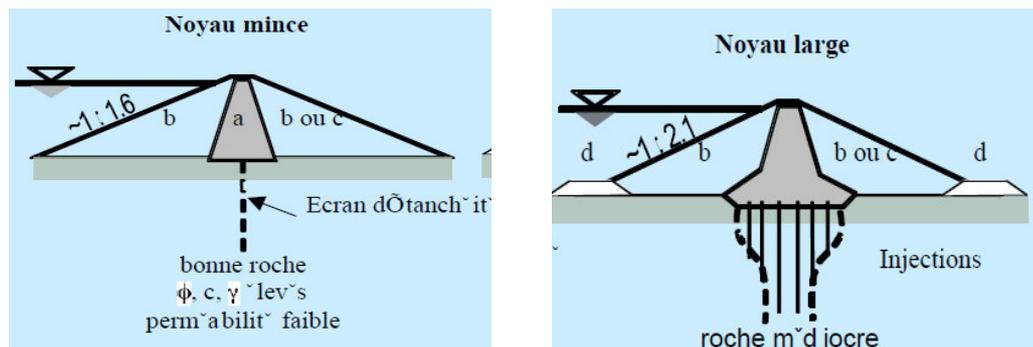


Figure 1.9 : barrages avec noyau et rideau de palplanche

- **Barrages avec masque et tapis étanche**
- **Barrages à écran d'étanchéité**

### 1.3. RUPTURE DES BARRAGES EN TERRE :

On décrit une rupture de barrage en terre comme la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau

#### 1.3.1. LES CAUSES D'ACCIDENT :

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres.

##### 1.3.1.1. DES PROBLÈMES TECHNIQUES:

Peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

### 1.3.1.2. DES CAUSES NATURELLES :

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

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture.

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). En France, le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé. Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares.

### 1.3.1.3. DES CAUSES HUMAINES :

Peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre.

## 1.4. LES MÉCANISMES DE RUPTURE DES OUVRAGES EN REMBLAI

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

Pour les ouvrages hydrauliques en remblai, quatre mécanismes de rupture sont classiquement considérés : l'érosion externe, l'érosion interne, l'instabilité externe et la liquéfaction (Fig.1.10)

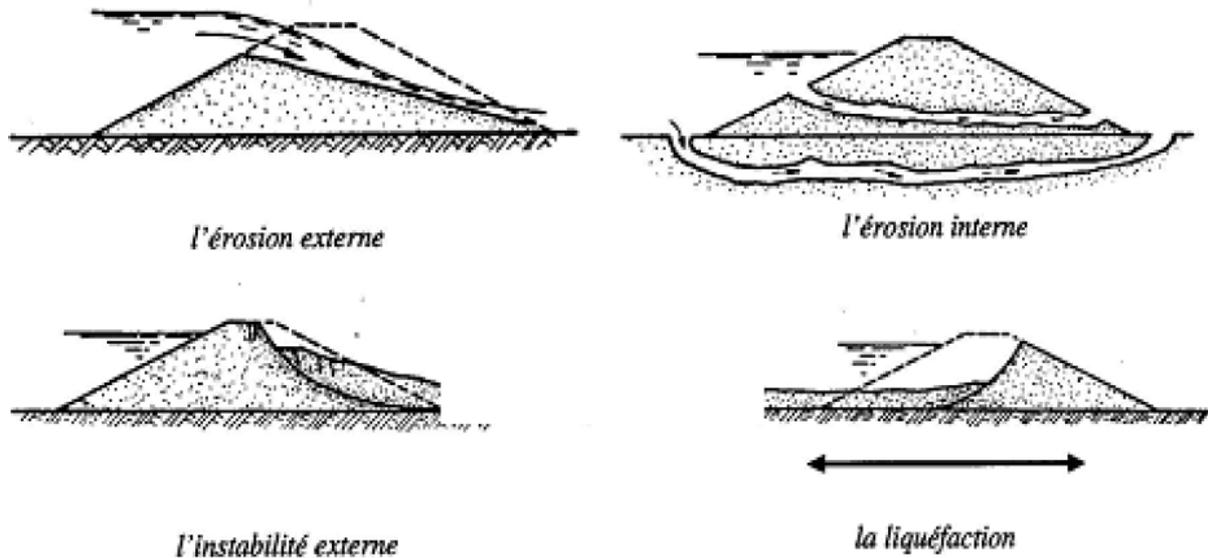


Figure 1.10 : les quatre mécanismes de rupture des ouvrages en remblai  
Schéma extrait de (Lepetit, 2002)

### 1.4.1. L'ÉROSION EXTERNE

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à

quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

Le mécanisme de rupture par érosion externe correspond à l'arrachement des particules constituant la digue par le courant de la rivière qui peut éroder la digue jusqu'à sa rupture. D'autres phénomènes, tel que le ruissellement des eaux de pluies, peuvent également être à l'origine de l'érosion externe. Les talus des digues côté fleuve, ainsi que ceux des berges qui parfois jouxtent directement la digue, subissent en crue les effets des courants hydrauliques qui peuvent provoquer des érosions à la base des talus.

On distingue trois mécanismes d'érosion externe :

- ✓ le mécanisme d'affouillement ;
- ✓ le mécanisme d'érosion externe lié au courant et aux chocs d'embâcles
- ✓ le mécanisme de surverse (du cours d'eau vers le val protégé) ;

#### 1.4.1.1. L'AFFOUILLEMENT

L'affouillement correspond à l'érosion externe du pied de la berge, puis à l'érosion externe du corps de digue si celle-ci est proche de la berge. C'est la vitesse importante de l'eau (aggravée éventuellement par la fragilité des berges, l'absence de protection ou d'ancrage des berges) qui provoquent l'érosion en pied.

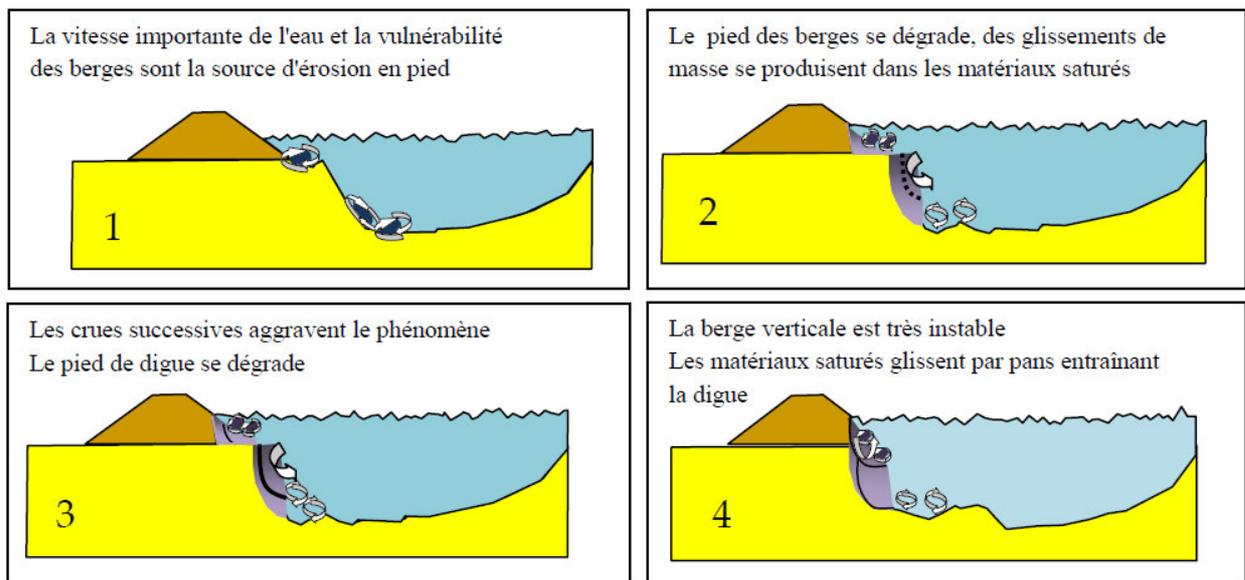


Figure 1.11 : le mécanisme de l'affouillement ( Mériaux et al, 2001).

Les facteurs de sensibilité au mécanisme d'affouillement sont de trois ordres (Mériaux et al, 2001) :

- la vitesse moyenne de l'eau le long du talus de digue,;
- les perturbations hydrauliques locales. Ainsi des arbres, des piles ou toute construction sont la source de telles discontinuités hydrauliques.
- la nature et état de la protection du talus de la digue côté fleuve.

#### 1.4.1.2. COURANT ET CHOCS DE CORPS FLOTTANTS

Le mécanisme d'érosion externe lié au courant et aux chocs de corps flottants est peu fréquent. Toutefois lors des crues, elles sont susceptibles d'être érodées par ce mécanisme, et ce même si les digues sont éloignées de la rivière (Degoutte, 2003).

### 1.4.1.3. LA SURVERSE

La surverse est un mécanisme de rupture par submersion: durant la crue, l'eau déborde et conduit généralement et rapidement à la brèche, par érosion régressive du talus côté val protégé, puis de la crête.

L'érosion subie lors de la surverse se déroule en deux phases :

- ✓ Une phase d'érosion progressive : l'eau s'écoulant par dessus des digues, érode la digue ;
- ✓ Une phase de basculement : le profil en travers de la digue ne résiste plus à la poussée de l'eau.

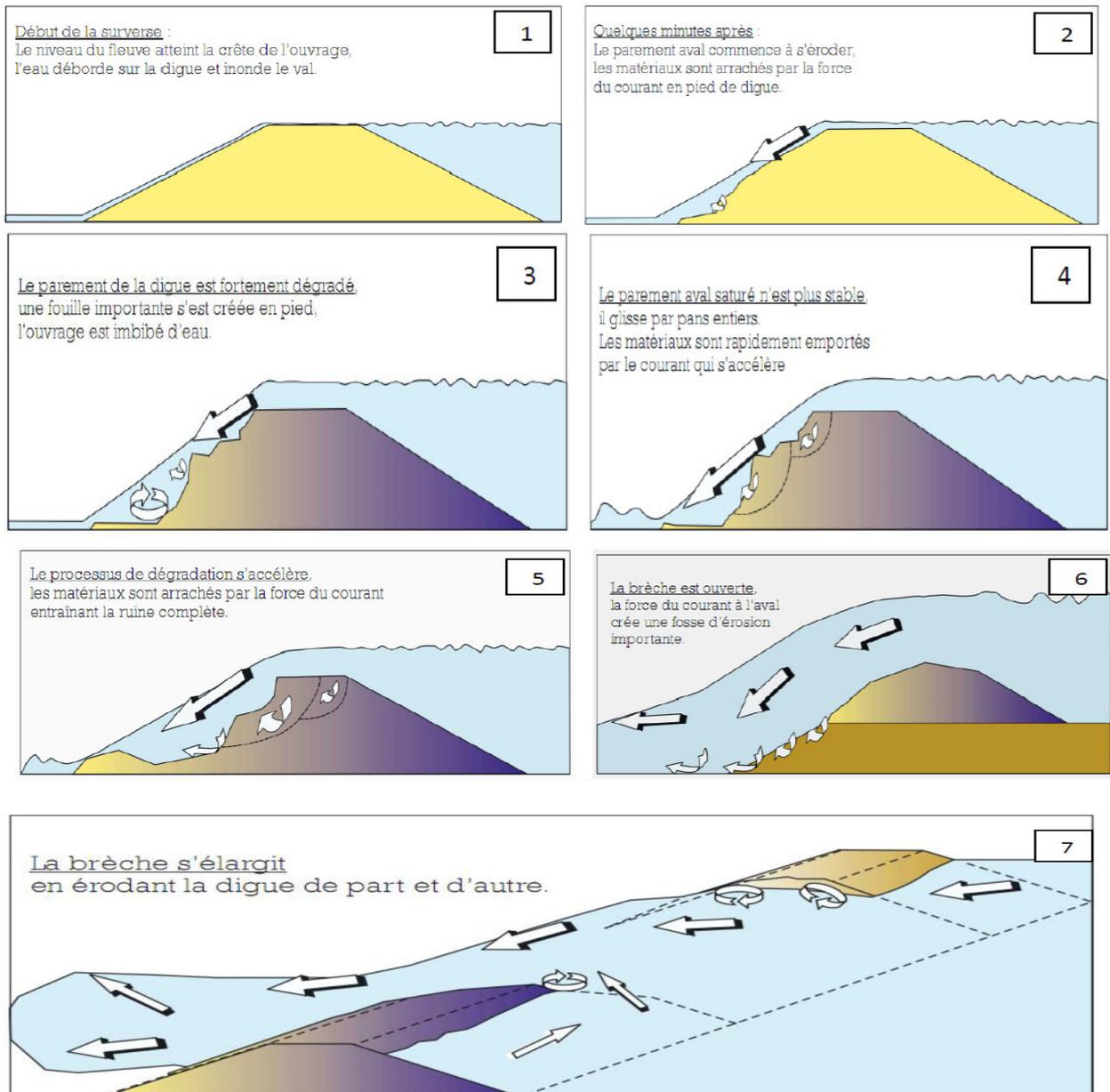
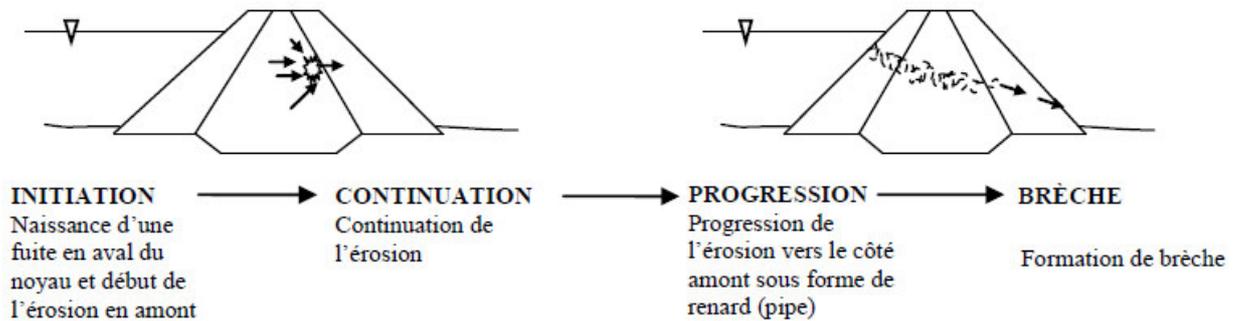


Figure 1.12: Mécanisme de rupture par surverse (Mériaux et al, 2001).

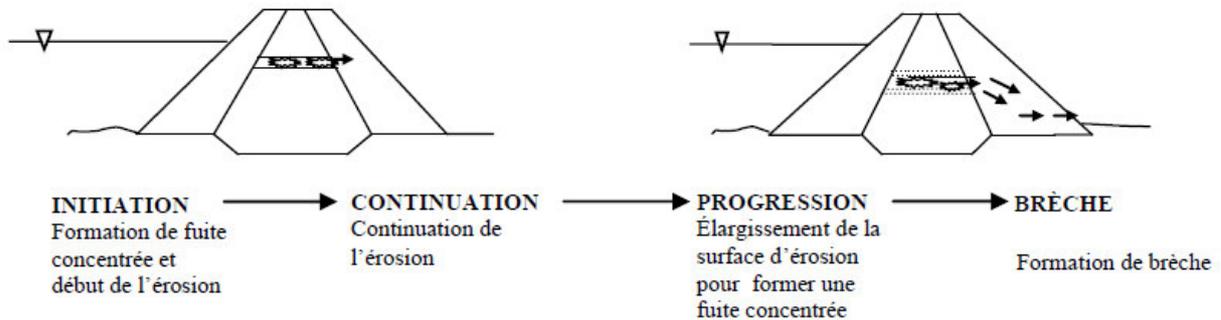
1.4.2. LES MECANISMES D'ÉROSION INTERNE

L'érosion interne (figure 1.14), est un processus selon lequel les particules sont éloignées du noyau ou de la fondation en empruntant des voies de migration préférentielles. Ce procédé est initialement favorisé par :

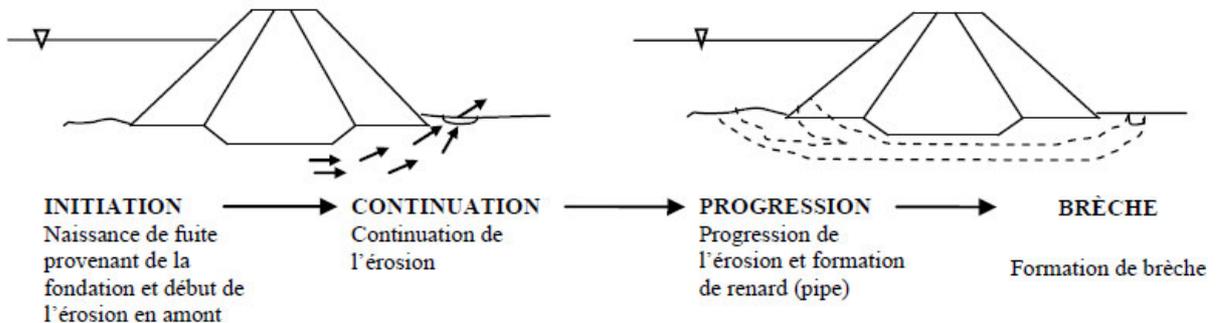
- ✓ La présence d'un chemin d'infiltration et d'une source d'eau,
- ✓ L'existence des matériaux érosifs à l'intérieur de ce chemin et transportables par le flux d'infiltration,
- ✓ L'absence de protection qui pourrait retenir ces particules.



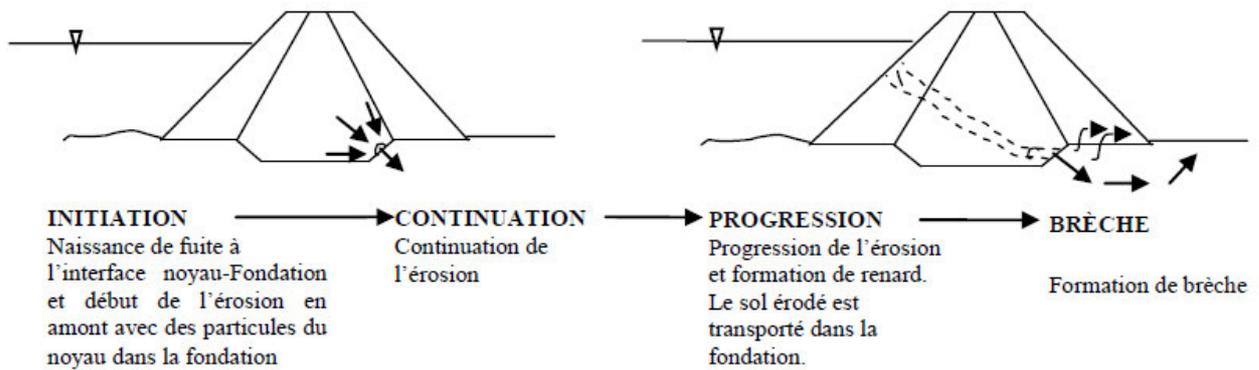
A) RENARD DANS LES REMBLAIS INITIÉ PAR UNE ÉROSION RÉGRESSIVE



B) RENARD DANS LES REMBLAIS AMORCÉ PAR UNE CONCENTRATION DE FUITE



C) RENARD DANS LA FONDATION AMORCÉ PAR UNE ÉROSION RÉGRESSIVE



**D) RENARD DES REMBLAIS A LA FONDATION AMORCE PAR UNE EROSION REGRESSIVE**

Figure 1.13 : Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage : (A et B) avec formation de renard dans le remblai par érosion rétrogradant en amont et par fuite concentrée, (C) avec formation de renard dans la fondation par érosion rétrogradant en amont, et (D) avec formation de renard du remblai à la fondation (Fell et al, 2001)

**1.5. PATHOLOGIE DES BARRAGES EN TERRE :**

**1.5.1. PATHOLOGIE LIEE A L'INSTABILITE D'ENSEMBLE, CONSEQUENCES POUR L'OUVRAGE :**

La stabilité – ou son contraire, l'instabilité – est entendue ici au sens mécanique du terme.

Un ouvrage instable mécaniquement se caractérise par l'apparition de désordres dans sa masse qui se traduisent, en surface, par des déformations géomécaniques décelables, au stade primaire, par l'auscultation topographique.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées dans l'étude de la pathologie des ouvrages en remblai

**1.5.1.1. LE GLISSEMENT DES TALUS :**

Il existe deux mécanismes de glissement :

- ❖ le glissement du talus côté aval, se produisant le plus souvent durant la crue ;
- ❖ le glissement du talus côté fleuve, se produisant lors de la décrue.

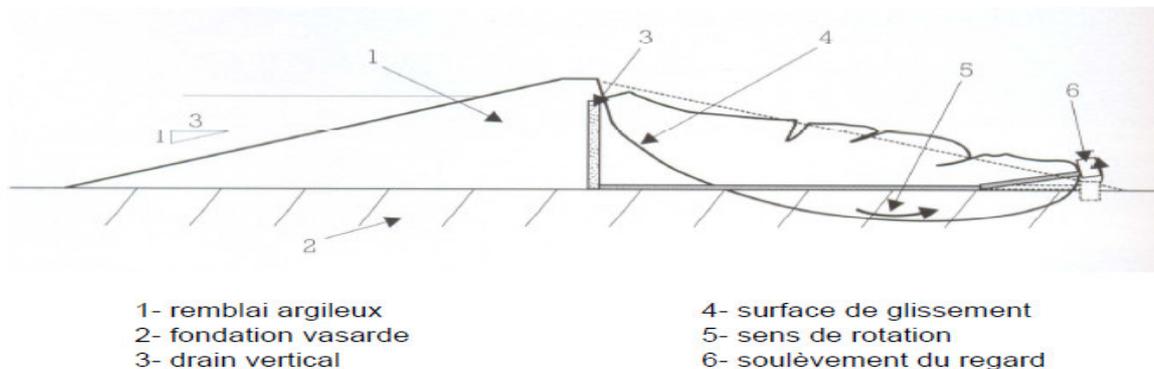


Figure 1.14 : le glissement circulaire sur un talus

**A) LE GLISSEMENT COTE AVAL EN SITUATION DE CRUE :**

Ce mécanisme se produit lorsque trois facteurs sont réunis :

- ❖ Un profil de digue étroit avec pentes de talus fortes (pentes supérieures à 0,65) ;
- ❖ Une piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et/ou à la présence des couches hétérogènes ;
- ❖ Une faible compacité du remblai donnant de faibles caractéristiques mécaniques des matériaux du corps de digue, ou encore la présence d'une couche argileuse sous-consolidée au niveau de la fondation.

Ces trois facteurs sont potentiellement réunis dans les zones d'anciennes brèches dont la réparation n'a pas toujours été menée dans les meilleures conditions (Mériaux et al, 2001).

La figure illustre ce mécanisme :

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement quasi circulaire dans le corps du remblai aux pentes de talus trop raides :

La saturation du remblai et la raideur du talus  
Provoquent des ruptures de masse par glissement du talus

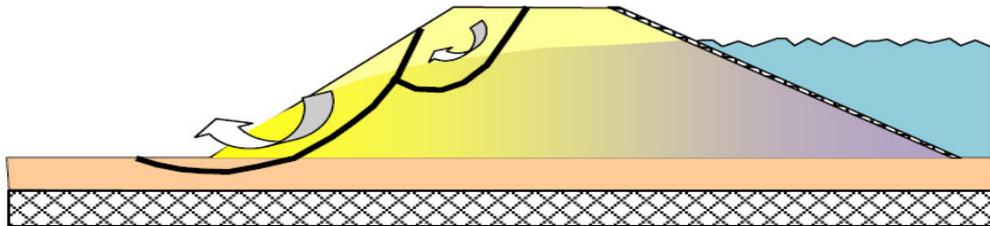
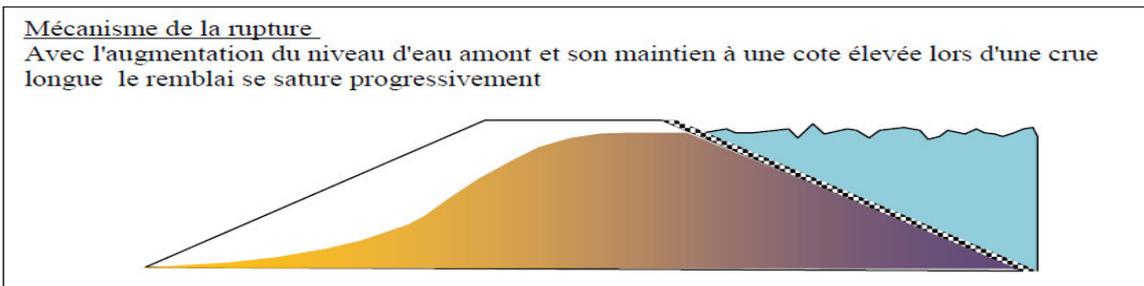


Figure 1.15 : le mécanisme de glissement coté val en situation de crue (Mériaux et Al 2001)

**B) LE GLISSEMENT COTE FLEUVE LORS DE LA DECRUE :**

Le mécanisme de rupture par glissement côté fleuve se produit lors de la décrue rapide du cours d'eau. Ce mécanisme, lié aux sous-pressions qui se développent pendant la période de crue, concerne surtout des talus de digues constitués de matériaux argileux, présentant des pentes raides ou des perrés trop étanches.

Ce mécanisme concerne particulièrement les digues à proximité de déversoirs équipés de remblais fusibles (remblai destiné à se rompre lorsque la hauteur d'eau l'atteint). En effet, la mise en fonction du déversoir s'accompagne de l'érosion rapide du remblai fusible (Goutx et al, 2004). Le débit dérivé dans le déversoir croît, ce qui provoque une décrue dans le fleuve pouvant alors provoquer des glissements de talus côté fleuve (Mériaux et al, 2001)



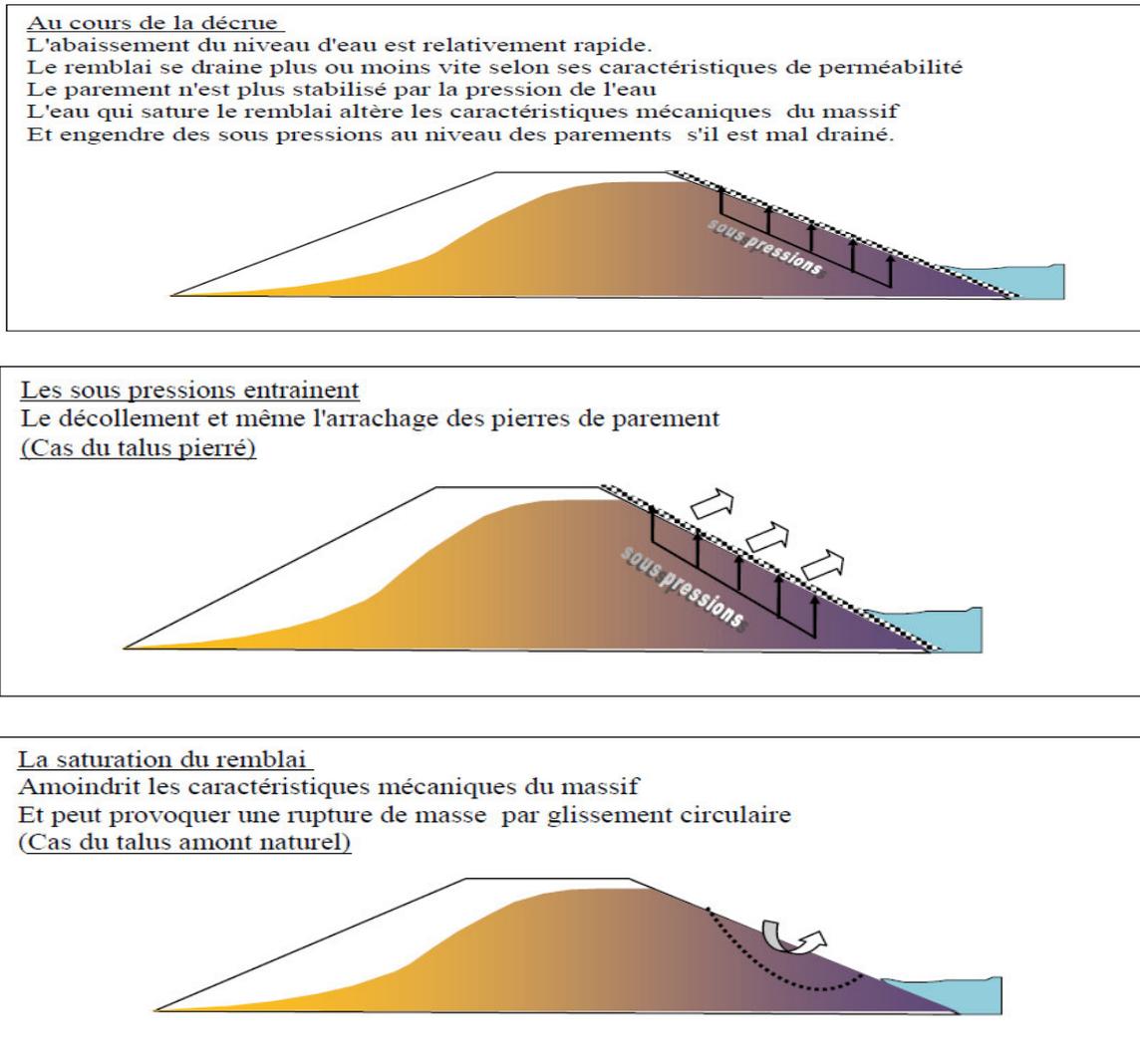


Figure 1.16 : le mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue (Mériaux et Al, 2001)

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

a) Conséquence directes :

Dans le scénario le plus grave, le glissement peut entraîner la vidange accidentelle de la retenue si un cercle émanant du talus amont à un niveau inférieur à celui de la cote du plan d'eau ou si un renard se développe après un glissement

Qu'il soit brutal ou progressif, le mouvement peut provoquer des dégâts irréversibles sur des ouvrages attenants au barrage :

- Déformation ou rupture de dispositifs internes de drainage ;
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau ;
- Dégâts éventuels à l'évacuateur de crues s'il est posé sur le remblai,
- Obstruction du fossé aval et /ou destruction de bâtiments annexes par le font du glissement ; ...etc

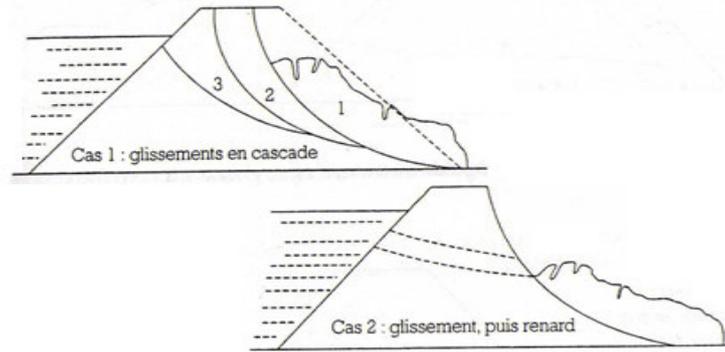


Figure 1.17 : scénario de vidange accidentelle suite à un glissement étendu du talus aval

b) Conséquences indirectes

D'une façon ou d'une autre, l'occurrence du phénomène se traduit par la réduction, à caractère plus ou moins local, de la largeur du remblai – réduction qui est susceptible d'affecter le comportement hydraulique ultérieur de l'ouvrage (interception et remontée de la ligne de saturation, par exemple).

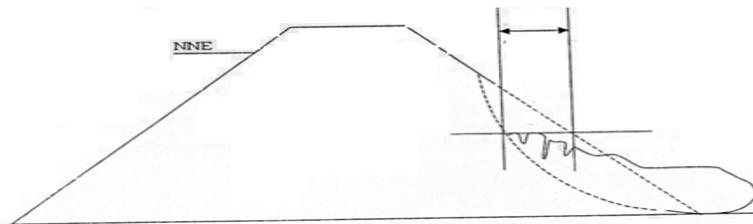


Figure 1.18: réduction de la largeur consécutive à un glissement aval

Un glissement mineur peut engendrer, à terme, d'autres glissements aux conséquences plus graves.

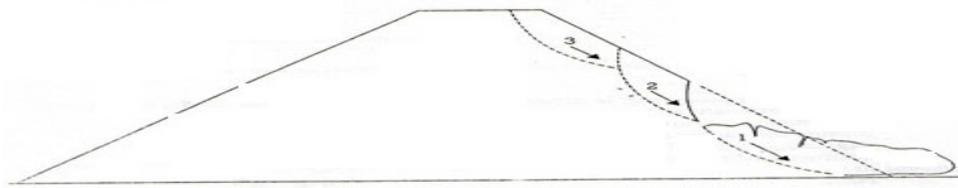


Figure 1.19 : glissements successifs par perte de butée de pied

Enfin, on imagine facilement de multiples conséquences indirectes engendrées par la ruine ou la rupture d'ouvrages annexes dans ou à proximité du barrage :

- Défauts de fonctionnement du dispositif de drainage ;
- Mises en pression du remblai ;
- Augmentation des débits de fuite

On comprend qu'en matière de pathologie des barrages en remblai, l'apparition d'indices de glissement doit amener le gestionnaire à envisager la vidange préventive totale ou partielle de la retenue et que la sécurité de l'ouvrage au glissement constitue une préoccupation majeure du concepteur.

### **1.5.1.2. L'INSTABILITE MECANIQUE EN FONDATION :**

Un barrage en remblai, par nature, sollicite moins sa fondation qu'un ouvrage poids : c'est la raison pour laquelle il est considéré comme le barrage des fondations « meubles ».

Rappelons, néanmoins, que la résistance mécanique de la fondation peut conditionner la stabilité : en effet, des lignes de glissement affectant les talus, peuvent également recouper la fondation

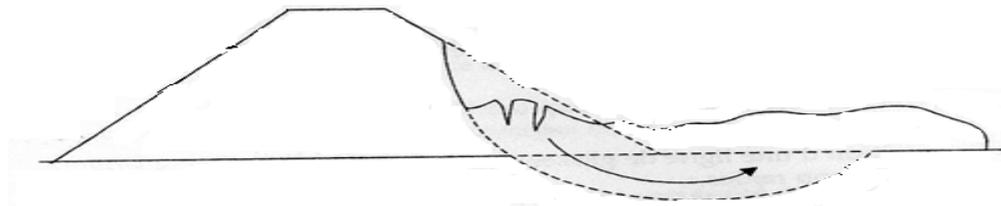


Figure 1.20 : cercle de glissement dans le cas d'une fondation de faible résistance mécanique

En outre, dans certains cas particuliers, la présence en fondation d'une couche mince aux médiocres propriétés mécaniques est susceptible de favoriser, sous la poussée du remblai, l'apparition d'un glissement de type plan le long de cette ligne de faiblesse.

### **1.5.2. PATHOLOGIE LIEE AUX TASSEMENTS :**

#### **1.5.2.1. LE TASSEMENT DE LA FONDATION :**

Un tassement significatif de la fondation, local ou généralisé peut :

- Réduire la revanche en crête d'ouvrage en se cumulant, par exemple, avec un tassement du remblai ;
- Détruire ou endommager des conduites et des dispositifs de drainage situés à la base du remblai : cassures ou déboitement des canalisations, apparition de contre-pentes,...

Aussi, les couches reconnues comme très compressibles à l'étude préalable (terre végétale, tourbe, alluvions non stabilisées) sont à décaper lors des travaux préparatoires afin de minimiser la valeur des tassements potentiels .si l'enlèvement complet de ces couches n'est pas économiquement possible, des dispositions constructives particulières doivent être prévues dans le projet (larges risbermes amont et aval).

#### **1.5.2.2. LE TASSEMENT DU REMBLAI :**

Le remblai, même après compactage, reste un matériau compressible, surtout s'il s'agit d'une argile .les couches de base du remblai sont, en effet, soumises au poids des couches supérieures et sont d'autant plus sujettes au tassement que la hauteur de l'ouvrage est importante.

Cependant, pour les petits barrages, construits avec des moyens de compactage appropriés, le tassement après du corps de remblai demeure limité voire négligeable .On considère habituellement que le tassement après construction d'un remblai correctement compacté est de l'ordre de 1% de sa hauteur, ce tassement étant quasiment nul pour les remblais de moins de 10 à 15 m de hauteur.

### **1.5.3. PATHOLOGIE LIÉE AUX ÉTANCHEITES :**

L'étanchéité au droit du barrage, qui seule nous intéresse ici, repose en fait sur :

- L'étanchéité du corps du remblai ;
- L'étanchéité de la fondation et des rives, qui permet, en fait de raccorder l'étanchéité du remblai avec celle de la cuvette

Les pathologies liées au défaut d'étanchéité du remblai sont malgré tout fréquentes même si les conséquences ne se montrent pas systématiquement graves.

#### **1.5.3.1. DÉFAUTS D'ÉTANCHEITES DU REMBLAI ET CONSÉQUENCES :**

**A) LES FUITES DIFFUSES :** c'est, bien sûr, le premier cas pathologique qu'il faut citer. Par nature, un barrage fuit toujours : le tout est de savoir dans quelles proportions.

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et, par voie de conséquence, le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

**B) LA SURELEVATION DE LA LIGNE DE SATURATION :** la aussi, tout est question d'échelle : un remblai, soumis à une charge hydraulique, se sature toujours partiellement.

Le problème se pose lorsque, par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne sensiblement différent de celui escompté, avec une ligne de saturation plus élevée que prévu. Outre le problème des débits de fuite, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (avec les conséquences que l'on sait en cas de glissement...) et, de plus, peut engendrer des sous pressions, non prises en remblai (évacuateur de crues, par exemple)

Enfin, et surtout, l'apparition d'un renard est à craindre.

#### **C) LE PHÉNOMÈNE DE RENARD HYDRAULIQUE :**

Plus la perméabilité croît, plus la vitesse de percolation, à l'instar du débit de fuite, augmente : il s'agit là de l'une des premières conséquences de la loi de Darcy

Si les vitesses deviennent trop importantes, les particules solides du remblai sont susceptibles d'être entraînées, notamment au débouché des lignes de courant sur le talus aval.

On peut alors assister à la naissance d'un « renard » sous la forme d'un petit tunnel où l'eau circule de plus en plus facilement, avec l'amplification du gradient hydraulique, et qui progresse vers l'amont jusqu'à déboucher dans la retenue : on parle aussi d'érosion interne

La trop grande perméabilité d'un remblai n'est cependant pas une condition nécessairement suffisante à la formation de renards. D'autres facteurs très importants interviennent dans l'explication du phénomène : le gradient hydraulique (qui, lui aussi, conditionne la vitesse d'écoulement des eaux d'infiltration) et l'hétérogénéité du remblai (défauts d'exécution : compactage insuffisant par places, mauvaise provenance des matériaux, lignes d'écoulement privilégiées le long des conduites prises dans le remblai ...).

L'évolution des phénomènes conduisant à la formation des renards peut être très lente (plusieurs années), mais tend à s'accélérer rapidement dès qu'apparaissent les premières

manifestations visibles .dans ce cas, une vidange partielle ou totale du plan d'eau s'impose dans les plus brefs délais.

### **1.5.3.2. DEFAUTS D'ÉTANCHEITES EN FONDATION ET CONSEQUENCES :**

on retrouve ici, en fait, les deux formes de désordre liées aux infiltrations que nous avons déjà mises en évidence pour le remblai : fuites et le renardage .

#### **a) LES FUITES EN FONDATION ET / OU SUR LES RIVES :**

Les terrains de fondation du barrage forment la délicate charnière du « raccordement » de l'étanchéité de la cuvette avec celle du remblai.

Imaginons, en effet, un remblai parfaitement étanche « posé » sur une cuvette elle aussi étanche, mais dont la partie superficielle comporte une couche perméable de quelques mètres d'épaisseur .dans un tel cas-courant s'il en est dans les vallées alluviales –l'étanchéité du barrage reposera en totalité sur celle des terrains superficiels de fondation.

Les débits de fuite qui résultent de telles pathologies sont souvent considérables et conduisent, parfois, purement et simplement, au non –remplissage de la retenue.

En outre, une perméabilité excessive de la fondation peut engendrer un certain nombre d'effets secondaires préjudiciables tels que l'apparition de sous –pression dans la zone de talus aval du remblai –sous –pressions susceptibles d'en remettre en cause la stabilité.

**b) LA FORMATION DES RENARDS :** l'apparition de renards dans un remblai de barrage découle a priori d'un défaut d'exécution.

Le même phénomène observé en fondation, s'il n'est pas lié à la présence d'ouvrages linéaires posés en déblai dans les terrains d'assise et mal protégés, relève fréquemment d'une nature particulière de sol, non reconnue ou insuffisamment prise en compte lors des études préalables.

### **1.6. SECURITE D'UN BARRAGE EN TERRE :**

La statistique de Middle brooks a établi, sur 200 barrages en terre ayant subi des désordres assez graves pour entraîner leur mise hors service, que **15 %** des cas seulement correspondaient à une instabilité de talus, c'est-à dire relevaient d'un coefficient de sécurité au glissement.

Les autres cas, représentant le quasi totalité des accidents, ne se calculent pas :

- déversement (submersion) : **30 %**
- infiltration et renard (érosion interne) : **25 %**
- conduites sous remblai : **13 %**
- revêtements (vagues) : **5 %**
- divers : **7 %**
- inconnu : **5 %**

#### **a) SECURITE FONCTION DE LA HAUTEUR**

Les plus hauts et grands barrages sont statistiquement les plus sûrs : les petits barrages ont des petits ingénieurs, et des budgets étriqués. Les accidents y surviennent souvent par non respect des règles de l'art (Serafim et Bischof, Water Power 1984).

**b) LES VOILES D'INJECTION ET DE DRAINAGE :**

C'est le B A BA de l'organisation d'un projet de contrôle des percolations en fondation, qui va dépendre du type de barrage et de sa fondation. L'expertise géologique du site intervient ici tout particulièrement.

Pour les barrages en remblais de hauteurs moyennes, le choix de conception pour une galerie périmétrale de contrôle à la base du noyau, ou de l'écran d'étanchéité amont, est déterminant en termes de sécurité... même si on ne sait pas le chiffrer par un simple coefficient.

**c) LA FONDATION ET SES PIEGES**

Ici encore, voici tout un pan de l'ingénierie des barrages essentiel en termes de sécurité du projet, nécessitant parfois des actions fortes de la part du concepteur. On a déjà souligné l'importance des reconnaissances géologiques.

Les karsts, vides ou remplis de matériaux meubles, constituent des défis particuliers qu'il faut savoir pressentir et détecter à temps. Les matériaux solubles aussi (gypse).

Certaines faiblesses localisées, telles que les fissures ouvertes subverticales de desserrage des rives à Monteynard, ou les joints entre couches horizontales de basalte à Itaipu et Katsé, ont pu être traitées avec succès par des galeries clavettes, pour assurer la transmission des efforts de compression et de cisaillement.

**1.7. SURVEILLANCE ET AUSCULTATION DES BARRAGES :**

**a) DEFINITION ET OBJECTIFS :**

On entend par auscultation d'un barrage, l'ensemble des mesures de contrôle effectuées sur l'ouvrage, sa structure, ses fondations et son environnement ainsi que l'analyse et l'interprétation des informations recueillies.

L'auscultation vise à atteindre les trois objectifs suivants :

- ✓ Assurer la sécurité des populations d'aval sans restreindre a priori les conditions d'exploitations de l'ouvrage, en dépit des incertitudes et des inévitables modifications des conditions de résistance ;
- ✓ Evaluer les évolutions de l'ouvrage avec suffisamment de précision pour permettre l'adoption, en temps appropriées ;
- ✓ Approfondir les connaissances en mécanique des roches et des sols, le comportement des matériaux de construction et des instruments de mesures adoptés en vue de la réalisation ultérieure d'ouvrages plus conformes aux exigences de sécurité et d'économie.

Les conditions de sécurité d'un barrage ne peuvent être évaluées de façon complète à aucun moment, et encore moins garanties une fois pour toutes.

Elles dépendent d'éléments plus ou moins bien définis ou contrôlables d'évolutions, comme, par exemple, la résistance, la rigidité et le régime hydraulique des fondations.

En première approche, on apprécie l'évolution d'un phénomène d'après son allure : une évolution ralentie est plutôt rassurante ; une évolution uniforme est plus ou moins préoccupante ; une évolution accélérée est inquiétante et peut être le signe avant coureur d'une catastrophe.

Il est nécessaire de s'appuyer sur la compréhension du mode de résistance de l'ouvrage et sur la connaissance des grandeurs significatives telles que déplacements et contraintes.

Le jugement de sécurité s'avère, en général, moins délicat lors de remplissages ultérieurs de l'absence de tout indice de défaillance et à vérifier la continuité de toutes les évolutions à mesure du remplissage et leur stabilisation lorsque celui-ci marque un palier.

**b) MOYENS D'AUSCULTATION :**

**b1) PRINCIPES GÉNÉRAUX :**

Il existe actuellement un large éventail de procédés et d'appareils. Toutefois, les dispositifs automatiques ou télécommandés doivent être associés à, l'examen visuel d'un observateur averti de l'ouvrage et de ses abords, qui a ainsi la possibilité de découvrir tout indice de fissure ou de fuite.

Ce souci de maintenir l'intervention humaine est motivé également par le refus de confier à un automate, aussi sur qu'il paraisse, le rôle de déclencher l'alerte des populations.

L'appareillage utilisé doit impérativement présenter les qualités suivantes :

- ✓ Fidélité, car deux mesures faites à plus d'une dizaine d'années d'intervalle, doivent être strictement comparables (d'une façon générale, on s'attache beaucoup plus à déterminer les variations des grandeurs mesurées qu'à connaître leurs valeurs absolues)
- ✓ Solidité, car les conditions d'emploi sont généralement rudes ;
- ✓ Sensibilité, car des variations de très faible amplitude doivent être décelées ;
- ✓ Simplicité, car pour être fréquentes, les lectures doivent pouvoir être confiées au personnel d'exploitation et non à des spécialistes.

**b2) DIFFÉRENTS PROCÉDES ET APPAREILS :**

**1) LES CLINOMETRES :**

Les clinomètres sont de simples niveau à huile précision ( $10^{-5}$  radian soit 0,01 mm /m), que l'on place sur des socles scellés. Utilisées surtout à la base des barrages épais, ils permettent de mesurer la rotation des fondations.

**2) LE CONTRÔLE DES FUITES :**

Le contrôle des fuites fait partie des mesures hydrauliques (comme les mesures de débits de drains et de piézométrie) qui intéressent tous les types des barrages, en particulier les digues en terre et en enrochements. Les moyens utiles sont divers : petits déversoirs, capacités tarées, débitmètres de fuite, etc.

**3) LE CONTRÔLE DES PRESSIONS HYDROSTATIQUES :**

Le contrôle des pressions hydrostatiques dans le terrain et les appuis est assuré par les Piézomètres qui jouent un rôle fondamental dans la surveillance des digues en terre.

La surveillance de la décroissance dans le temps et dans l'espace de pressions interstitielles dans le noyau des digues en terre et en enrochements et dans les recharges amont et aval est assurée par des cellules de pression interstitielle.

**4) LA TOPOGRAPHIE :**

Les mesures topographiques qui détectent les déplacements absolus avec une précision de l'ordre du millimètre, permettent de connaître, en particulier, les mouvements de translation à la base du barrage.

Les mesures sont exécutées à partir d'un réseau de piliers d'observation dont il convient de contrôler la stabilité par des mesures internes.

Les opérations doivent être réalisées avec rapidité car la forme du barrage peut évoluer pendant la durée de la mesure (la crête d'un barrage peut se déplacer, en effet, de plusieurs millimètres pendant une journée).

Les mesures topographiques sont plus complexes et onéreuses.

**5) LA PHOTOGRAMMETRIE :**

La superposition de deux photographies prises sous le même angle à des instants différents permet de connaître les déformations de la zone photographiée.

Un peut moins précis (de l'ordre de 5 mm) que les mesures topographiques, ce procédé est employé pour surveillance des ouvrages en remblai, en particulier les digues en enrochements, dont les déplacements ont une grande amplitude (plusieurs dizaines de centimètres).

Ce procédé est assez peu utilisé en raison de son coût élevé.

**6) MESURE DE TASSEMENT :**

Les appareils de mesures de tassement comprennent les tubes cross-arms et des téléniveaux hydrauliques, fixes ou mobiles, comme les furets hydrauliques mis en œuvre au barrage du Mont – Cenis, qui permettent de mesurer en même temps les déformations horizontales.

**1.8. CONCLUSION :**

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

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

Il est pourtant nécessaire de l'atteindre parce que des vies sont en jeu. En outre, on perçoit clairement le danger que constituent les barrages comme un facteur négatif s'ajoutant aux nuisances souvent invoquées : pertes d'habitats, ennoisement de terres productives, suppression de rapides, modification du cycle naturel des rivières, altération de la qualité des eaux, brouillards. Le cumul, des degrés divers selon le projet, de tous ces éléments altère l'image de l'hydroélectricité et incite les organismes publics de financement ou de réglementations à redoubler de prudence avant de soutenir un nouveau projet ou la réfection d'un ancien ouvrage.

***CHAPITRE 2***

***METHODES D'ANALYSE DES BARRAGES EN TERRE***

## **CHAPITRE 2 :**

### **METHODES D'ANALYSE DES BARRAGES EN TERRE**

#### **2.1 .INTRODUCTION :**

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus, en particulier) et des principes du drainage à appliquer : deux paramètres qui conditionnent, bien sur, le volume et la nature des matériaux à mettre en œuvre et, donc, le prix de revient final de l'aménagement.

En outre, il est évident qu'un barrage mal dimensionné et instable porte, d'une part, préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien (recharge des talus, par exemple) – voire de reconstruction- dont le cout remettra généralement vite en cause les économies éventuellement réalisées en négligeant les études préalables ...

#### **2.2 Différents types d'instabilités de pentes :**

Les mouvements qui affectent les versants sont extrêmement variés par leur dimension, leur morphologie et leur évolution cinématique.

Des nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc. Trois familles principales de phénomènes, à l'origine de déplacements importants de matériaux sur les talus et versants, peuvent être distinguées :

- ✓ les glissements en terrain meuble, caractérisés par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se produisent les déplacements ;
- ✓ les éboulements en terrain rocheux, engendrés par le détachement rapide, en général le long de discontinuités préexistantes, d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers le pied du versant ;
- ✓ les coulées boueuses ou coulées de débris, assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes.

#### **2.3. Problèmes posés**

Le géotechnicien est consulté sur un problème de stabilité des pentes dans diverses circonstances et avec plusieurs missions :

- ✓ **versant naturel en mouvement** (lent) : prévision d'évolution, stabilisation

(d'une partie ou de la totalité, provisoire ou définitive), adaptation d'un projet en conséquence, mise en place d'une surveillance ;

- ✓ **glissement avec rupture consommée** : stabilisation du site, réparation de l'ouvrage endommagé ;
- ✓ **création de remblais ou de déblais en terrain stable** : dimensionnement des talus, avec renforcement si nécessaire ; cas des barrages en terre (stabilité des talus amont et aval) ; cas des remblais sur sol mou (évaluation de la stabilité d'ensemble, définition du mode de construction) ;
- ✓ **travaux neufs (terrassements) dans un versant stable ou tout juste stable** : définition des précautions à prendre pour ne pas le déstabiliser.

### **2.4 .FACTEURS DETERMINANT LA STABILITE DUREMBLAI :**

#### **2.4.1 Caractéristiques des matériaux constitutifs**

C'est bien évidemment, le premier paramètre qui vient à l'esprit dans l'explication de la stabilité d'un remblai .Il s'agit des caractéristiques des matériaux constitutifs : d'une part, du remblai proprement dit : rappelons ,à ce propos, que dans un barrage en terre, le matériau de construction est, par définition, un sol ... remanié par les travaux de terrassement (déblai et transport ) et de mise en œuvre (compactage destiné justement à améliorer les propriétés mécaniques du matériau initial) ;

-d'autre part, de sa fondation : le matériau correspondant est alors un sol en place, généralement décapé en surface.

Parmi les caractéristiques intrinsèques de ces matériaux, les propriétés mécaniques jouent, logiquement, un rôle primordial et direct dans la stabilité de l'ouvrage :

- la cohésion et l'angle de frottement interne du (ou des) matériau(x) de remblai et de fondation déterminent la résistance au cisaillement et, donc, au glissement des talus sur leur fondation ; ces paramètres sont mesurés lors d'essais triaxiaux consolidés non drainés (C.U) avec mesure de la pression interstitielle ;

il n'y a ,à l'évidence, pas d'étude de stabilité possible sans détermination préalable des caractéristiques des matériaux constitutifs de l'ouvrage : ce qui justifie l'importance de la campagne de reconnaissance des sols et des essais de laboratoire sur les échantillons prélevés in situ dans les zones d'emprunt et en fondation .

-Dans ce cadre, les caractéristiques de la fondation sont obtenues grâce à des essais in situ, ou à des essais en laboratoire réalisés sur des prélèvements remaniés puis compactés.

#### **2.4.2. Profil du remblai**

La largeur en crête du remblai est déterminée par des considérations d'accessibilité ou de communication d'une rive à l'autre ( $l=3.5$  m au minimum). La configuration du

noyau éventuel est généralement fixée par des questions d'étanchéité et de gradient hydraulique

Les pentes des talus amont et aval apparaissent comme les paramètres déterminants de la stabilité du remblai sur sa fondation.

### 2.4.3. L'hydraulique interne :

Au plan microscopique et très schématiquement, la résistance d'un sol au sens large réside, dans la reprise des efforts extérieurs par le frottement grain à grain des particules solides qui le constituent, et par la cohésion entre particules dans le cas de matériaux fins.

Or, la pression interstitielle c'est –à-dire la pression de l'eau présente entre les grains diminue, voire annule, le frottement .aussi, les sols saturés résistent beaucoup moins bien aux contraintes de cisaillement qui tendent à les faire glisser suivant des surfaces de rupture privilégiées.

On conçoit, des lors, aisément que la configuration dans le remblai influence grandement le comportement de l'ouvrage à la stabilité, comme l'illustre le schéma ci-dessous :

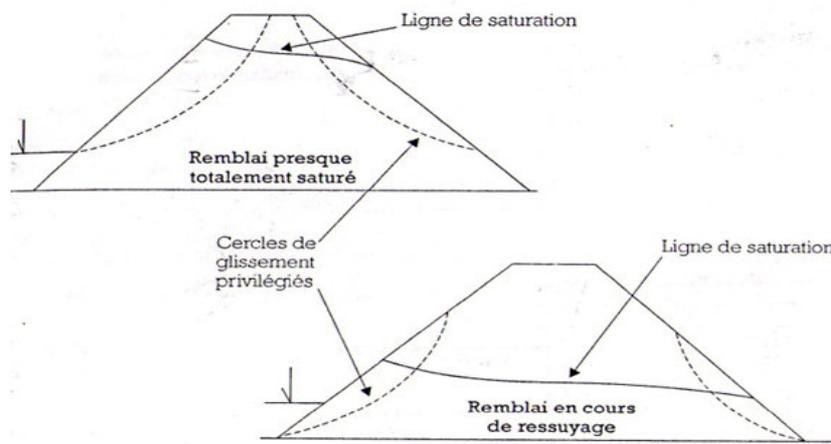


Figure 2.1 : variation de la stabilité au glissement selon la position de la ligne de saturation

Le concepteur peut donc également jouer sur le drainage du remblai pour améliorer, à géométrie extérieure égale (pente des talus fixée), les caractéristiques de stabilité de l'ouvrage étudié.

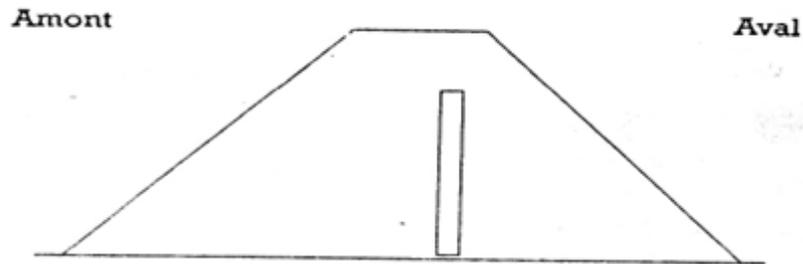
### 2.4.4. Les cas de charge

La détermination des cas de charge constitue une approche classique et incontournable dans les études de dimensionnement en génie civil.

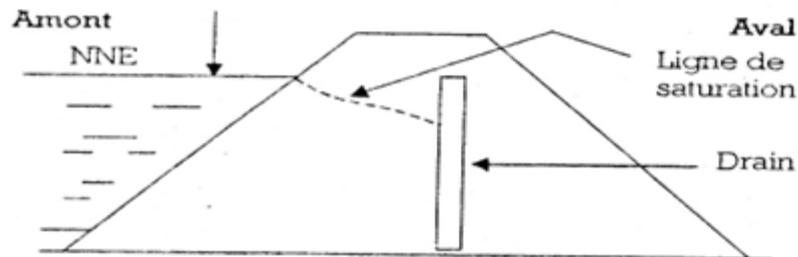
Il s'agit d'inventorier et de décrire les différents scénarios de sollicitation auxquels l'ouvrage projeté sera soumis successivement au cours de sa vie .le calcul de stabilité

consiste alors à vérifier que les coefficients de sécurité sont satisfaisants pour chaque scénario – cas de charge – envisagé.

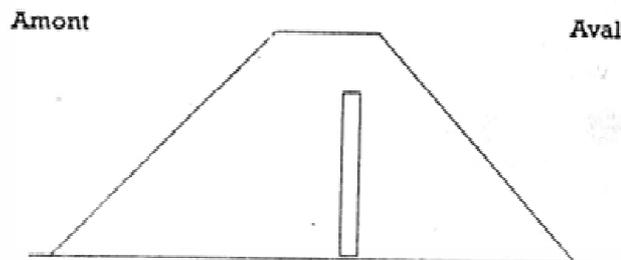
Dans le domaine particulier des barrages en remblai, on peut imaginer les principaux cas de charges illustrés par la figure 2.2 suivante



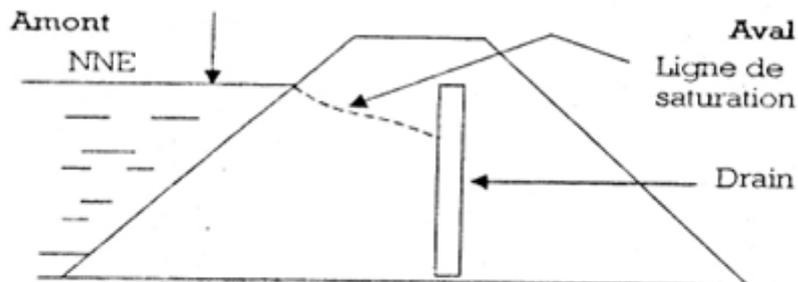
a) barrage non mise en eau, fondation non consolidé



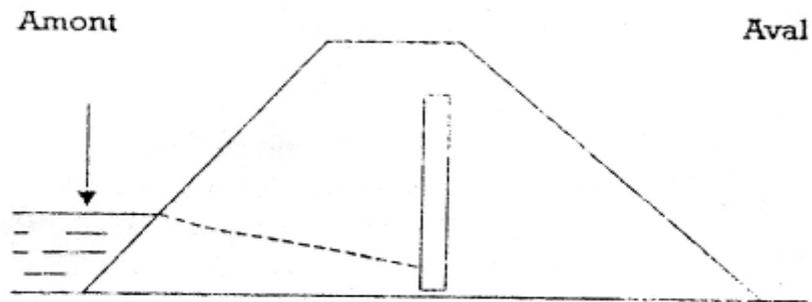
b) barrage mis en eau, fondation non consolidée



c) barrage mis en eau, fondation consolidée



d) barrage en vidange rapide, fondation consolidée



e) barrage, en vidange lente (ou non mis en eau), fondation consolidée

Figure : 2.2. Scénarios de sollicitation d'un barrage en remblai

Chacun des ces scénarios prédétermine, en fait, les valeurs de certains paramètres explicatifs de la stabilité : citons, parmi ceux-ci, la configuration de la ligne de saturation ou encore les types de caractéristique mécanique à prendre en compte (consolidé / non consolidé, drainé/non drainé) pour le remblai et/ou sa fondation

### 2.5. Calculs de stabilité

L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques recueillies fait l'objet, en général, d'une représentation sur un fond de plan et sur une ou plusieurs coupes longitudinales (figure 2.3). Un modèle géotechnique est construit pour les calculs de stabilité, dans lequel la surface topographique, les différentes couches de sol et les hypothèses hydrauliques sont définies.

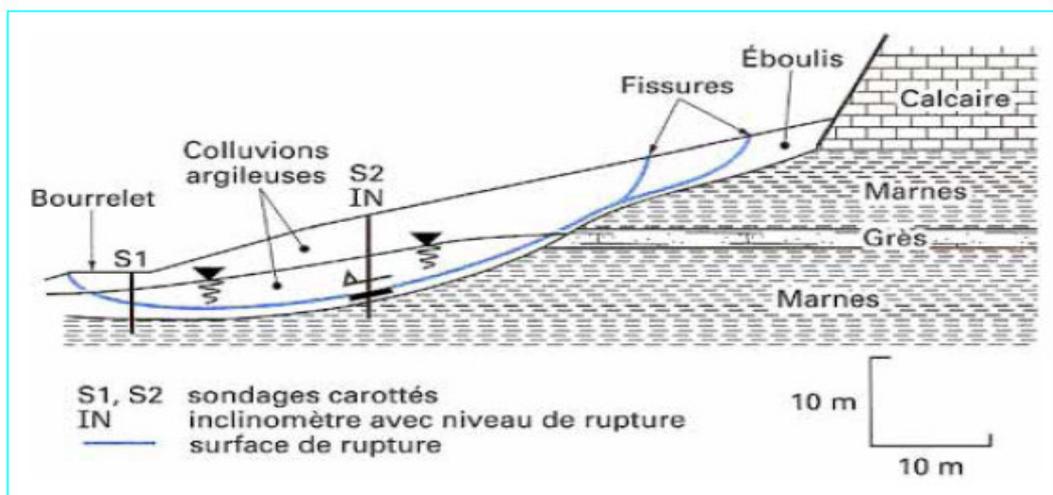


Fig. 2.3 – Coupe géologique et géotechnique d'un glissement

Ces dernières sont essentielles : un préalable à tout calcul de stabilité est de définir la répartition des pressions interstitielles, dont la connaissance est nécessaire pour l'analyse de la stabilité mécanique ( $\sigma = \sigma' + u$ ). Lorsque l'on dispose de données

piézométriques, il suffit d'interpoler pour avoir une image suffisante des pressions interstitielles. Dans le cas contraire, on définira un niveau de nappe correspondant à une hypothèse raisonnable, compte tenu de ses fluctuations probables. Enfin, on peut aussi estimer le réseau d'écoulement par calcul à l'aide de programmes informatiques (voir un exemple figure 2.9).

### **2.6. Notion de coefficient de sécurité :**

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions de la pente, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol  $\tau_{max}$  à la contrainte de cisaillement  $\tau$  s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{LOCAL} = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (2.1)$$

Si  $F > 1$ , il n'y a pas rupture ; si  $F = 1$ , il y a rupture locale.

La définition de ce coefficient de sécurité global se heurte à deux difficultés : on ne sait pas évaluer, sauf cas particuliers simples ou appel à modélisation complexe, la répartition des contraintes le long de la surface de rupture et, si l'on possède une telle évaluation, on constate en général que le coefficient de sécurité n'est pas constant le long de la surface de rupture. Les méthodes présentées ci après reposent sur différentes estimations approchées des contraintes  $\tau_{max}$  d'une part et de  $\tau$  d'autre part (tableau 2). La résistance au cisaillement ( $\tau_{max}$ ) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale  $\sigma'$  selon le critère de rupture de

Mohr-Coulomb :

$\tau_{max} = c' + \sigma' \tan \varphi'$ . Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la répartition des contraintes normales  $\sigma'$ . Une façon d'évaluer, les contraintes de cisaillement  $\tau$  consiste à écrire qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques du sol réduit

$$\tau = \frac{C'}{F} + \sigma' \frac{\tan \varphi'}{F} \quad (2.2)$$

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable (dans une famille donnée, par exemple circulaire), c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. On verra que, généralement, un coefficient de sécurité de 1,2 à 1,5 suivant les cas est recherché

2.7. Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface «guide » le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum, par exemple) : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure 2.4 représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées :  $W$  le poids du bloc de sol considéré,  $V$  et  $H$  les efforts sur les côtés du bloc,  $N$  et  $T$  les réactions normale et tangentielle à la base du bloc,  $U_L$  l'effort dû à la pression d'eau latérale, et  $U$  l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que  $V = 0$  et que  $H$  et  $U_L$  s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer  $N$  et  $T$ , ainsi que le coefficient de sécurité  $F = \tau_{\max} / \tau$ .

	Surface de rupture plane	Surface de rupture circulaire		Surface de rupture quelconque
		Méthode de Fellenius	Méthode de Bishop	Méthode des perturbations
Équations d'équilibre vérifiées	$R_x = 0$ $R_y = 0$	$M_O = 0$		$R_x = 0$ $R_y = 0$ $M_O = 0$
Évaluation des $\sigma$	$\int \sigma = W \cos \beta$ connu	Méthode des tranches $\sigma_0 =$ poids de la colonne de sol	Méthode des tranches + hypothèses sur les forces intertranches	$\sigma = \sigma_0 (\lambda + \mu \tan \alpha)$
Évaluation des $\tau$	$\int \tau = W \sin \beta$ connu	$\int M(\tau) = M(W)$ connu		$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{F}$
Expression de $F = \frac{\int \tau_{\max}}{\int \tau}$	$F = \frac{T_{\max}}{W \sin \beta}$	$F = \frac{\int M(\tau_{\max})}{\int M(\tau)} = \frac{R \int (c + \sigma \tan \varphi)}{M(W)}$		résulte de la résolution du système d'équations
$R_x, R_y$ composantes de la résultante des forces s'exerçant sur le massif de sol limité par la surface de rupture. $M_O$ moment résultant (au point O) des forces s'exerçant sur le massif de sol. $\sigma, \tau$ contraintes s'exerçant sur une facette de la surface de rupture. $\alpha$ angle de cette facette avec l'horizontale.				

Tableau 2.1 – Caractéristiques de quelques méthodes de calcul de stabilité

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$\tau_{\max} = c' \frac{dx}{\cos \beta} + (N-U) \tan \varphi \tag{2.3}$$

On obtient l'expression suivante pour  $F$  :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{C'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w) \tan \varphi'}{\gamma h \tan \beta} \tag{2.4}$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :  
 — pour un matériau purement frottant :

- en l'absence d'eau :

$$F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (2.5)$$

- lorsque la nappe affleure en surface ( $h_w = h$ ) :

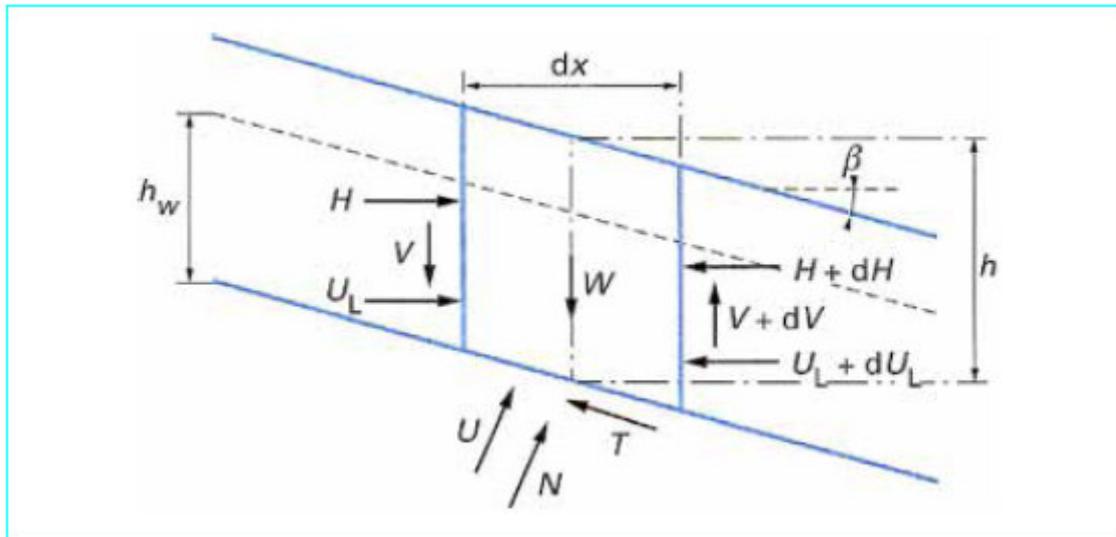
$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (2.6)$$

Ce qui donne, pour un sol courant ( $\gamma = 20\text{KN/m}^3$ ) :

$$F \approx \left(\frac{1}{2}\right) \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (2.7)$$

— pour un matériau présentant un comportement purement cohérent

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c_u}{\gamma} \quad (2.8)$$



**Figure 2.4 – Glissement plan : équilibre d'un bloc**

### **2.8. Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire :**

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée au paragraphe 2.6 est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture (voir tableau 2.1) :

$$F = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}} \quad (2.9)$$

Pour étudier la stabilité d'un talus et afin d'évaluer la répartition des contraintes  $\sigma'$  sur la surface de rupture, on imagine un découpage du talus en tranches afin de discrétiser le problème et de le traiter numériquement. Le massif en rupture est découpé en tranches verticales d'épaisseur  $dx$  assez petite pour que la base de chaque tranche soit assimilable à un segment de droite (figure 2.5). Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées :

- son poids  $W = \gamma h dx$  ;
- deux forces horizontales (incluant les pressions hydrauliques), de part et d'autre et  $H + dH$  qui proviennent des tranches voisines ;
- deux forces verticales  $V$  et  $V + dV$  de même origine ;
- la résultante des contraintes normales  $\sigma$  et tangentielles  $\tau$  à la base de la tranche.

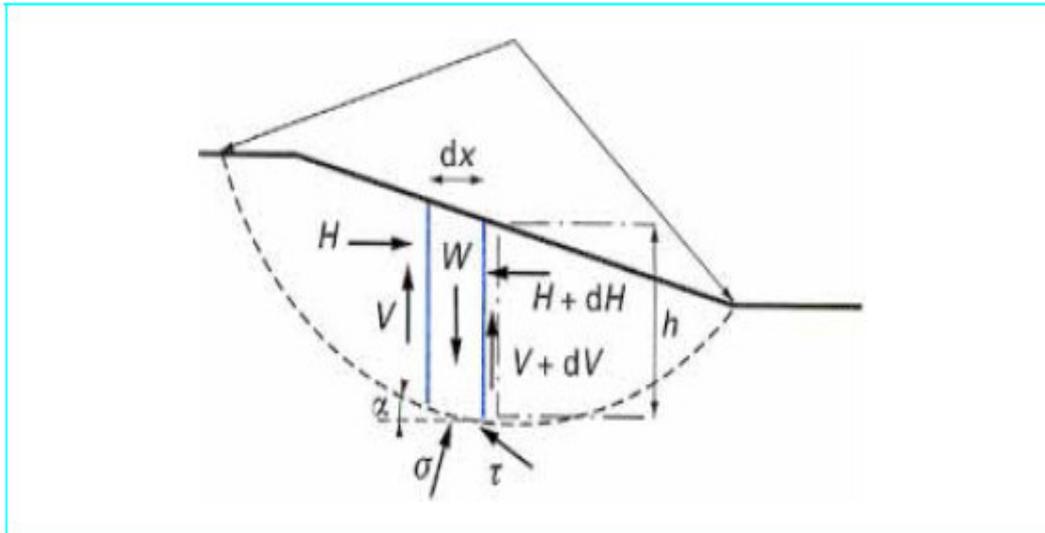


Figure 2.5 – Glissement circulaire : méthode des tranches

L'équilibre de la tranche  $n$  s'écrit, en projetant sur l'axe horizontal et l'axe vertical (l'équation des moments est négligée) :

$$dH_n - \sigma_n \tan \alpha_n dX + \tau_n dX = 0 \quad (2.10)$$

$$dV_n - \gamma h_n dX + \sigma_n dX + \tau_n \tan \alpha_n dX = 0 \quad (2.11)$$

Compte tenu du critère de Mohr -Coulomb ( $\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan \varphi'$ ), en prenant toutes les tranches de la même épaisseur, on a :

$$F = \frac{\sum [c + (\sigma_n - u_n) \tan \varphi] \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum \gamma h_n \sin \alpha_n} \quad (2.12)$$

Formule dans laquelle  $u_n$  est la pression hydraulique sur la base de la tranche  $n$ , supposée connue. Le deuxième membre contient les inconnues  $\sigma_n$  ; on utilise les relations d'équilibre des tranches pour les évaluer.

Fellenius (1927) fait l'hypothèse simplificatrice que  $dH_n = dV_n = 0$  ; on a alors immédiatement :  $\sigma_n = \gamma h_n \cos^2 \alpha_n$  et :

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum [c + (\gamma h_n \cos^2 \alpha_n - U_n) \tan \varphi] \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum \gamma h_n \sin \alpha_n} \quad (2.13)$$

Dans la méthode de Bishop (1955), on se borne à l'hypothèse que  $dV_n = 0$  ; l'équation d'équilibre projetée sur l'axe vertical permet d'écrire une équation implicite en  $F$ , du type  $F = f(F)$ , qu'on résout par itération en partant d'une valeur initiale grande ( $F = 20$ ) et à l'aide d'un programme de calcul sur ordinateur.

Dans ces méthodes de tranches, la valeur du coefficient de sécurité calculé dépend du nombre de tranches considérées : 50 à 100 tranches sont nécessaires pour que la valeur de  $F$  se stabilise.

En pratique, les deux méthodes ci-dessus donnent des résultats peu différents.

Dans le cas où l'on ne connaît pas la position de la surface de rupture, le programme de calcul effectue une recherche systématique du cercle le plus défavorable, c'est-à-dire donnant le coefficient de sécurité le plus faible : la valeur de  $F$  trouvée est appelée coefficient de sécurité de la pente (figure 2.6).

Si la configuration du talus est simple, dans le cas d'un déblai par exemple, des abaques peuvent être utilisés comme indiqué sur la figure 2.7.

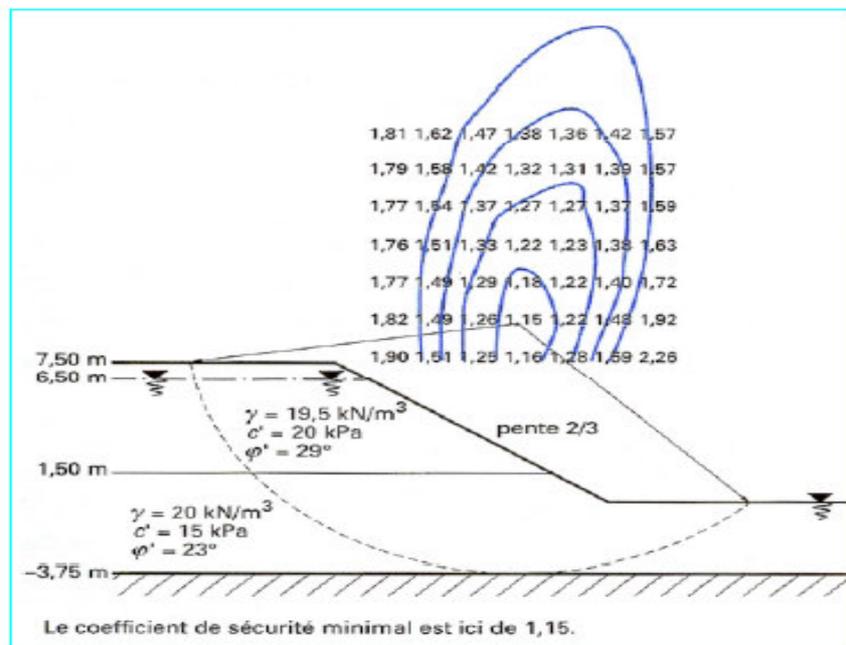


Figure 2.6 – Exemple de résultat de calcul de stabilité : recherche du cercle de rupture le plus défavorable

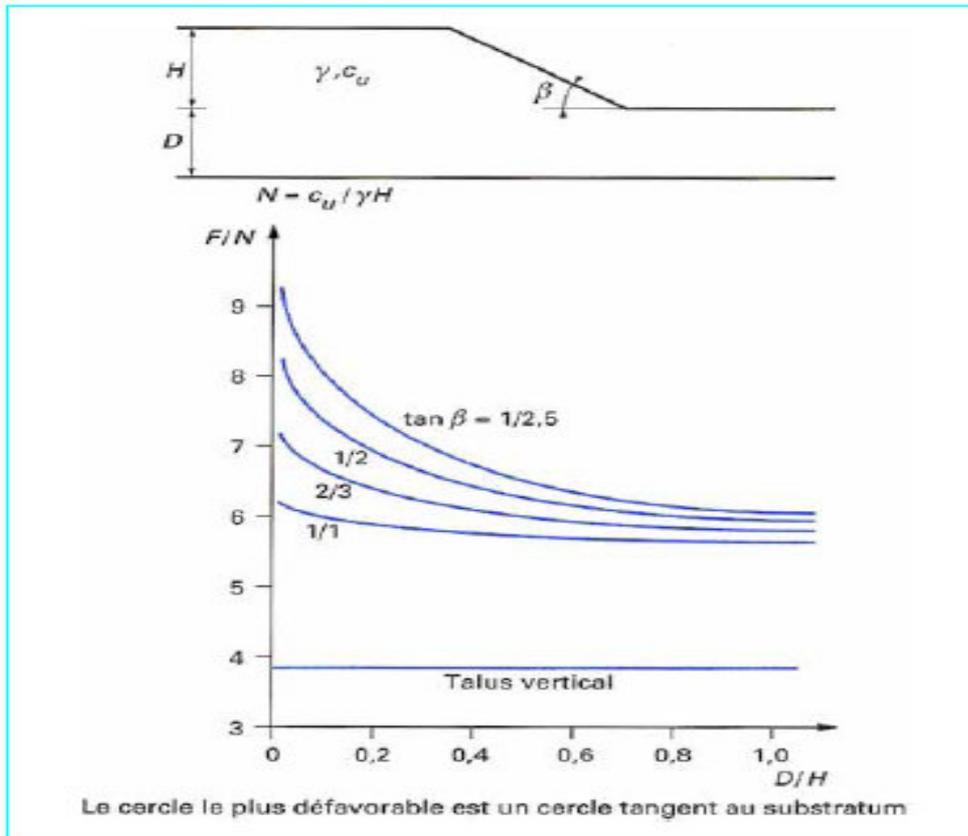


Figure 2.7 – Abaque dit « de Fellenius » pour la stabilité à court terme d'un talus homogène reposant sur un substratum peu profond

### 2.9. Cas d'une surface de rupture bidimensionnelle quelconque :

Une autre méthode de calcul, utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, est la **méthode** dite **des perturbations**. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture ; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes  $\sigma$  et  $\tau$  le long de la surface de rupture (figure 2.8).

La répartition de la contrainte normale est cette fois encore inconnue. La méthode pose l'hypothèse suivante :

La contrainte normale  $\sigma$  sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison  $\alpha$ ) s'écrit comme une perturbation de la contrainte  $\sigma_0 = \gamma h \cos^2 \alpha$  normale à une facette inclinée à  $\alpha$ , à une profondeur  $h$ , dans un massif infini incliné à  $\alpha$ . Deux paramètres de perturbation interviennent :  $\lambda$  et  $\mu$ . Dans le programme de calcul **PETAL-LCPC**, on utilise l'expression :

$$\sigma = \sigma_0 (\lambda + \mu \tan \alpha) \quad (2.14)$$

Le problème consiste alors, après discrétisation en tranches verticales, à résoudre un système de trois équations (équilibres des efforts horizontaux, des efforts verticaux et des moments) à trois inconnues ( $\lambda$ ,  $\mu$ ,  $F_S$ ).

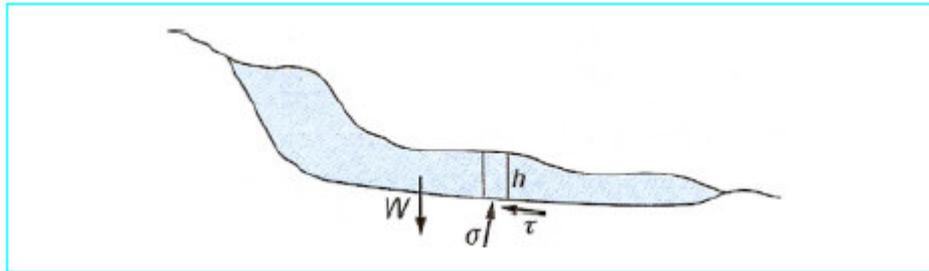


Figure 2.8 – Glissement à surface de rupture quelconque

### 2.10. Application au dimensionnement d'ouvrages :

#### 2.10.1. Barrage en terre :

Les barrages en terre possèdent deux talus, amont et aval, dont la stabilité doit être vérifiée aux différentes phases de la construction et de la vie de l'ouvrage, en particulier du fait du développement de pressions interstitielles dans le corps du barrage, et dans les deux situations présentées ci-après. Bien entendu, la stabilité d'ensemble, incluant le terrain de fondation, doit également être vérifiée.

Lorsque la retenue est pleine, c'est-à-dire dans les conditions normales d'exploitation, un écoulement se produit à travers le barrage (figure 2.9a), défavorable à la stabilité du talus aval, puisqu'une surface de suintement peut apparaître sur ce talus et que la poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides a tendance à le déstabiliser. C'est pourquoi un drainage de ce talus aval est très généralement prévu (figure 2.9b).

Compte tenu des enjeux en cas de rupture, la stabilité doit être assurée avec un coefficient de sécurité au moins égal à 1,5. Lors d'une vidange rapide (rapide par rapport à la vitesse de drainage du corps de barrage : elle l'est donc en pratique presque toujours), le champ des pressions interstitielles demeure inchangé alors que la pression d'eau extérieure a disparu ; un régime transitoire d'écoulement s'établit dans le corps du barrage.

Le talus amont se trouve alors dans une situation bien plus défavorable qu'en conditions normales d'exploitation. Le coefficient de sécurité recherché est en général de 1,4 ou 1,5.

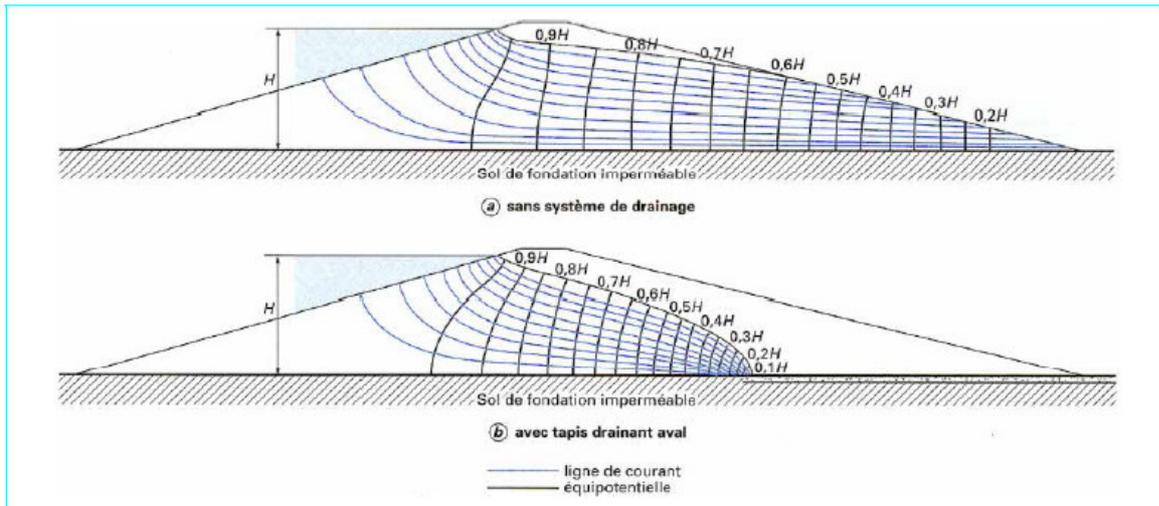


Figure 2.9 – Réseaux d'écoulement dans deux barrages homogènes supposés isotropes

### 2.10.2 .Talus de déblai :

Les talus de déblai, qui peuvent atteindre des hauteurs de plusieurs dizaines de mètres, sont réalisés avec des pentes en général comprises entre  $1/2$  et  $1/3$  dans les sols. Dans le cas de terrains de qualité très médiocre, ou de conditions hydrauliques pénalisantes, des pentes plus douces peuvent être adoptées. Si l'emprise de la tranchée est limitée a priori, des confortements préventifs sont réalisés afin de raidir la pente.

Les mécanismes de rupture le plus souvent rencontrés sont des ruptures circulaires dans les matériaux relativement homogènes, ou des ruptures planes s'il existe une surface de faiblesse à pendage défavorable, telle que l'interface entre substratum et colluvions de pente ou un joint de stratification. L'eau joue un rôle majeur dans la stabilité, ce qui conduit à distinguer, pour les sols fins, la stabilité à long terme et la stabilité à court terme en régime transitoire.

On peut retenir qu'en général (sols fins surconsolidés) la rupture du déblai intervient à long terme, c'est-à-dire au bout de plusieurs années dans certains sols argileux. Ce sont donc des caractéristiques de cisaillement en conditions drainées associées à un régime hydraulique permanent qui devront être utilisées pour le dimensionnement. Cependant, dans le cas de sols normalement consolidés ou lorsqu'il est difficile de s'assurer des conditions de court ou de long terme, on effectuera deux calculs :

- ❖ calcul en contraintes totales ( $c_w, \varphi = 0$ ) ;
- ❖ calcul en contraintes effectives ( $c', \phi'$ ) + régime hydraulique permanent.

L'analyse à court terme soulève deux difficultés principales : celle de la durée de validité du court terme et celle de la détermination de la cohésion non drainée. Cette

dernière peut être mesurée *in situ* au scissomètre (sols mous) ou en laboratoire à l'aide d'essais triaxiaux, mais l'expérience locale sera souvent d'un grand secours pour estimer une valeur raisonnable. L'analyse à long terme utilise les caractéristiques  $c'$  (noter que l'essai triaxial surestime souvent la cohésion) et  $\varphi'$  (valeur de pic en général). La définition des pressions interstitielles se fait, le plus souvent, en supposant une surface libre horizontale jusqu'au talus, ce qui va dans le sens de la sécurité.

### **2.10.3. Versant naturel**

Lors de la construction d'ouvrages sur versant, de déblais et de remblais en particulier, il importe d'examiner d'abord si le versant est en mouvement actuellement, ou s'il l'a été dans le passé (risque de réactivation d'un glissement fossile). Dans le cas de réponse négative à ces deux questions, il faut se demander si l'ouvrage ne va pas déstabiliser un équilibre fragile.

Si le versant est ou a été en mouvement, on peut estimer les paramètres de résistance du sol ( $F=1$ ) :  $c' \approx 0$  et  $\varphi'_{R} \leq \varphi' \leq \varphi'_{pic}$ .

Si le versant est présumé stable, on pourra prendre des caractéristiques proches de celles de pic. Il est souvent difficile d'obtenir un coefficient de sécurité de 1,5 dans le dimensionnement d'un ouvrage neuf, c'est pourquoi :

- pour l'ensemble du versant, si le coefficient de sécurité initial est inférieur à 1,2 (ce qui signifie probablement que de légers mouvements ont lieu dans le versant), on pourra se contenter de ne pas l'affaiblir ou de l'augmenter légèrement du fait de l'ouvrage ;
- pour la stabilité locale des talus (on limite l'exploration des cercles de rupture à une distance horizontale de trois fois la hauteur des talus), on devra parfois se contenter de  $F = 1,3$ .

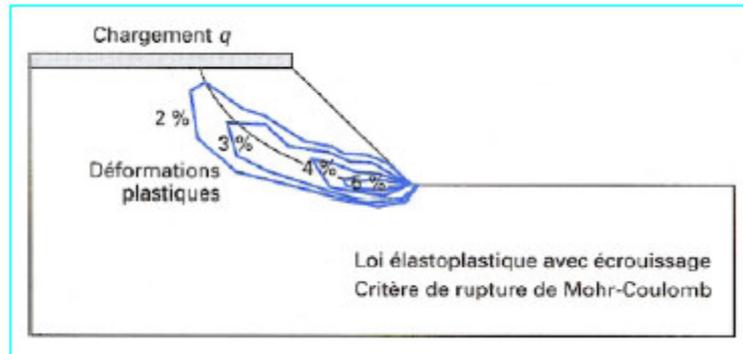
Le problème de l'évolution future d'un versant en mouvement ne peut pas être résolu par le calcul à la rupture. La connaissance précise de la cinématique peut permettre de formuler, avec prudence, un diagnostic.

### **2.10.4 Perspectives**

Les méthodes de calcul à la rupture décrites précédemment sont les méthodes couramment utilisées. Des éléments importants, comme la prise en compte de la troisième dimension, le phénomène de rupture progressive, ou le fluage dans le temps, sont négligés.

De plus, ce type de méthode ne peut fournir d'indication sur les déplacements de sol attendus. La méthode des éléments finis permet, quant à elle, de calculer ces déplacements (figure 2.10), mais elle n'est pas utilisée de façon courante pour modéliser les glissements de terrain. En effet, une telle modélisation d'un massif nécessite de connaître des paramètres de déformabilité des matériaux qui sont rarement déterminés.

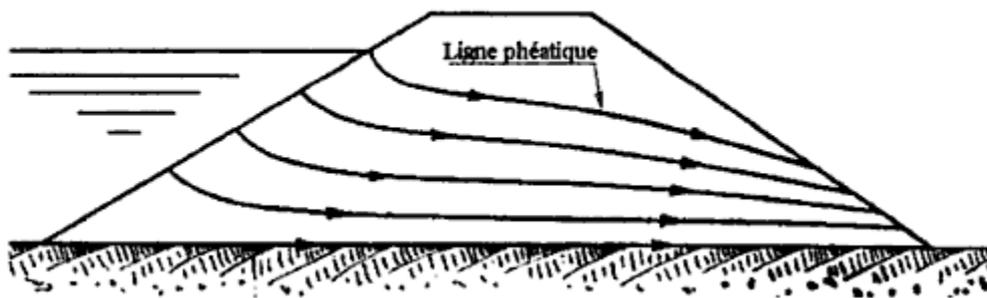
Seuls les paramètres de résistance au cisaillement sont en pratique relativement bien connus. De plus, dès lors que l'on souhaite utiliser un modèle de calcul qui soit un peu plus évolué qu'un modèle élastique, on est confronté au problème de la définition de l'état initial de contraintes. Dans un massif de sol en pente, l'évaluation du champ de contraintes est un problème particulièrement délicat auquel il n'a jusqu'à présent pas été apporté de réponse satisfaisante. Ces deux points, état de contraintes dans une pente et modélisation par éléments finis du comportement d'une pente, font actuellement l'objet de recherches.



**Figure 2.10** – Exemple de calcul de stabilité par la méthode des éléments finis

### **2.11. Les écoulements dans un barrage en terre :**

L'étude des écoulements dans les digues homogènes s'appuie sur les théories de l'écoulement dans les milieux poreux qui font référence à la loi de Darcy. De très nombreuses études théoriques et des méthodes de calcul analogique permettent de déterminer la ligne de saturation dans le matériau.



**Figure : 2.11** écoulement dans une digue homogène

Pour un massif homogène semi- Infini, Dupuit calcule que la ligne d'écoulement est parabolique.

Dans le cas d'un écoulement permanent dans un barrage en terre homogène construit sur un sol imperméable, Kozeny montre que les ligne phréatiques sont très proches de la parabole de Dupuit dont le foyer est un pied aval de la digue .Casagrande précise que la

parabole coupe à l'amont la cote de retenue  $h$  (par rapport à la fondation) à une distance égale à 0.3 fois la projection horizontale de la longueur mouillée du parement amont . La ligne de saturation réelle part du parement (à la cote du plan d'eau) auquel elle est perpendiculaire et rejoint rapidement la parabole.

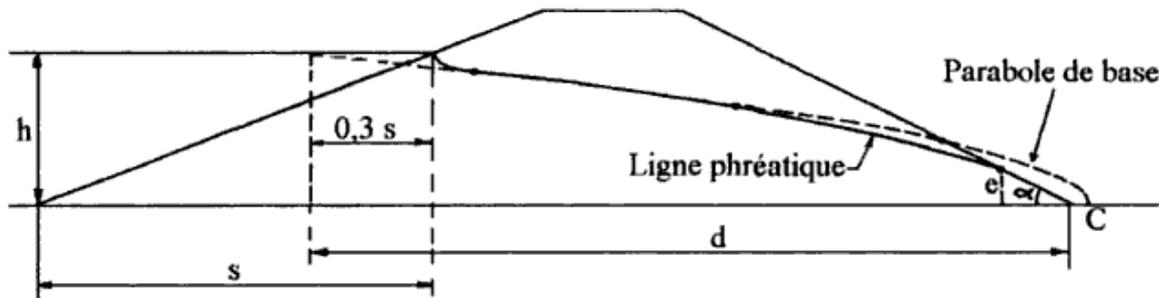


Figure : 2.12 Parabole de kozeny

A l'aval, la ligne de saturation recoupe le talus de pente  $\alpha$  au point de cote  $e$  égale à :

$$e = \frac{f(\alpha)xh^2}{L+1} \quad (2.15)$$

$l$  : est l'épaisseur en crête

$L$  : est l'épaisseur en pied

$$\log(f(\alpha)) = 0.27 \tan\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) - 0.15 \quad (2.16)$$

Le débit de percolation vaut alors :

$$q = k \times \frac{h^2}{L+1} \quad (2.17)$$

Ce calcul peut être adapté assez simplement si :

- la perméabilité du matériau est anisotrope. Du fait de la mise en place du matériau par couches horizontales, l'anisotropie est quasiment la règle générale avec une perméabilité beaucoup plus forte dans le sens horizontal .Pour le calcul des écoulements, on procède à une affinité dont le rapport est égal à la racine carré du rapport des perméabilités dans les deux directions (de l'ordre de 5 à 10) ;
- Le barrage est équipé d'un tapis drainant ou d'un cordon aval très drainant rabattant totalement les lignes d'écoulement.

Dans le cas général et notamment lors des phases transitoires (en vidange), le calcul nécessite le recours aux éléments finis ou se fait par analogie électrique .on montre par exemple que dans le cas d'une vidange rapide, l'écoulement s'établit le long du parement avec une force de percolation appliquée aux grains de matériau parallèle au talus et susceptible de compromettre la stabilité pendant cette phase.

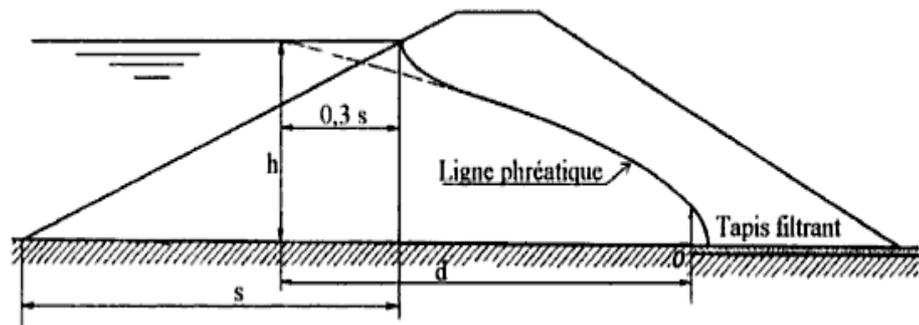


Figure : 2.13 Rabattement par un tapis drainant

## 2.12. Influence des écoulements d'eau sur la stabilité des talus

Les calculs de stabilité des talus nécessitent la plupart du temps la connaissance de contrainte effective, ce qui demande la détermination de la pression interstitielle. Cette détermination n'est pas toujours chose aisée car l'eau est rarement en équilibre hydrostatique.

Bishop et Morgenstern ont proposé une méthode approchée pour le calcul de la pression interstitielle, ils supposent que cette pression est de la forme :

$$u = r_u \gamma h \quad (2.18)$$

Dans cette expression,

$r_u$  : est un coefficient de proportionnalité constant tout le long du cercle de glissement,

$\gamma$  : Le poids volumique du sol saturé,

$h$  : La distance verticale entre le point considéré de la ligne de glissement et la surface du talus.

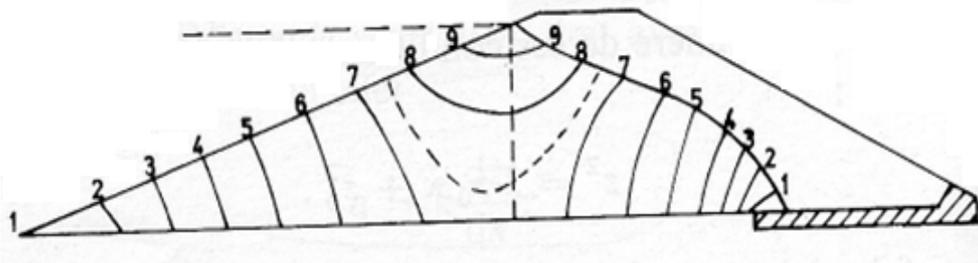
autrement dit, la pression interstitielle en un point de la ligne de glissement est une fraction constante du poids de la colonne de terre qui surmonte cette ligne. A partir de cette hypothèse simplificatrice, Bishop et Morgenstern ont bâti des abaques pour le calcul de la stabilité des talus. Mais cette méthode a ses limites et l'on doit souvent calculer de manière plus précise la pression interstitielle.

### 2.12. a. détermination des pressions interstitielles en cas de vidange rapide

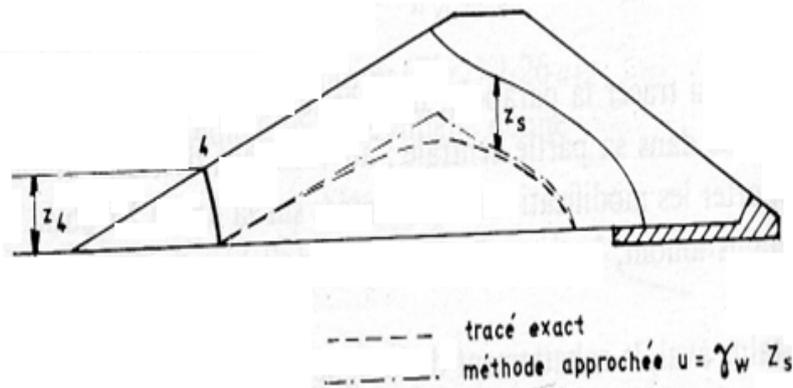
L'évaluation des pressions interstitielles au sein de la digue ou du barrage après une vidange rapide de la retenue mérite également quelques indications complémentaires. Après la baisse du niveau d'eau en amont qu'on suppose instantanée, un certain volume d'eau reste enfermé dans le corps de la digue, il est limité par le parement amont d'une part et par la ligne de saturation d'autre part. Sur ces deux frontières, les pressions interstitielles sont nulles.

A l'intérieur du volume d'eau, la distribution de la pression évolue au cours de la vidange pour s'adapter aux nouvelles conditions aux limites.

La figure 2.14.a suivante montre les équipotentielle immédiatement après la vidange (obtenues par exemple par l'analogie électrique).



a) Equipotentiels



b) Isobares

Figure 2.14 : vidange rapide

On peut facilement déduire des équipotentiels le tracé des isobares, c'est -à- dire des courbe  $u = \text{constante}$ . La figure 2.14.b représente l'isobare n°4 qui passe par le pied de l'équipotentielle n°4, c'est -à-dire celle qui correspond à  $u = \gamma_w z_4$ .

On peut facilement déduire des équipotentiels sont simplement des lignes verticales, tout au moins dans la partie basse du talus amont. Cette remarque sert de justification à une méthode approchée utilisée pour tracer les isobares.

On admet qu'en un point donné situé à une distance verticale  $z_s$  du talus amont ou de la ligne de saturation, la pression interstitielle est égale à  $\gamma_w z_s$ .

On a représenté aussi sur la figure 2.14.b l'isobare n°4 dessiné dans cette hypothèse. Comme  $z_s$  est pratiquement égale à  $z_4$  au de la base les deux tracés de l'isobare sont très voisins. Par contre, on observe une certaine discordance à la verticale de B. cette méthode approchée est néanmoins fort utile pour avoir une idée rapide de la distribution de la pression interstitielle et par conséquent de la stabilité des talus.

On va indiquer une deuxième méthode approchée de détermination de la pression interstitielle après une vidange rapide.

Cette méthode donne des meilleurs résultats que la précédente, mais elle nécessite la connaissance des équipotentiels avant la vidange. Cette condition n'est pas gênante

en général, car on a du les déterminer ainsi que la ligne de saturation pour étudier la stabilité de la digue lorsque la retenue est pleine.

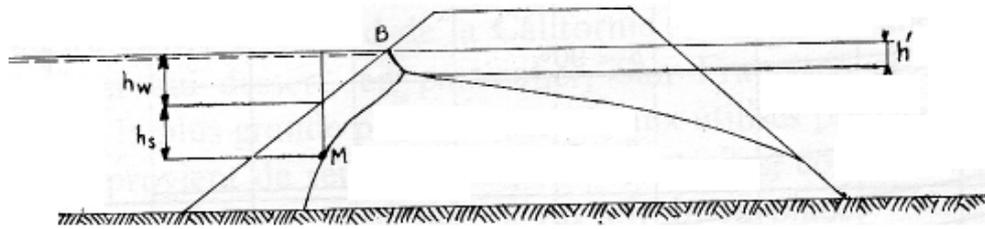


Figure 2.15 : détermination des isobares en cas de vidange rapide à partir des équipotentiels régnant avant la vidange

On considère un point quelconque M (figure : 2.15) et on note :

$u_0$  la pression interstitielle avant la vidange,

$u = u_0 + \Delta u$  la pression interstitielle après la vidange.

Au cours de la vidange, la contrainte totale  $\sigma_1$  a varié de  $\Delta \sigma_1$ . Puisque le squelette solide n'a pas eu le temps de se déformer  $\Delta u = \Delta \sigma_1$  (si le milieu est saturé). Si on assimile  $\sigma_1$  au poids des terres et de l'eau situées au-dessus de M, on peut écrire :

$$\sigma_1 = \gamma_h h_s + \gamma_w h_w \quad (2.19)$$

$$\sigma_1 + \Delta \sigma_1 = \gamma_h h_s \quad (2.20)$$

Donc

$$\Delta u = \Delta \sigma_1 = -\gamma_w h_w \quad (2.21)$$

Or  $u_0 = \gamma_w (h_s + h_w - h')$  (2.22)

Par suite

$$u = u_0 - \gamma_w h_w = \gamma_w (h_s - h') \quad (2.23)$$

Le trace des équipotentiels donne  $h'$ ,  $h_s$  se mesure sans difficulté.

Lorsque le point M est à l'aval de la verticale de B, la variation de la contrainte totale est nulle dans l'hypothèse envisagée et on a en première approximation,

$$u = u_0. \quad (2.24)$$

En utilisant la première de ces deux méthodes approchées, Biarez a procédé à une étude complète de la stabilité des talus en cas de vidange rapide et donné un abaque. Cet abaque correspondant à la vidange rapide est reproduit sur la figure : 2.16 suivante

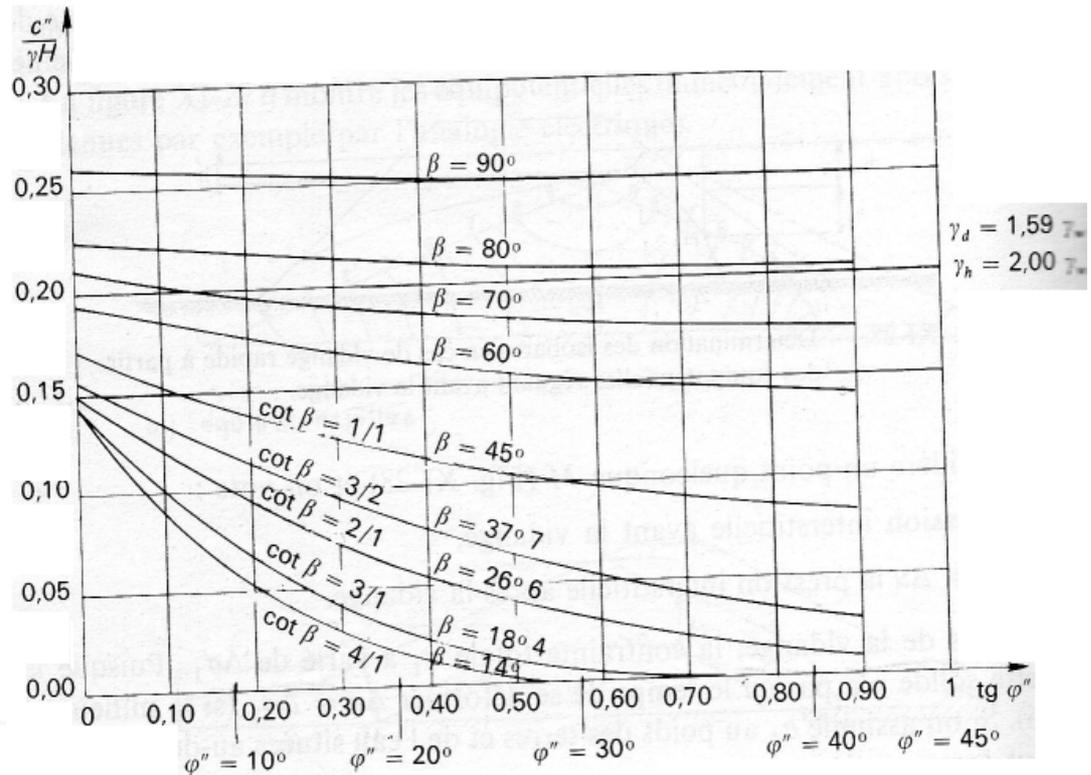


Figure. 2.16 : stabilité d'un talus cas de vidange rapide (d'après Biarez)

### 2.12 .b . Influence de la pression interstitielle :

Comme on va l'a vu précédents, la pression interstitielle joue un grand rôle dans l'appréciation de la sécurité .de telles pression peuvent se développer pendant la construction de la digue, à l'occasion des opérations de compactage.

Lorsque la retenue sera pleine et qu'un écoulement se sera établi au travers de la digue, on trouvera une autre distribution des pressions interstitielles et il en sera de même en cas d'une variation rapide du niveau de la retenue.

Les pressions interstitielles au sein du barrage peuvent donc présenter des distributions radicalement différentes suivant les circonstances.

On ne sait a priori quelle distribution conduit à la situation la plus critique. Ainsi on doit toujours au stade du projet, vérifier la stabilité de l'ouvrage dans les trois ca suivants :

- A la fin de la construction,
- Lorsque la retenue est pleine et le régime permanent établi,
- A l'occasion d'une vidange rapide,

Dans cette dernière hypothèse, les zones amont d'un barrage sont principalement menacées.

Par contre, à la fin de la construction, c'est principalement le noyau qui est en cause, les autres zones ne sont pas assez imperméables pour empêcher la dissipation des surpressions.

Dans ce type de barrage, les lignes de glissement potentielles se développent principalement dans les zones de faible résistance, et leur allure diffère assez sensiblement d'un arc de cercle. Le noyau est particulièrement sollicité, aussi les principaux problèmes qui se posent dans les barrages de ce type concernent la déformation du noyau et l'apparition de pressions interstitielles en son sein.

### 2.13 .Stabilité de l'assise des remblais et des barrages :

Il est évidemment souhaitable de fonder les ouvrages sur un bon sol, mais ce n'est pas toujours possible : les autoroutes doivent traverser certain régions marécageuse, l'implantation des digues est commandée par la situation des terrains à protéger sont à craindre :

- ✓ Les ruptures par enfoncement, dans lesquelles le massif descend progressivement dans la couche compressible qui tasse en formant des bourrelets de part et d'autre de l'ouvrage figure : 2.17. ces ruptures se produisent le plus souvent pour une assise de fondation constituée d'une couche épaisse d'argile molle et homogène, ou d'une couche de limon organique (tourbes et vases).

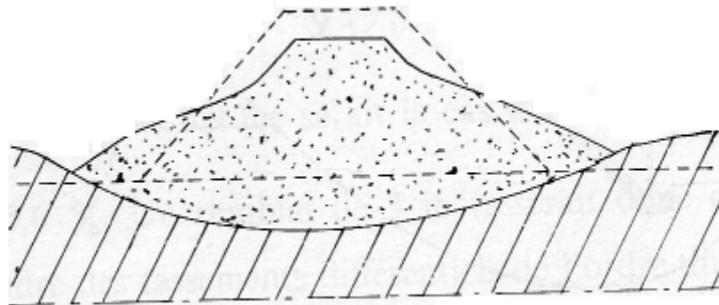


Figure . 2.17 : rupture par enfoncement

- ✓ Les ruptures par étalement, dans lesquelles une partie du massif s'étale superficiellement sur une couche molle de l'assise de fondation figure 2.18. Ces ruptures interviennent dans le cas des milieux stratifiés lorsqu'une couche molle règne à peu de distance de la surface du sol.

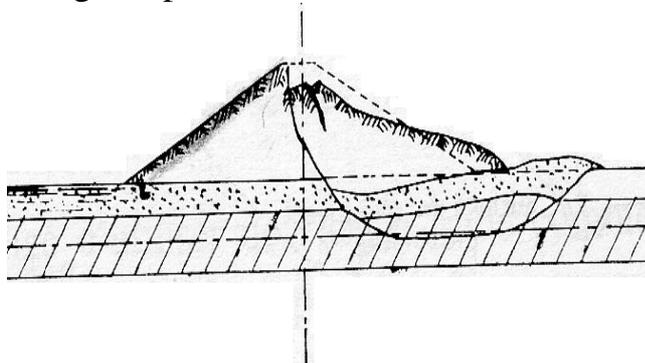


Figure. 2.18 : Rupture par étalement

### **2.13 .a. Rupture par enfoncement :**

Lorsqu'on doit se fonder sur une couche d'argile molle, assez épaisse et homogène, une rupture par enfoncement est donc à craindre .On vérifiera la stabilité de l'ensemble en calculant le coefficient de sécurité à l'égard des cercles de rupture profonde .on demande en général un coefficient minimal de 1.5 .Mais cette exigence peut être onéreuse pour les grands projets ; on se limitera alors à des valeurs de 1.2 ou même de 1.1. En contrepartie, il faudra soigneusement observer la formation des bourrelets de part et d'autre du remblai et, si la situation devient critique, mettre en place sur les pieds du talus de nouveaux remblais pour faire contrepoids et éviter la rupture.

il est recommandé, également, pour accélérer le tassement de la couche argileuse et parvenir le plus vite possible à une situation définitive, soit de drainer la couche molle, soit de surélever le remblai de 5 à 6 m pendant la construction par rapport à son niveau définitif, surchargeant ainsi l'argile, soit d'utiliser les deux procédés à la fois.

### **2.13 .b. Rupture par étalement :**

Lorsqu'on doit se fonder sur un terrain stratifié contenant des couches molles, des ruptures par étalement sont à redouter .Ces ruptures peuvent se produire de deux manières, suivant que la couche molle contient ou non des veines ou des lentilles de matériau relativement perméable (sable ou limon grossier) . dans le second cas, la crête du remblai tasse peu et l'étalement est de faible importance .La surface de glissement se localise en général dans le milieu de la couche molle et le calcul de la stabilité de l'assise relève de la technique des surfaces de glissement non circulaires exposée plus haut.

Le problème le plus délicat est de déterminer la résistance au cisaillement de l'argile à prendre en compte dans les calculs et de s'assurer de l'absence de veines de matériau drainant.

Dans cette dernière hypothèse, la rupture prend un tout autre aspect .Les surpression créées sous le remblai ou le barrage sont instantanément décroît alors et peut même s'annuler. au voisinage du pied du talus, par conséquent, le seul obstacle à l'étalement provient des couches qui surmontent la veine perméable ; la butée opposée par ces coche peut être assez faible, cela dépend en partie de leur épaisseur, et le mouvement d'étalement peut prendre une très grande ampleur.

Ce genre de rupture se produit d'ailleurs presque toujours de façon très soudaine .Dès que l'on soupçonne que l'assise de fondation risque de comporter des bancs d'argile renfermant des veines perméables, il faut :

- Soit prévoir des talus très doux,
- Soit projeter des puits de décompression,

- Soit conduire les travaux de remblaiement à un rythme suffisamment lent pour que la consolidation de la couche d'argile puisse s'effectuer et pour éviter ainsi l'apparition de surpression.

En particulier, on peut préciser que de nombreuses ruptures de remblai sur sol compressible se sont produites ces dernières années dans différentes parties du monde

L'analyse de ces accidents montre que la plupart d'entré eux peuvent être attribués à une surestimation importante de la cohésion non drainée  $C_u$  évaluée à l'aide du scissomètre .Il y a donc lieu d'être extrêmement prudent lorsqu'on doit établir un projet uniquement à partir des mesures de  $C_u$  effectuées avec cet appareil.

On limitera là ces indications rapides sur les techniques de construction des barrages et des remblais.

Le principal objectif de ce survol sommaire est de bien mettre en évidence que le calcul théorique de la stabilité des talus n'épuise pas le sujet ; bien au contraire, et qu'une grande attention doit être portée à la reconnaissance du terrain de fondation et des matériaux utilisés d'une part, ainsi qu'aux constatations que l'on peut faire d'autre part, pendant l'exécution des travaux ,tant en ce qui concerne la résistance au cisaillement du terrain que l'apparition de surpressions ou de faibles mouvements du sol .

Il n'y a pas d'exemples ou une étroite liaison entre le bureau d'étude et les ingénieurs du chantier n'ait permis d'apporter des modifications au projet en cours de travaux accroissant ainsi la sécurité et permettant de surcroit des économies substantielles.

### Conclusion

Les problèmes de stabilité des pentes sont fonctions de divers critères dépendant du sol, de la disposition géométrique des talus ainsi que de la présence ou non d'une nappe phréatique.

Diverses méthodes nous permettent de calculer un coefficient de sécurité qui nous indique si les différents talus sont stables ou non .ainsi, ces méthodes ne s'appuient pas sur les mêmes hypothèses et pourtant les résultats diffèrent très peu .en fait le degré de précision dépend principalement du cas examiné. Pour certains, les résultats obtenus par les méthodes simples peuvent ne pas différer de façon significative de ceux données par les méthodes les plus précises, mais pour d'autres, les différences peuvent être inacceptables.

Nous remarquons aussi que l'angle de frottement particulièrement et la cohésion du sol de manière moins importante influencent la valeur de ce coefficient de sécurité. Plus les valeurs de ces deux critères seront élevées, plus le coefficient de sécurité sera élevé .la présence d'eau influence également ce coefficient de sécurité de manière défavorable.

Selon la nature du problème posé, nous choisirons la méthode à utiliser pour calculer ce coefficient de sécurité .cela étant, nous remarquons que certaines méthodes (Spencer et Bishop « rigoureuse ») ne se justifient que très rarement par la faible différence que l'on obtient avec les méthodes simplifiées.

Des calculs comparatifs ont été effectués par différents auteurs :

- Ils montrent clairement que la méthode de Fellenius sous –estime F et donc prudente, ce qui va dans le sens de la sécurité .cependant la portée de cette sous – estimation peut être si large, qu'elle conduit à des solutions inacceptables sur le plan « économique ».
- les différences obtenues vont conduire en générale à des positions différentes pour la surface de glissement, à moins que celle-ci ne soit subordonnée à l'existence de discontinuités géologique importantes.
- il est toujours préférable d'utiliser la surface réelle de rupture et une analyse relativement simplifiée (méthode de Jumbu avec coefficient correcteur par exemple) plutôt que d'assimiler cette surface à une forme circulaire théorique hasardeuse.
- Enfin l'utilisation de la méthode des éléments finis constitue un pas très important pour les études pratiques de pente qui traitent des problèmes réels. Cependant, Il faut être prudent quant aux simplifications excessives concernant les paramètres des matériaux et leur comportement défini.

***CHAPITRE 3***

***LES MODÈLES DE COMPORTEMENT ET  
L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ***

## CHAPITRE 3

### LES MODÈLES DE COMPORTEMENT ET L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ

#### 3.1. INTRODUCTION :

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses, qui permettent le passage de la réalité au modèle, est difficile à évaluer. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers

Dans sa version originale, le code de calcul par PLAXIS traite la stabilité des digues en terre. Dans sa version actuelle, il permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc. )

#### 3.2. DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL PLAXIS :

##### 3.2.1. TYPE DE MODÈLE :

PLAXIS peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (*Plane strain*), soit axisymétriques (*Axisymmetric*), (figure 3.1). Les modèles en déformations planes (*Plane strain*) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction  $z$ ). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction  $z$  sont intégralement prises en compte. Les modèles axisymétriques (*Axisymmetric*) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. À noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée  $x$  représente le rayon et la coordonnée  $y$  correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées  $x$  négatives. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de modèles en déformations planes ou de axisymétrique a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions  $x$  et  $y$ .

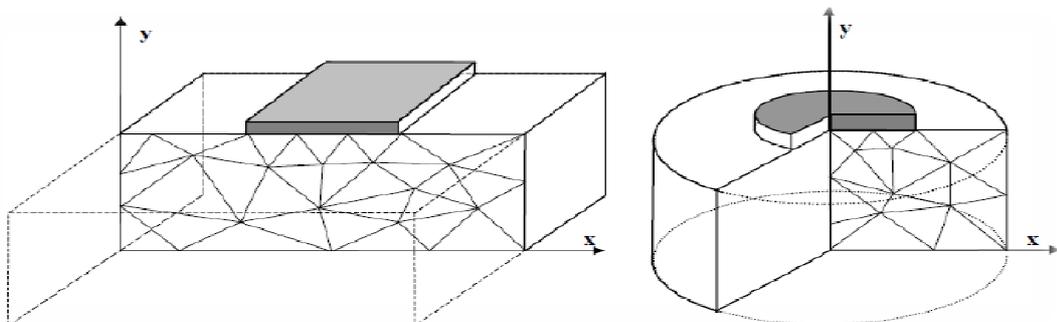


Figure 3.1 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique

### 3.2.2. DISCRETISATION EN 2D

Le milieu continu est discrétisé par des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure 3.2) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. Le triangle à 15 nœuds fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de *phi-c réduction*. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds

Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

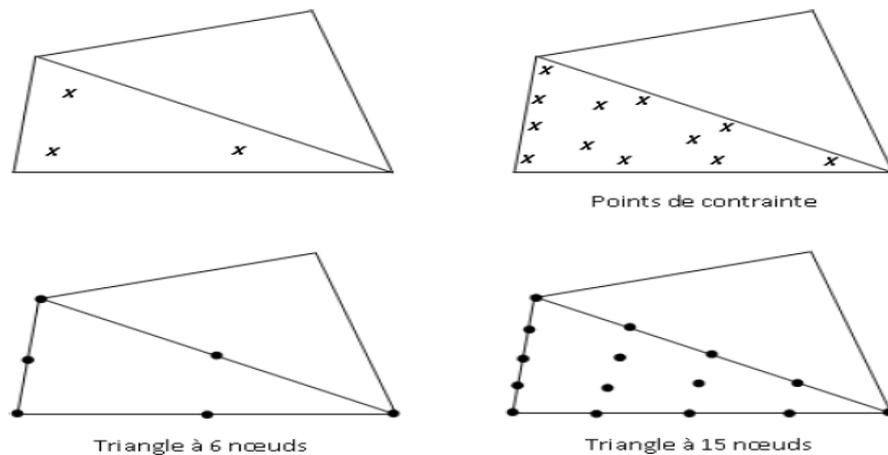


Figure 3.2 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

### 3.2.3. OPTIONS PAR DEFAUT ET SOLUTIONS APPROCHEES

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont 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 tracassants, 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 maillage 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 éléments 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.

### 3.3. MODELES DE COMPORTEMENT :

#### 3.3.1 MODELISATION ELEMENTS FINIS :

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

#### 3.3.2. MODELE ELASTIQUE LINEAIRE :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope.

Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young,  $E$ , et le coefficient de Poisson,  $\nu$ .

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Le modèle rhéologique relatif à l'élasticité linéaire peut être représenté par un ressort de raideur  $E$ .

#### 3.3.3. LOIS DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUES :

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique (Figure : 3.3), c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage (Figure : 3.4) dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie.

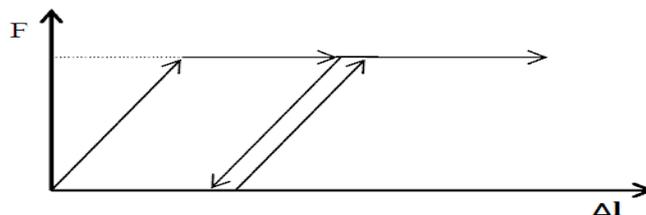


Figure 3.3 : Représentation du comportement élastique- parfaitement plastique sans écrouissage

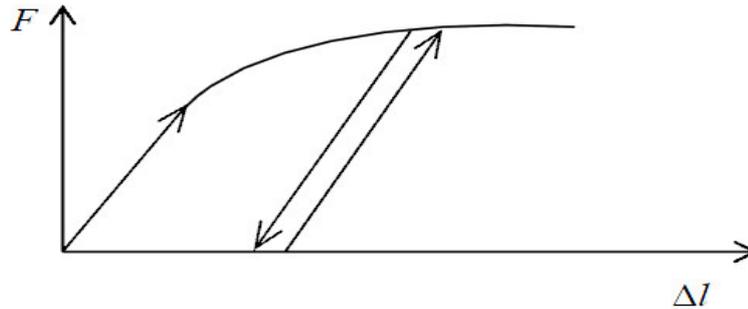


Figure 3.4 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

### 3.3.3 .1. NOTION DE SURFACE DE CHARGE

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties :

- ✓ L'intérieur de la surface de charge correspond à un état de déformations réversibles (Élastiques) ;
- ✓ La surface de charge en elle-même correspond à un état de déformations pouvant se décomposer de la manière suivante : une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastiques).

La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire  $F$  appelée fonction de charge :

$$F(\sigma_{ij}, R) = 0 \quad (3.1)$$

Avec,  $\sigma_{ij}$ : Tenseur des contraintes ;

$R$  : Ensemble des paramètres d'écrouissage.

Trois cas de figure se présentent donc :

- ✓  $F < 0$  Intérieur de la surface, ce domaine est élastique ;
- ✓  $F = 0$  Les déformations élastiques peuvent être, éventuellement, accompagnées de déformations plastiques ;
- ✓  $F > 0$  État de contraintes physiquement impossible en élasto-plasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge  $F = 0$ , deux cas de comportements élasto-plastiques sont possibles :

- ✓ l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage (Figure 3.3)
- ✓ (modèle élasto-plastique avec écrouissage (figure 3.4)).

### 3.3.3.2. NOTION DE REGLE D'ECROUISSAGE :

L'écrouissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissage  $R$ .

Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques

En général, on peut distinguer quatre catégories de loi d'écrouissage :

#### a) *Ecrouissage isotrope*

Ce modèle suppose une dilatation homothétique du domaine d'élasticité par rapport au domaine initial supposé connu. Le coefficient de dilatation dans le cas de l'écrouissage linéaire est défini par le module tangent ET.

Pour un essai cyclique, l'hypothèse d'écrouissage isotrope donne une courbe du type de celle représentée sur la figure 3.5 ci-dessous. La limite d'élasticité en compression augmente comme celle de traction.

On note que dans ce modèle l'énergie de déformation élastique pouvant être absorbée est de plus en plus importante et toujours identique en traction et en compression

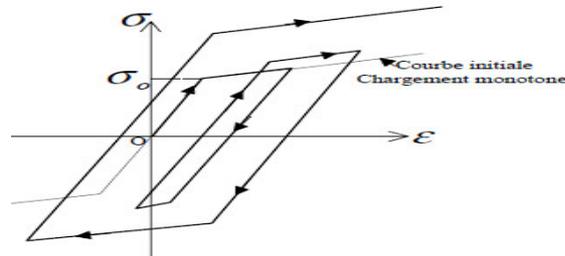


Figure 3.5 : Représentation de l'hypothèse d'écrouissage isotrope, pour un essai cyclique,

**b) Ecrouissage cinématique :**

Ce modèle suppose une translation sans déformation du domaine d'élasticité initial supposé connu. La translation est définie à partir de la courbe d'écrouissage monotone.

Le modèle cinématique respecte l'effet Bauschinger couramment observé pour les matériaux métalliques, à savoir un durcissement dans un sens (sens de l'écoulement plastique) et un adoucissement d'égale amplitude dans le sens contraire (décharge élastique).

La courbe correspondant à un essai cyclique avec écrouissage cinématique est de la forme ci-dessous. L'amplitude du domaine d'élasticité reste constante. Mais l'énergie élastique absorbée et pouvant être restituée dans un sens est toujours différente de celle dans l'autre sens.

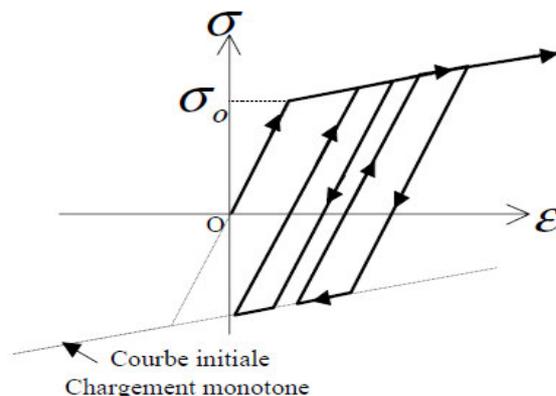


Figure 3.6 : Courbe correspondant à un essai cyclique avec écrouissage cinématique

**c) Ecrouissage mixte :**

La théorie de l'écrouissage mixte est une combinaison des deux théories précédentes pour permettre la création d'un modèle « anisotrope cinématique ». La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

**d) Ecrouissage anisotrope :**

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

### 3.3.4. LES MODELES DE COMPORTEMENT UTILISE EN PLAXIS :

Dans cette thèse, ces deux types de lois sont employés : le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle Hardening Soil (HSM).

#### 3.3.4.1. MODELE DE MOHR-COULOMB:

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres dont 2 paramètres élastiques :  $E$  et  $\nu$  3 paramètres de rupture ( $c$ ,  $\phi$  et  $\psi$ ) tels que : le module d'Young «  $E$  », le coefficient de Poisson «  $\nu$  », la cohésion «  $c$  », l'angle de frottement «  $\phi$  », et l'angle de dilatance «  $\psi$  ».

##### 3.3.4.1.1. LE MODULE D'YOUNG (E) :

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

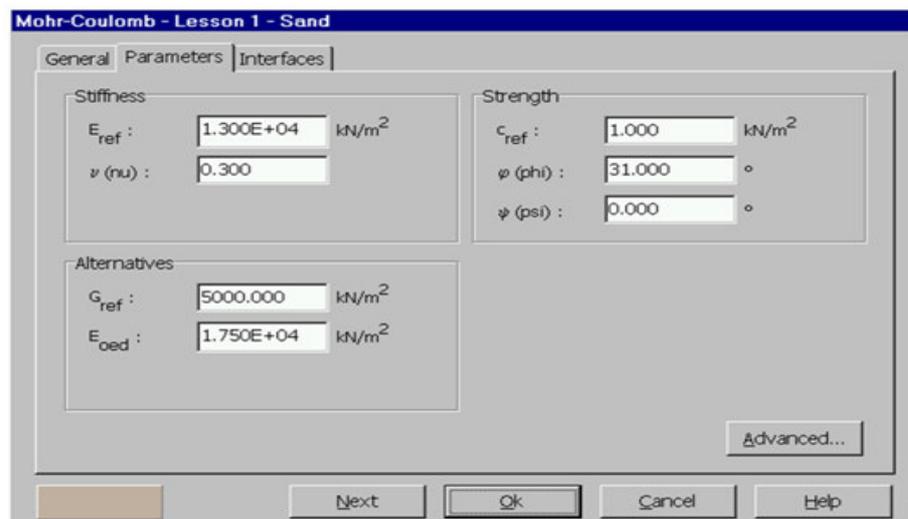


Figure 3.7 : Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (onglet *Parameters* du modèle de Mohr-Coulomb)

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée  $E_0$  et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté  $E_{50}$  (voir Fig. 3.8). Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser  $E_0$  alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre  $E_{50}$ .

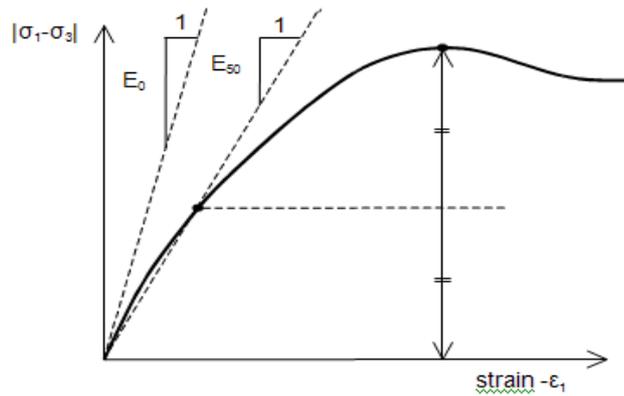


Figure 3.8 : Définition de  $E_0$  et de  $E_{50}$

Pour les sols, le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface. De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi. La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire. En outre, la raideur observée pour un sol en terme de module d'Young est généralement plus petite pour des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte. Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de PLAXIS ; ceux-ci sont décrits dans le manuel *Material Models*. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, PLAXIS propose une option spéciale pour définir une rigidité variable avec la profondeur (voir *Paramètres avancés*).

### 3.3.4.1.2. LE COEFFICIENT DE POISSON ( $\nu$ ) :

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson  $\nu_0$ . Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (accroissement de  $\Sigma Mweight$  de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans ces types de chargement, PLAXIS devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport :

$$K_0 = \sigma_h / \sigma_v \quad (3.2)$$

Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de :

$$\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1-\nu) \quad (3.3)$$

Pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour  $K_0$ . Ainsi,  $\nu$  est évalué par l'intermédiaire de  $K_0$ .

Dans la plupart des cas, les valeurs de  $\nu$  seront comprises entre 0,3 et 0,4. En général, de telles valeurs peuvent être aussi utilisées pour des conditions de chargement autres que la compression unidimensionnelle.

Dans le cas d'un comportement non draine, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de Poisson et de sélectionner *Undrained* comme type de comportement. De cette façon, PLAXIS ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, basé sur un coefficient de Poisson non drainé implicite de 0,495. Dans ce cas, le coefficient de Poisson effectif

devra être inférieur à 0,35. Utiliser des valeurs plus élevées du coefficient de Poisson impliquerait que l'eau ne soit pas suffisamment raide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé.

### 3.3.4.1.3. COHESION (C) :

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ( $c = 0$ ), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre  $c > 0.2$  kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

### 3.3.4.1.4. L'ANGLE DE FROTTEMENT ( $\phi$ ) :

L'angle de frottement  $\phi$  (phi) est en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

L'angle de frottement conditionne la résistance au cisaillement comme la figure 3.9 le montre au moyen des cercles de contrainte de Mohr. Une représentation plus générale du critère de rupture est présentée sur la figure 3.10. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb décrit mieux le comportement d'un sol dont la surface de charge tend à devenir très imprécise pour des configurations axisymétriques

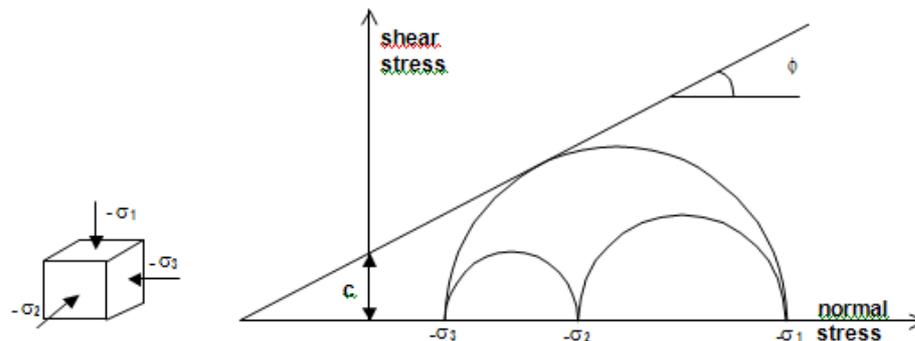


Figure 3.9 : Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb.

### 3.3.4.1.5. L'ANGLE DE DILATANCE ( $\psi$ ) :

L'angle de dilatance  $\psi$  (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ( $\psi = 0$ ). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est  $\psi = \phi - 30^\circ$ . Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de  $\phi$  inférieures à  $30^\circ$ . Une valeur négative faible pour  $\psi$  n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches

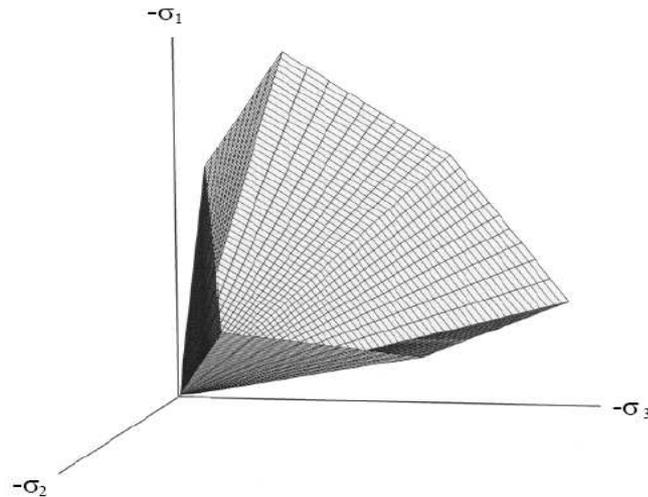


Figure 3.10 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion

#### 3.3.4.1.6 : PARAMETRES AVANCES DE MOHR-COULOMB

Pour le modèle de Mohr-Coulomb, le bouton *Advanced* de l'onglet *Parameters* permet d'accéder à des paramètres additionnels pour des modélisations avancées. Une fenêtre présentée en figure 3.11 s'ouvre alors. Les paramètres avancés comprennent l'accroissement de la rigidité et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions

##### a) augmentation de la rigidité (*Eincrement*):

Dans les sols réels, la rigidité dépend du niveau de contrainte, ce qui signifie que la rigidité croît généralement avec la profondeur. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, la rigidité a une valeur constante. Pour prendre en compte l'accroissement de la rigidité avec la profondeur, la valeur *Eincrement* peut être utilisée ; *Eincrement* est l'accroissement du module d'Young par unité de profondeur (exprimé en unité de contrainte par unité de profondeur). A la cote donnée par le paramètre *yref*, la rigidité est égale au module d'Young de référence *Eref*, entré dans l'onglet *Parameters*. La valeur du module d'Young au niveau des points de contrainte situés sous *yref* est obtenue à partir de la valeur de référence et de *Eincrement*. Remarquons que pendant les calculs, une rigidité fonction de la profondeur n'évolue pas en fonction de l'état de contrainte.

##### b) Augmentation de la cohésion (*cincrement*):

PLAXIS propose une option avancée pour les couches argileuses dans lesquelles la cohésion augmente avec la profondeur. Pour prendre en compte ce phénomène, la valeur de *cincrement* sera utilisée ; elle représente l'augmentation de la cohésion par unité de profondeur (exprimée en unité de contrainte par unité de profondeur). A la cote donnée par le paramètre *yref*, la cohésion est égale à la cohésion de référence *cref*, entrée dans l'onglet *Parameters*. La valeur de la cohésion au niveau des points de contrainte sous *yref* est obtenue à partir de la valeur de référence et de *cincrement*.

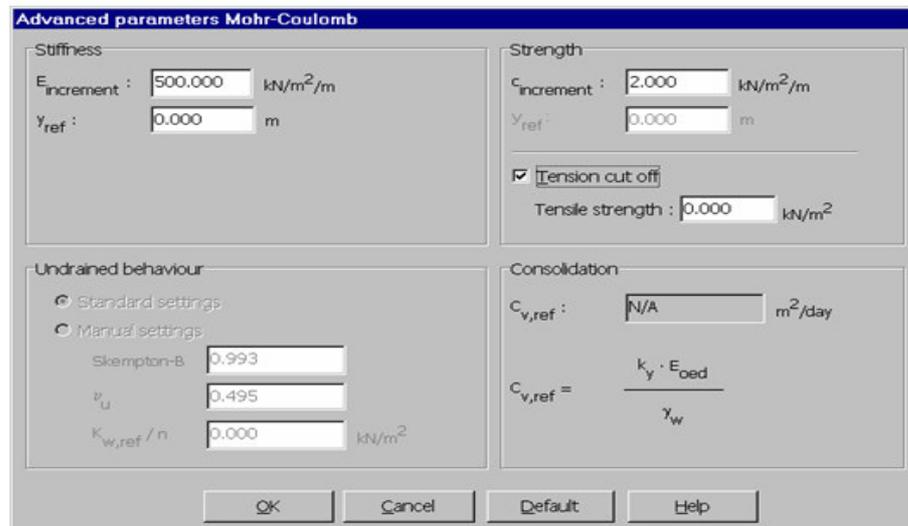


Figure 3.11 Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb  
(Advanced parameters Mohr -Coulomb)

### 3.3.4.2. MODELE DE SOL AVEC ECROUISSAGE (HARDENING SOIL MODEL):

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

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte – déformation ne pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes efforts – 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 –change car il en reprend ; en les améliorant, les formulations hyperboliques des courbes efforts – déformation.

#### a) Courbes effort- déformation :

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f \quad (3.4)$$

$$\text{Et avec } q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et } q_a = q_f / R_f \quad (3.5)$$

#### b) Les modules :

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad \text{avec } p^{\text{ref}} = 100 \text{ (kpa)} \quad (3.6)$$

Le paramètre  $R_f$  est analogue à celui introduit par Duncan  
Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (3.7)$$

La figure 3.12 redonne ces définitions :

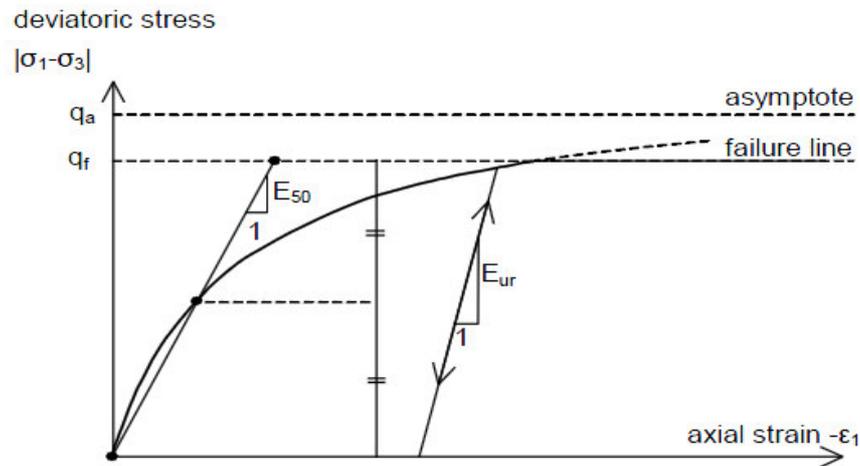


Figure 3.12 : Représentation du hardening Soil Model

c) Surfaces de charge :

En fonction du paramètre d'érouissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (voir figure 3.13)

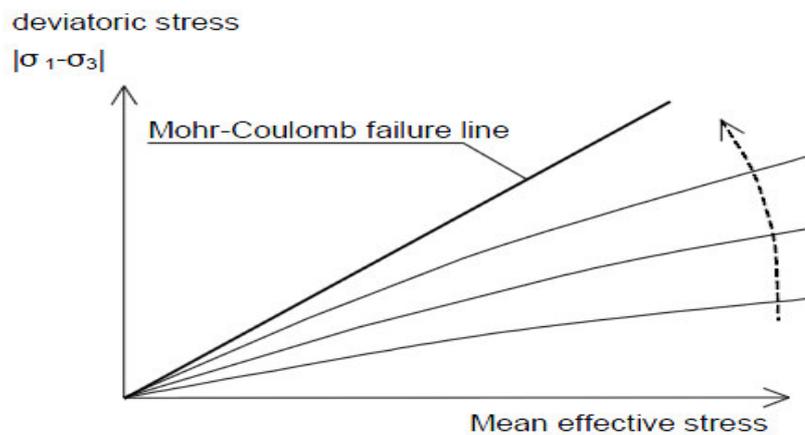


Figure 3.13 : Forme des surfaces de charge du hardening Soil Model

d) Les paramètres du HSM (voir figure 3.14)

✓ Les paramètres de Mohr- Coulomb :

- C : cohésion (effective) (KN/m<sup>2</sup>)
- φ : angle de frottement effectif (°)
- ψ : angle de dilatance (°)

✓ Les paramètres de rigidité :

- E<sup>ref</sup><sub>50</sub> : module sécant dans un essai triaxial (KN/m<sup>2</sup>)

$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  : module tangent dans un essai oedométrique (KN/m<sup>2</sup>)  
 $m$  : puissance (environ 0.5 pour les sables) (-)

✓ **Les paramètres avancés :**

$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  : module en décharge (par défaut  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 3 E_{50}^{\text{ref}}$ ) (KN/m<sup>2</sup>)  
 $\nu_{\text{ur}}$  : coefficient de Poisson en décharge-recharge (-)

(Par défaut  $\nu_{\text{ur}} = 0.2$ )

$P^{\text{ref}}$  : contrainte de référence (par défaut  $P^{\text{ref}} = 100$  s) (KN/m<sup>2</sup>)

$K_0^{\text{NC}}$  :  $K_0$ - consolidation (par défaut  $K_0^{\text{NC}} = 1 - \sin \varphi$ ) (-)

$R_f$  : Coefficient à la rupture  $q_f / q_a$  (par défaut  $R_f = 0.9$ ) (-)

$\sigma_{\text{tension}}$  : Résistance à la traction (par défaut  $\sigma_{\text{tension}} = 0$ ) (KN/m<sup>2</sup>)

$C_{\text{increment}}$  : Cf .modèle Mohr –Coulomb (par défaut  $C_{\text{increment}} = 0$ ) (KN/m<sup>2</sup>)

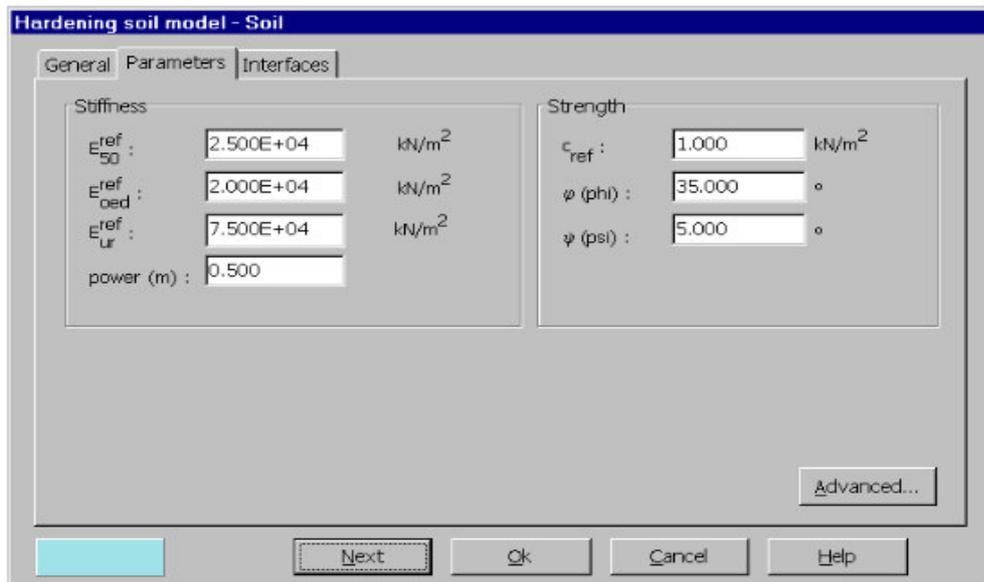


Figure 3 .14 : Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model

La définition du module oedométrique tangent est donnée figure 3.15 et celle de la dilatance tronquée) figure 3.16

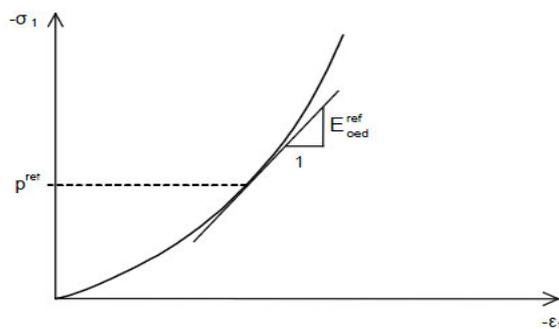


Figure 3.15 : Définition du module oedométrique

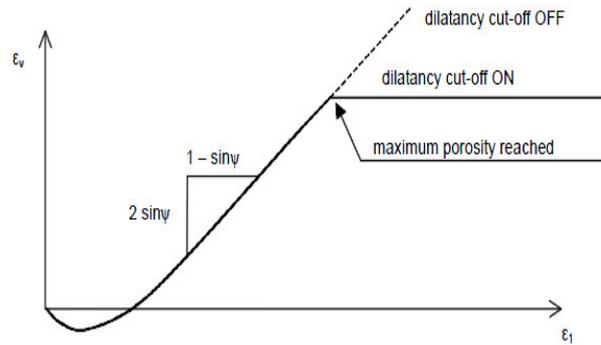


Figure 3.16 : définition de l'angle de dilatance tangent

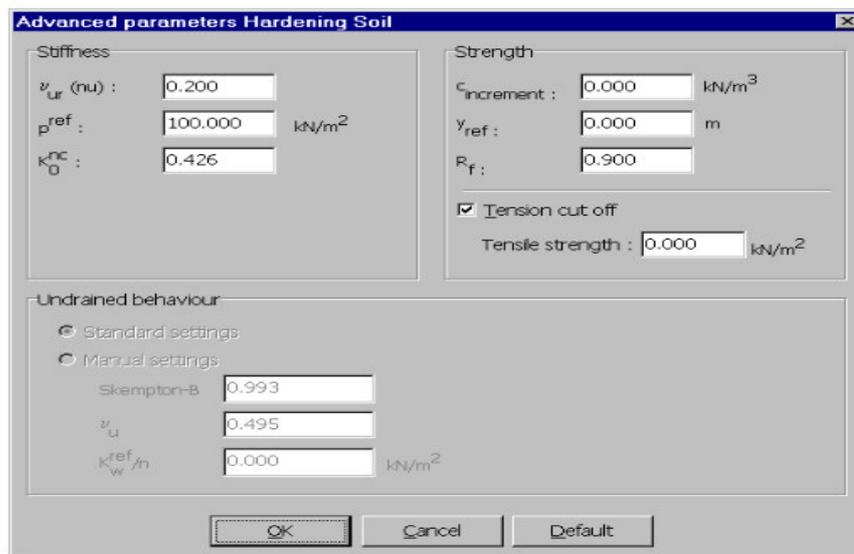


Figure 3.17 : Fenêtre des paramètres avancés du Harding Soil Model

### 3.4. CONCLUSION :

Ce rapide tour d'horizon des certains modèles utilisée dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèle suffisamment simple pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessitent des techniques d'optimisation.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais parcellaires ; il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classique. Le paramètre le moins « courant » est vraisemblablement l'angle de dilatance.

***CHAPITRE 4 :***

***LA MODELISATION NUMERIQUE***

***D'UN BARRAGE EN TERRE***

## **CHAPITRE 4 :**

### **LA MODELISATION NUMERIQUE**

### **D'UN BARRAGE EN TERRE**

#### **4.1. INTRODUCTION :**

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

Le souci permanent de la sécurité doit être consubstantiel à l'action du barragiste, pour deux raisons :

- ✓ éviter les *ruptures* catastrophiques, bien sûr,
- ✓ mais aussi éviter de compromettre *l'exploitation* de l'ouvrage : la défaillance ou l'indisponibilité d'un barrage peut affecter des intérêts économiques vitaux et entraîner des dommages sérieux même en l'absence de rupture du barrage.

Notre étude est axée principalement sur le calcul de la stabilité du barrage en terre et la détermination des déplacements par les méthodes numériques en utilisant le code de calcul PLAXIS V8.2.

L'objectif de ce travail est l'étude de stabilité et des déplacements d'un barrage réel en utilisant deux modèles de comportement Mohr-Coulomb et Harding Soil Model (Plaxis)

#### **4.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :**

##### **4.2.1. SITUATION DU BARRAGE:**

Le **barrage de Koudiet Lamdaouar** construit en 1994 sur l'oued Rbôa est situé à 7 km au nord-est de Timgad et à 35 km de Batna en Algérie. C'est un barrage réservoir qui mobilise les eaux superficielles de l'oued Reboa dont le bassin versant couvre 59 000 km<sup>2</sup>.

48,72 % de la population de la Wilaya de Batna, soit 682 000 habitants, boit l'eau provenant de ce barrage qui alimente les villes de Batna, Tazoult, Timgad (ville) , Ain Touta, Barika, Arris et Ouled Rechache dans la wilaya de Khenchela.

La digue se trouve à: Latitude: 35° 30' 57" Nord Longitude 6° 30' 48" Est



Figure 4.1 : Situation géographique du barrage

#### **4.2.2. HISTORIQUE DE L'OUVRAGE**

Sa construction a été inscrite en 1990, un cordon de sécurité permanent pour commencer la construction du barrage en 1994, en septembre 2005 il a été inauguré par le président Abdelaziz Bouteflika

#### **4.2.3. CONCEPTION DE LA DIGUE :**

##### **4.2.3.1. LA CRETE :**

La crête en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable, elle peut servir pour les passages de service. Elle est revêtue par un mélange constitué de gros graviers bituminés.

Afin d'éviter la stagnation des eaux de pluies, une pente faible a été prévue de part et d'autre de l'axe de la crête.

La largeur en crête doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans la digue près de son couronnement lorsque la retenue est pleine, elle doit également permettre la circulation des engins au moment de la finition des travaux de la digue et les éventuels entretiens ultérieurs.

La longueur de la crête est en fonction de la topographie c'est-à-dire de la largeur du cours d'eau elle doit être limitée par les bords d'oued, pour notre cas elle est de 246,5 ml

##### **4.2.3.2. LES TALUS :**

Les pentes des talus sont définis selon le matériau utilisé pour le cas présent sont :

Talus amont : 1/ 3 ,5

Talus aval : 1 /3

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels. L'érosion provoquée par le battillage des vagues, les ruissellements des eaux de pluies, l'action des vents. Cette protection prémunit également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux d'animaux domestiques et les agissements des êtres humains

La digue est protégée par un enrochement sur les deux cotés.

#### **4.2.3.3 .LES CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE :**

Longueur en crête de la digue.....  $L=246,5$  m  
Largeur de la crête..... $l_c = 10.00$  m  
Largeur maximale de la base de la digue ..... $l_{bd} = 80$  m  
Pente amont ..... $P_{am} = 1/3,5$   
Pente avale ..... $P_{av} = 1/3$   
Hauteur maximale de la digue..... $H = 48$  m  
Volume d'eau de la retenue ..... $V_e = 69$  HM<sup>3</sup>

#### **4.3. ETUDE DU SOL :**

##### **4.3.1. GEOLOGIE DU BARRAGE :**

Le site du barrage de Koudiate Medawar et sa cuvette se trouve en sud d'une dépression essentiellement composée par des terrains miocènes autochtones, située au nord du massif des Aurès ,entre Ain Yagout à l'ouest et Ain Beida à l'est .Du point de vue tectonique général, cette dépression est synorogénique, située dans l'avant pays formé par le massif des Aurès .Cette dépression synorogénique est accidentée par quelques plis anticlinaux au cœur de Crétacé supérieur, dont les plus proches du site forment les Djebels Bou Arif et Fedjoudi en Nord-Oest et Nord du site et le djebel amrane au Sud-est.

La coupe géologique de la vallée le long de l'axe longitudinal du barrage a été précisée au moyen de sondages

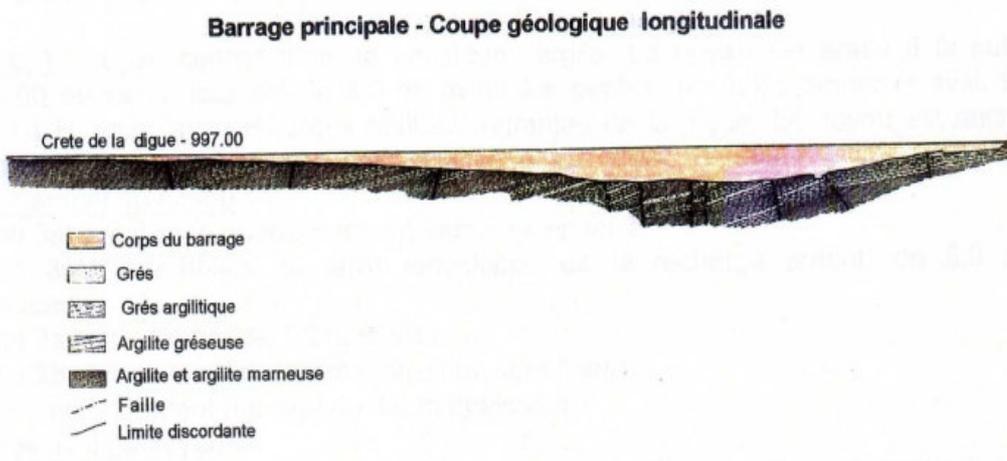


Figure 4.2 : Coupe géologique du barrage Koudiet el moudaour

#### 4.3.2. ETUDE GEOTECHNIQUE :

Après examen des échantillons extraits des sondages réalisés dans le cadre de l'étude géologique, il est apparu que le comportement de la digue (stabilité, tassement) dépendrait pour l'essentiel des caractéristiques du sol de fondation et des différents matériaux de la digue.

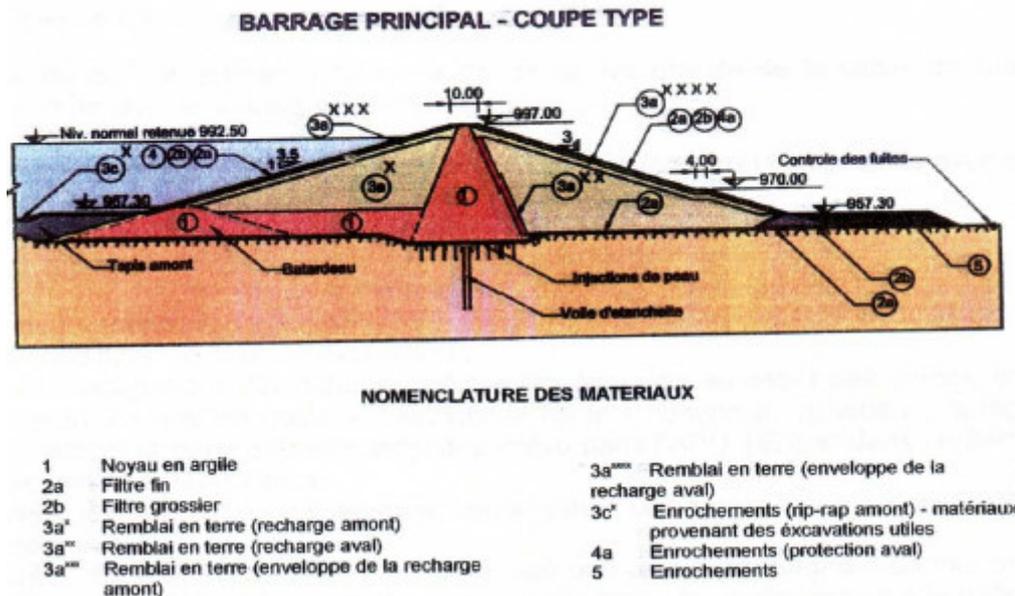


Figure 4.3 : Coupe type du barrage Koudiet el moudaour

Les paramètres géotechniques trouvés dans les documents du barrage de koudiat medaour

Pour la fondation ne sont pas complets alors qu'il n'y a pas de données pour les éléments de la digue.

sol	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	E( KPa)	$\nu$	C (KPa)	K( m/s)	$\phi$ ( °)
Grés	25.4	300000-40000	0.20-.22		$10^{-5}$ - $10^{-8}$	
Grés argilitique	25.4				$10^{-5}$ - $10^{-8}$	
Argilte gréseuse	24.1	4500-1260	0.25-0.28	0	$10^{-5}$ - $10^{-8}$	25-30
Argilite marneuse	22.5			23	$10^{-5}$ - $10^{-6}$	30
argile	18.1					

Tableau 4.1 : caractéristiques géotechniques du sol de fondation

Pour la modélisation, on a choisi des valeurs trouvées dans d'autres documents de la région et qui semblent être raisonnables. Les caractéristiques choisies sont regroupées dans le tableau suivant :

sol	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{Sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	n	E ( KPa)	$\nu$	C (KPa)	K ( m/s)	$\Phi$ ( °)
Noyau	17.9	21.1	0.32	8000	0.35	15.0	5.07E-8	20
recharge	21.1	22.8	0.17	60000	0.33	1.0	2.5E-4	35
Fondation	20.0	23.0	0.30	100000	0.3	23.0	7.E-6	30

Tableau 4.2 : caractéristiques géotechniques choisies pour la modélisation  
**du modèle Mohr-Coulomb**

#### **4.4. MODELISATION SOUS PLAXIS :**

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

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

#### 4.4.1 .LES PRINCIPALES HYPOTHESES :

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

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

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

On fixe cependant ces modules d'élasticité à une valeur réaliste pour calculer en première approximation le mode de rupture et la distribution des contraintes principales sous chargement statique en retenue normale.

#### 4.4.2. PROFIL DU BARRAGE :

Afin de mesurer les déplacements horizontaux et les tassements des remblais dans le barrage de KOUDIET MDAOUAR ; des tubes inclinométriques en Aluminium sont installés dans l'axe du noyau en argile en 05 profils; (16GB, 19GB, CB, 6DB, 4DB) pour la digue principale et en 02 profils (10G, CD) avec des tubes en PVC pour la digue de col.

- Profil 4 DB = 26.35 m avec, 09 anneaux magnétiques ;
- Profil 6 DB = 41.42 m avec, 10 anneaux magnétiques ;
- Profil CB = 44.59 m avec, 15 anneaux magnétiques ;
- Profil 19 GB = 40.50 m avec, 14 anneaux magnétiques ;
- Profil 16 GB = 28.49 m avec, 08 anneaux magnétiques ;

Les tubes sont prolongés de 12m en fondation, en forage 150mm et sont munis d'anneaux magnétiques fixés tous les trois (03) mètres par une bande adhésive afin de mesurer les tassements et les gonflements.

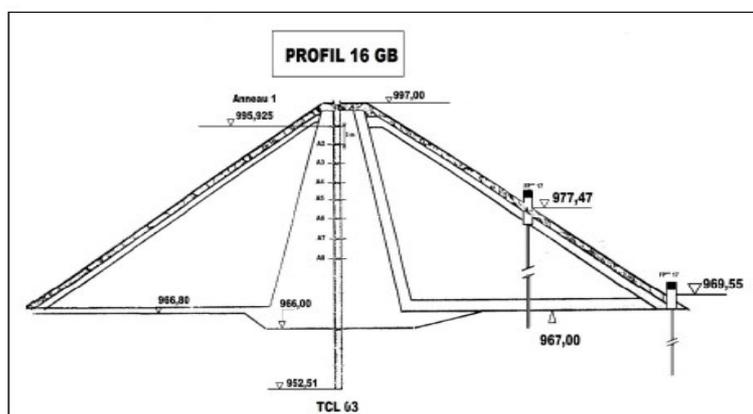


Figure 4.4 : Inclinomètre TCL03 installé sur le profil 16GB

La coupe 16 GB est le modèle de référence qui constitue une **bonne approximation de la réalité**. Et dont on dispose des mesures de tassements .Le modèle de référence sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude qui suivra.

On modélise avec le Logiciel **Plaxis** le barrage complet en 2D (selon la coupe 16GB) sous l'hypothèse de déformations planes. La section est représentée dans la figure 4.5.

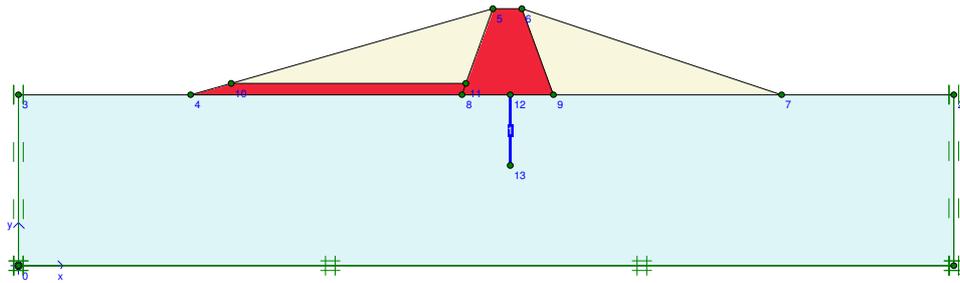


Figure 4.5 : Profil du barrage et ses différentes zones : noyau, recharge, écran et fondation (Plaxis)

#### 4.4.3. LE MAILLAGE ET CONDITIONS AUX LIMITES MECANQUES :

On a choisi des éléments à 15 nœuds. Pour plus de précision, le maillage est raffiné au niveau de la digue.

En ce qui concerne les **conditions aux limites mécaniques**, la base de la fondation est bloquée dans les deux directions alors que les frontières verticales sont bloquées dans le sens horizontal seulement pour permettre les tassements figure 4.6.

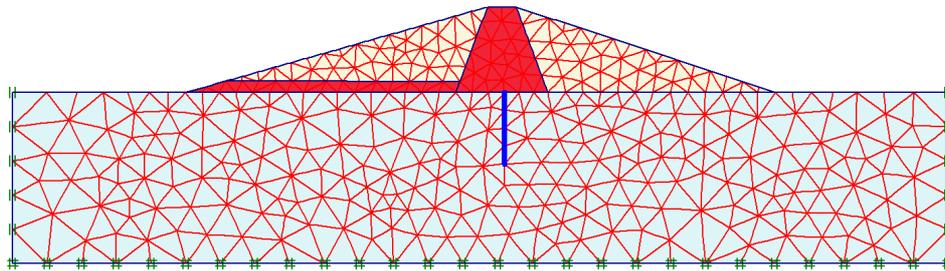


Figure 4.6 : Maillage et conditions aux limites mécaniques (Plaxis)

#### 4.4.4. PROCEDURE DE MODELISATION :

Avant d'entamer les calculs, on doit introduire les caractéristiques physiques, mécaniques et élastiques selon le modèle de comportement choisi.

**Phase 0** : initialisation des contraintes (procédure K0)

Au début on ne tient compte que de la fondation, on désactivé tous les éléments de la digue, et on adopte la pression de terre de la fondation  $K_0 = 1 - \sin \varphi$ .

On suppose que le niveau d'eau ou la nappe phréatique est à la surface puis on génère les pressions interstitielles et les contraintes hydrostatiques

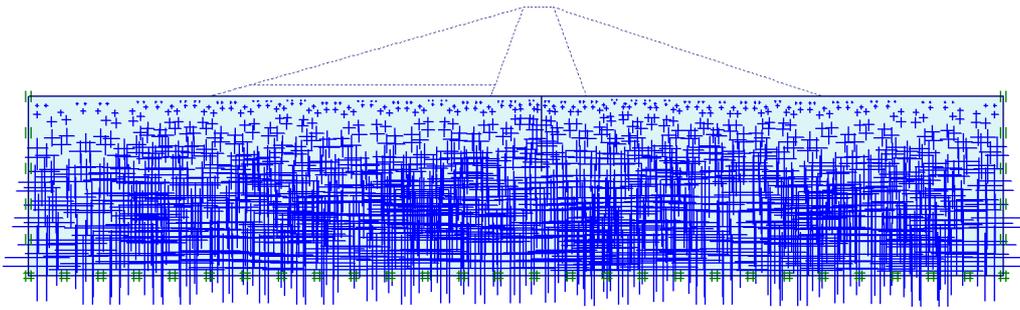


Figure 4.7 : Distribution des pressions interstitielles au niveau de la fondation

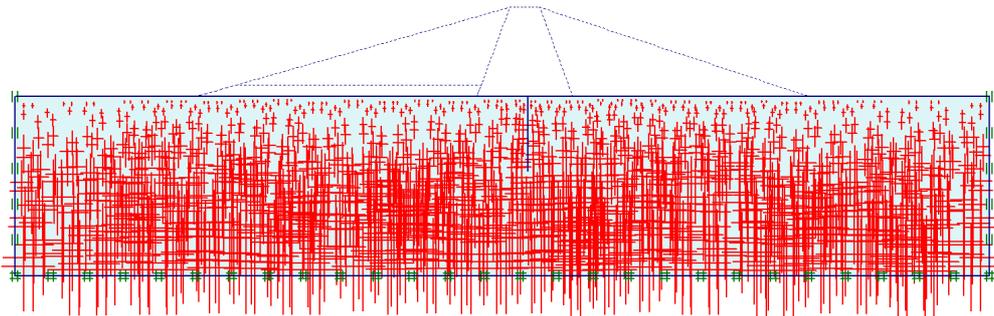


Figure 4.8 : Distribution des contraintes initiales

• **Phase 1** : on active les éléments désactivés et on calcule les contraintes et les déplacements

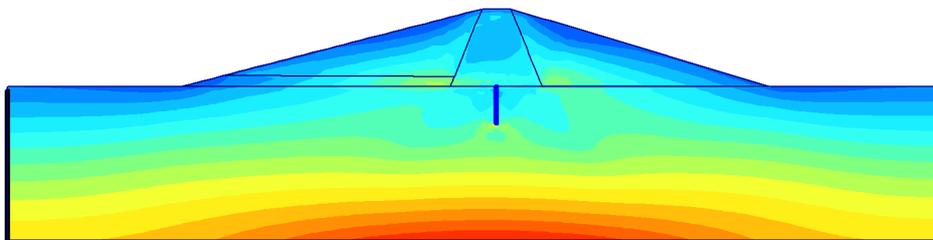


Figure 4.9 : Distribution des contraintes effectives horizontales

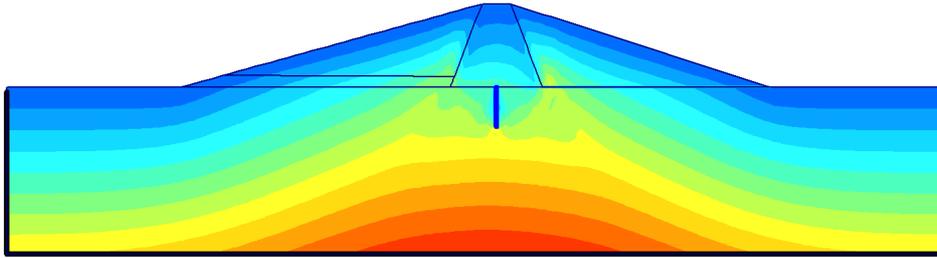


Figure 4.10 : Distribution des contraintes effectives verticales

Le déplacement total maximal est estimé et localisé. On note que le déplacement vertical (le tassement) maximal est au niveau du noyau proche de la crête alors que le déplacement horizontal est au niveau du talus aval proche de la crête aussi.

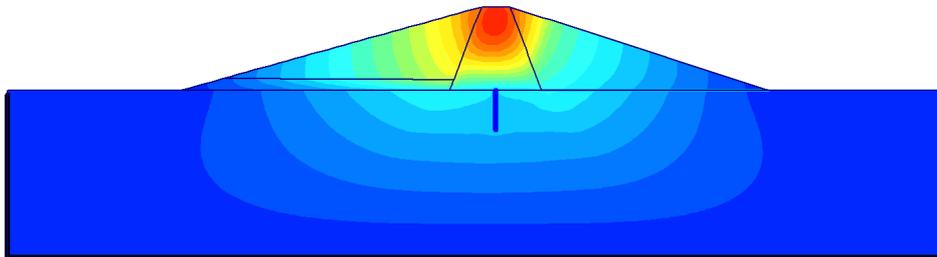


Figure 4.11: Déplacements totaux, cas fin de construction

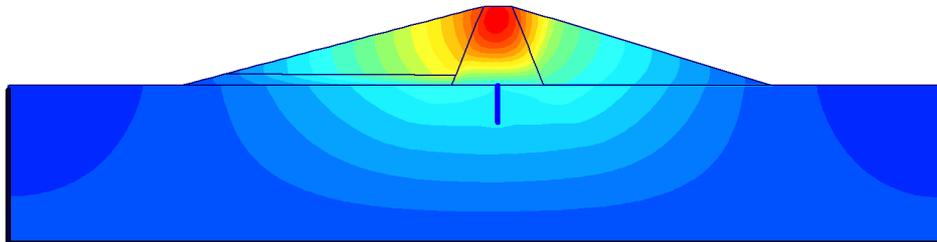


Figure 4.12: Déplacements verticaux, cas fin de construction

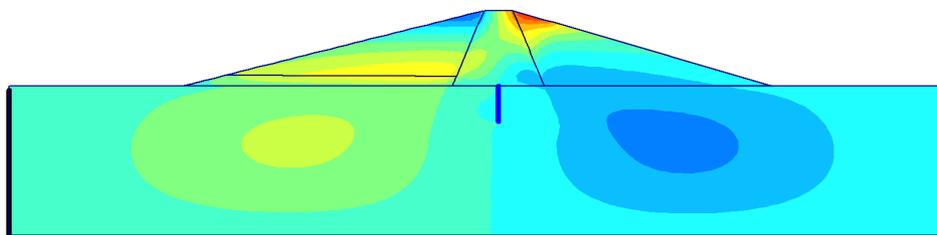


Figure 4.13 : Déplacements horizontaux, cas fin de construction

• **Phase 2** : calcul du coefficient de sécurité

Le calcul se déroule en 2 étapes :

- Application du poids propre des matériaux (en conditions drainées) pour simuler le déplacement du barrage après la construction.
  - Calcul du facteur de sécurité à la rupture final par la méthode « c-φ réduction » de PLAXIS (qui consiste à réduire les paramètres  $c'$  et  $\phi$  des matériaux jusqu'à obtenir la rupture)
- Les figures suivantes montrent le maillage déformé, la répartition des déplacements horizontaux et les contraintes de cisaillement dans le barrage

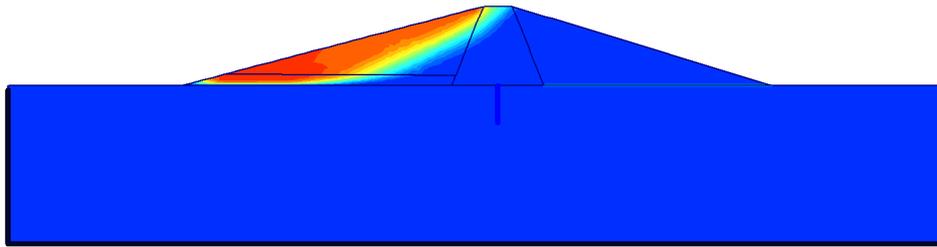


Figure 4.14: Surface de glissement (fin construction)

Le talus aval est plus stable que celui d'amont. Le coefficient de sécurité du talus amont est inférieur à celui d'aval.

• **Phase 3** : afin d'effectuer un calcul hydraulique, on doit fixer les conditions aux limites hydrauliques. Il faut rentrer « à la main » la ligne de pression nulle du barrage, en amont et en aval de la digue et on doit aussi fixer les lignes de courant à la base et aux frontières verticales de la fondation. Plaxis calcule ensuite la répartition des pressions interstitielles. Les figures 4.15 et 4.16 représentent la ligne de saturation, le degré de saturation et la distribution des pressions interstitielles dans le barrage en terre zoné.

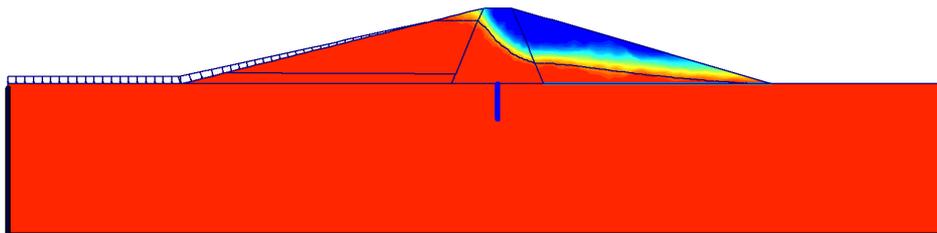


Figure 4.15: Ligne de saturation et degré de saturation (Plaxis).

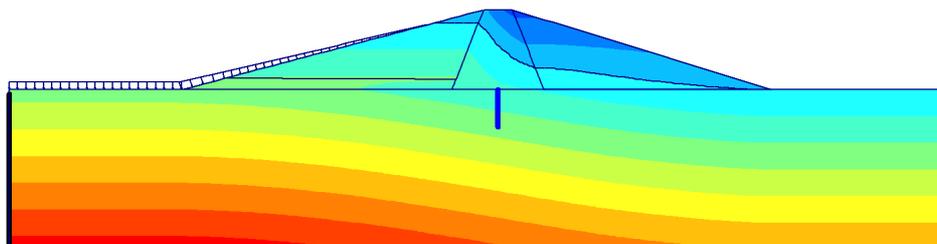


Figure 4.16 : Distribution des pressions interstitielles

• **Phase 4** : Le calcul hydraulique a été effectué à l'aide du logiciel dans la phase précédente. Les pressions interstitielles seront utilisées dans le calcul des contraintes et des déplacements en régime permanent qui correspond à un fonctionnement normal de la retenue.

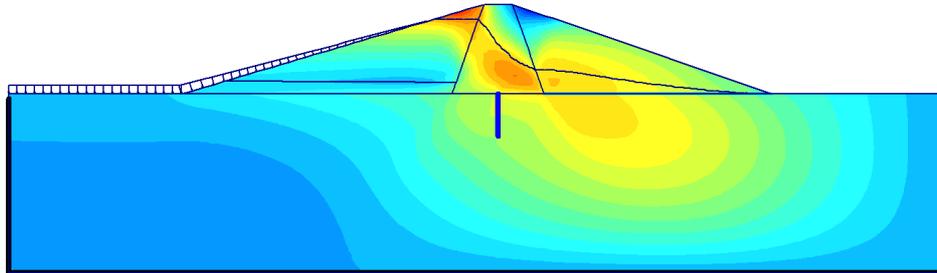


Figure 4.17 : Répartition des déplacements horizontaux (fonctionnement normale)

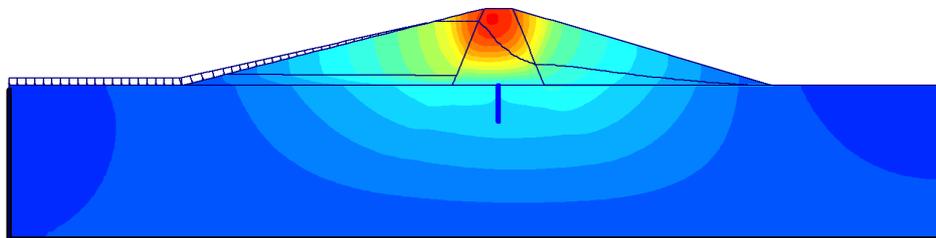


Figure 4.18: Répartition des déplacements verticaux (régime permanent)

• **Phase 5** : Les pressions interstitielles seront utilisées aussi dans le calcul de stabilité en régime permanent qui correspond à un fonctionnement normal de la retenue.

Le calcul de stabilité se déroule en 2 étapes :

- Application du poids propre des matériaux (en conditions drainées) pour simuler le déplacement du barrage après la construction, avec prise en compte de la pression interstitielle.
- Calcul du facteur de sécurité à la rupture final par la méthode « c- $\phi$  réduction » de PLAXIS (qui consiste à réduire les paramètres  $c'$  et  $\phi$  des matériaux jusqu'à la rupture)

Les figures suivantes montrent le maillage déformé, la répartition des déplacements et les contraintes de cisaillement dans le barrage

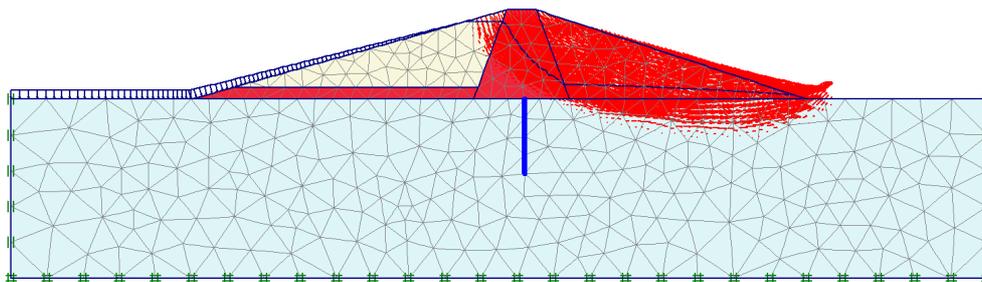


Figure 4.19 : concentration des vecteurs de déplacement (fonctionnement normal)

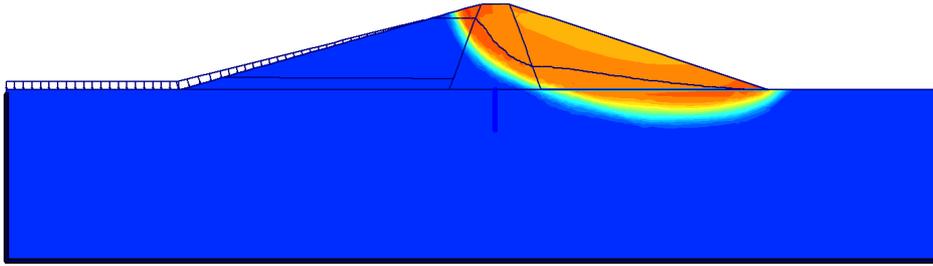


Figure 4.20 : surface de glissement (fonctionnement normal)

• **Phase 6** : Un dernier cas de charge à considérer est le cas d'une vidange rapide. En cas de vidange rapide, l'eau dans le barrage n'a pas de temps de s'évacuer et il est important de connaître le comportement du barrage dans ce cas. Nous avons effectué le modèle suivant : On vide totalement (cas extrême) le réservoir et on calcule les pressions interstitielles.

• **Phase 7** : on calcule les contraintes et les déplacements

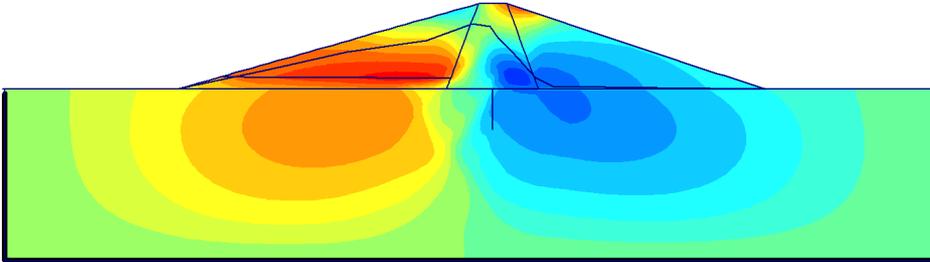


Figure 4. 21 : répartition des déplacements horizontaux (**vidange rapide**)

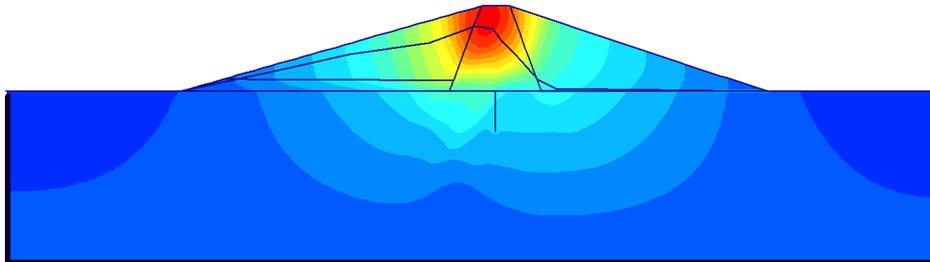


Figure 4.22 : répartition des déplacements verticaux (**vidange rapide**)

• **Phase 8**: calcul du coefficient de sécurité

Le calcul de stabilité se déroule en 2 étapes :

- Application du poids propre des matériaux (en conditions non drainées) pour simuler le déplacement du barrage après la vidange rapide, avec prise en compte de la pression interstitielle calculée dans la phase 5.
- Calcul du facteur de sécurité à la rupture final par la méthode « c- $\phi$  réduction » de PLAXIS (qui consiste à réduire les paramètres  $c'$  et  $\phi$  des matériaux jusqu'à la rupture)

Les déplacements et les contraintes de cisaillement calculés nous indiquent une rupture éventuelle sur la pente amont en cas de vidange rapide. Cependant, le coefficient de sécurité calculé est plus faible. Néanmoins, les hypothèses considérées ici sont extrêmes (vidange instantanée du barrage très peu réaliste), et en réalité une bonne partie de l'eau a déjà pu s'évacuer au cours de la vidange. Cette valeur du coefficient de sécurité pessimiste est donc acceptée sans problème.

Les figures suivantes montrent le maillage déformé, la répartition des déplacements horizontaux et les contraintes de cisaillement dans le barrage

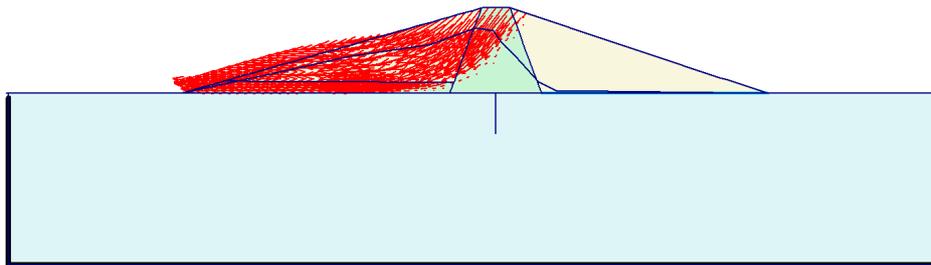


Figure 4.23 : concentration des vecteurs de déplacement (**vidange rapide**)

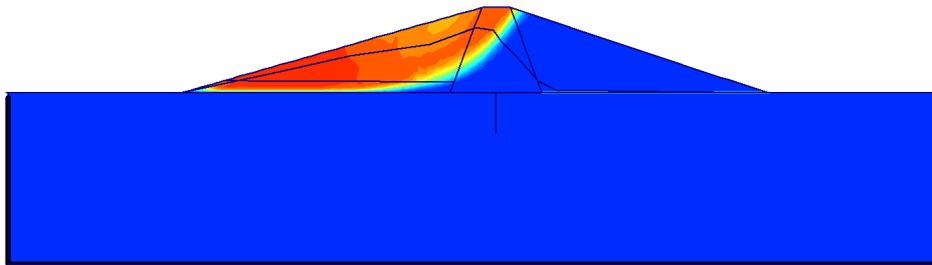


Figure 4.24 : surface de glissement (**vidange rapide**)

#### 4.4.5. MODELE DE COMPORTEMENT DE MOHR-COULOMB :

Les résultats de simulation en utilisant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb sont récapitulés dans le tableau 4.3.

cas	Déplacement total (cm)	Déplacement horizontal (cm)	Tassement (cm)	Coefficient de sécurité
Fin construction	70.9	14.4	71	2.04
Fonctionnement normal	64.7	14.6	65	2.09
Vidange rapide	78.7	15.2	78.7	1.48

Tableau 4.3 : résultats de simulation du barrage (**comportement Mohr-Coulomb**)

**4.4.5.1 INFLUENCE DU COEFFICIENT DE POISSON «  $\nu$  » :**

On essaye de voir l'influence du coefficient de Poisson sur les résultats de calcul. Pour cela on va diminuer le coefficient de Poisson de 0.05 et cela pour chaque matériau les résultats sont regroupés dans le tableau 4.4 :

cas	Déplacement total (cm)	Déplacement horizontal (cm)	Tassement (cm)	Coefficient de sécurité
Fin construction	82.9	17.9	83	2.04
Fonctionnement normal	76.9	17.7	77.4	2.09
Vidange rapide	91.7	16.5	91.8	1.48

Tableau 4.4 : résultats de simulation du barrage avec diminution de  $\nu$  (comportement Mohr-Coulomb)

On constate que les déplacements ont augmenté considérablement. L'augmentation est de 12cm environ soit 16.9%. Il est donc important de prendre les valeurs de  $\nu$  avec précaution. Le coefficient de Poisson n'intervient pas dans le calcul de stabilité c'est pourquoi les valeurs des coefficients de sécurité sont restées constantes.

**4.4.6. MODELE DE COMPORTEMENT DE HSM :**

La procédure adaptée est la même que précédemment et le seul changement est dans les caractéristiques élastiques des sols.

- ✓ Le premier cas on a pris un module d'Young analogue à celui pris dans le modèle de Mohr-Coulomb.
- ✓ Le deuxième cas, les différentes valeurs du module d'élasticité sont prises en fonction de la profondeur et les contraintes effectives.

Le problème qu'on a rencontré est le choix des valeurs des paramètres utilisés dans les calculs.

**a) Cas 1 :**  $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = E_{50}$  avec  $m_{noyau} = 0.5$

Au début, les valeurs adoptées pour  $E_{50}^{ref}$  et  $E_{oed}^{ref}$  sont égales au module d'Young

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

cas	Déplacement total (cm)	Déplacement horizontal (cm)	Tassement (cm)	Coefficient de sécurité
Fin construction	107	28	107	2.04
Fonctionnement normal	105	24.7	105	2.09
Vidange rapide	109	27.4	109	1.48

Tableau 4.5 : résultats de simulation  $m_{\text{noyau}} = 0.5$  (**comportement HSM**)  $E_{50}^{\text{ref}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = E_{50}$

**b) Cas 2 :** calcul de  $E_{50}^{\text{ref}}$  et  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  avec  $m_{\text{noyau}} = 1$  et  $m_{\text{recharge et fondation}} = 0.5$

Puis, on a calculé les valeurs du paramètre  $E_{50}^{\text{ref}}$  et  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  en utilisant la formule « 3.6 » (voir chapitre 3)

$$\text{et la formule } E_{\text{ur}} = E_{50}^{\text{ref}} \left[ \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right]^m \quad \text{avec } p^{\text{ref}} = 100 \text{ (kpa)} \quad (4.1)$$

Les résultats sont groupés dans le tableau 4.6 en prenant l'exposant  $m=1$  pour le noyau et  $m=0.5$  pour la recharge et la fondation

cas	Déplacement total (cm)	Déplacement horizontal (cm)	Tassement (cm)	Coefficient de sécurité
Fin construction	132	39.5	131	2.04
Fonctionnement normal	129	35.7	129	2.09
Vidange rapide	135	39.7	135	1.48

Tableau 4.6 : résultats de simulation avec  $m_{\text{noyau}} = 1$  et  $m_{\text{recharge et fondation}} = 0.5$   
**(Comportement HSM)**

**c) Cas 3 :**  $m_{\text{noyau}} = 0.5$

Si on attribue la valeur de 0.5 à l'exposant du noyau, les déplacements augmenteront comme illustré dans le tableau 4.7.

cas	Déplacement total cm	Déplacement horizontal	tassement	Coefficient de sécurité
Fin construction	121	32.6	120	2.04
Fonctionnement normal	118	28.7	118	2.09
Vidange rapide	124	32.7	124	1.48

Tableau 4.7 : résultats de simulation  $m_{\text{noyau}} = 0.5$  (comportement HSM)

**d) Cas 4 :**  $m_{\text{noyau}} = 0.5$  et  $C = 0$

On néglige la cohésion des différents matériaux dans le calcul de  $E_{50}^{\text{ref}}$  et  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  en appliquant les relations suivantes :

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} (\sigma'_3/p_{\text{ref}})^m ; E_{\text{ur}} = E_{\text{ur}}^{\text{ref}} (\sigma'_3/p_{\text{ref}})^m , E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} (\sigma'_1/p_{\text{ref}})^m \quad (4.2)$$

On obtient alors des déplacements plus importants, les résultats sont présentés dans le tableau 4.8.

cas	Déplacement total (cm)	Déplacement horizontal (cm)	Tassement (cm)	Coefficient de sécurité
Fin construction	142	39	142	2.04
Fonctionnement normal	139	34.8	139	2.09
Vidange rapide	145	39.4	145	1.48

Tableau 4.8 : résultats de simulation  $m_{\text{noyau}} = 0.5$  et  $c = 0$  (comportement HSM)

**e) Cas 5 :**  $m_{\text{noyau}} = 1$  et  $c = 0$

cas	Déplacement total (cm)	Déplacement horizontal (cm)	Tassement (cm)	Coefficient de sécurité
Fin construction	156	47.5	155	2.04
Fonctionnement normal	153	43.4	153	2.09
Vidange rapide	159	46.8	158	1.48

Tableau 4.9 : résultats de simulation  $m_{\text{noyau}} = 1$  et  $c = 0$  (comportement HSM)

Les résultats obtenus dépendent principalement des formules utilisées et le choix de la valeur de l'exposant influe fortement sur les résultats. Toute augmentation de  $m$  conduit à un déplacement plus important.

**4.5. DISCUSSION DES RESULTATS DE LA SIMULATION :**

La prédiction des valeurs et de la localisation de déplacements maximaux dans les barrages en remblai est essentielle pour la conception appropriée du système d'instrumentation pour la surveillance du comportement réel. Les réponses aux conditions de chargement sont

différentes pour chaque type de barrage et la conception du système d'instrumentation ne peut pas être standardisée.

**4.5. 1.CAS FIN CONSTRUCTION :**

La figure suivante montre les déplacements totaux à travers la déformation du maillage amplifiée de 20 fois.

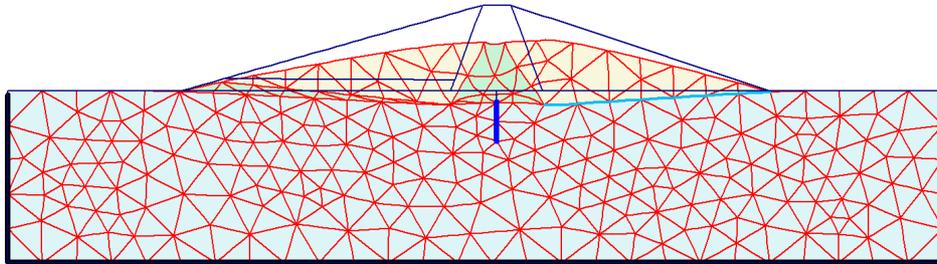


Figure 4.25 : Déformation du maillage

Les tassements du barrage sont assez réguliers et leur amplitude est liée à la hauteur du remblai. Le déplacement vertical maximal semble être au niveau du noyau. Le tassement de la fondation du au remblai est plus faible par rapport à celui du noyau figure 4.26

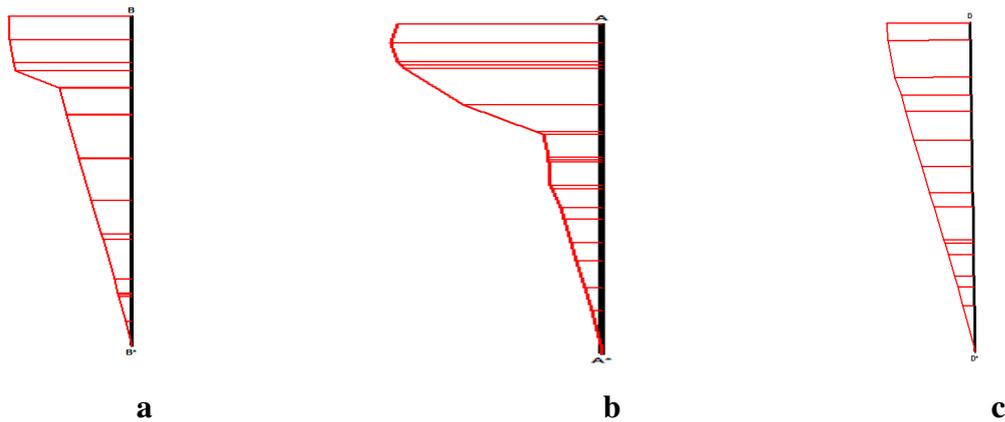


Figure 4.26 : tassement du barrage et de sa fondation

a : talus amont ; b : noyau et c : talus aval

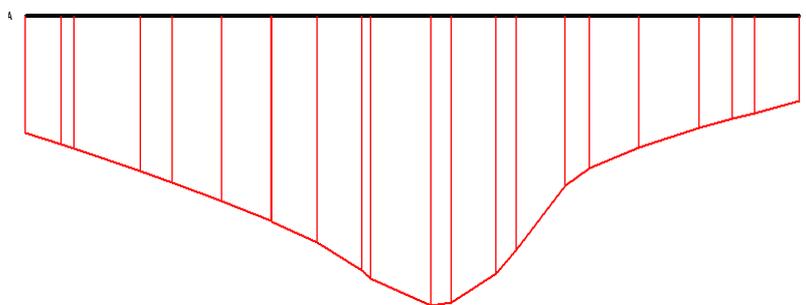


Figure 4.27 : Tassements du barrage à mi-hauteur de la digue

On constate aussi que Le coté amont s'est déplacé plus que le coté aval cela est du probablement au tapis d'argile sur lequel s'appuie le coté amont.

La même remarque sur les déplacements horizontaux qui sont plus accentué sur le coté amont  
Les déplacements sont orientés vers l'amont et le lit d'oued et sont maximaux en amont.

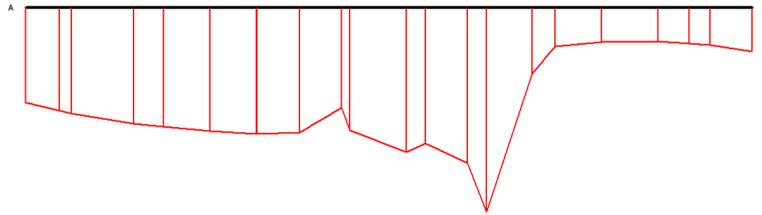


Figure 4.28 : déplacement horizontal du barrage à mi-hauteur de la digue

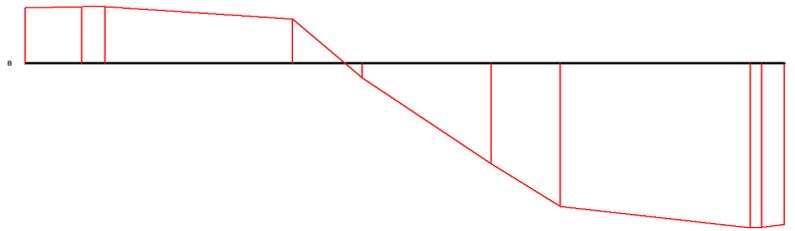


Figure 4.29 : déplacement horizontal du barrage à un niveau proche de la crête

A un niveau proche de la crête la recharge se déplace vers le noyau et on remarque que le vecteurs déplacements ont des sens opposés de part et d'autre du noyau

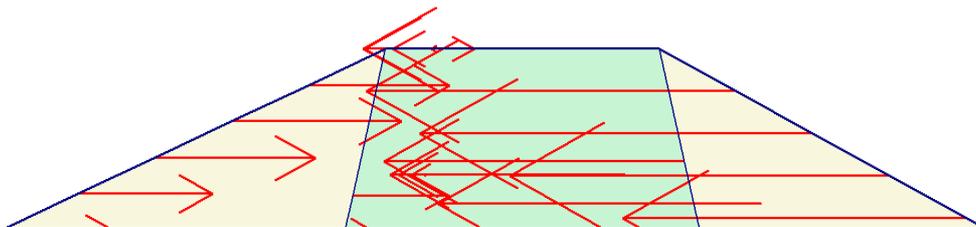


Figure 4.30 : déplacement horizontal du barrage à un niveau proche de la crête

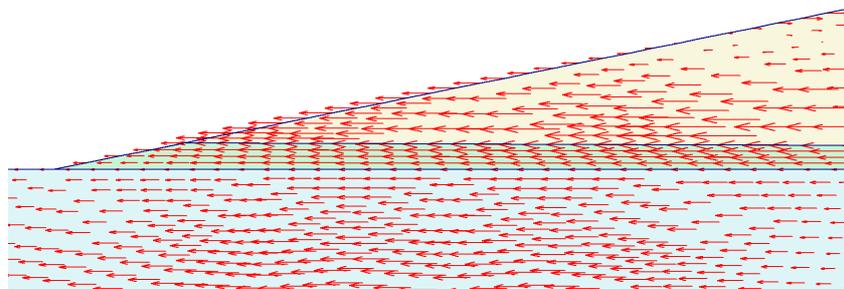


Figure 4.31 : vecteurs déplacement horizontal du barrage au niveau du talus amont

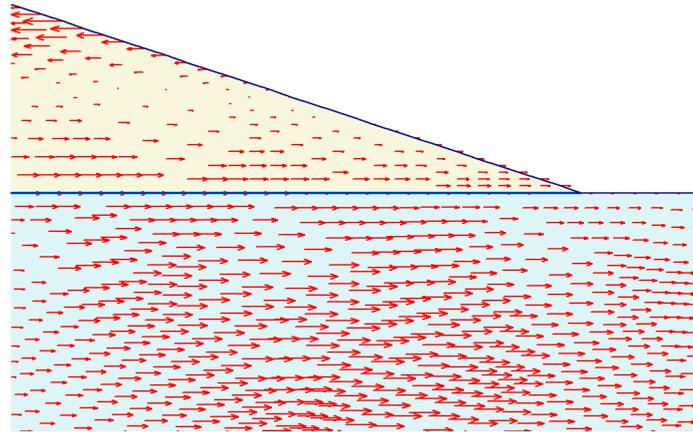


Figure 4.32: vecteurs déplacement horizontal du barrage au niveau du talus aval s

#### 4.5. 2.CAS FONCTIONNEMENT NORMAL :

A cause de la charge d'eau appliquée sur le coté amont le barrage tend à se déplacer vers l'aval figure 4.33 :

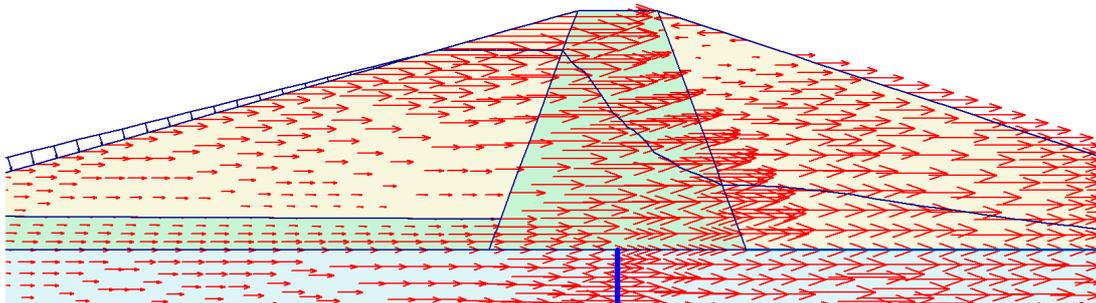


Figure 4.33 : Vecteurs déplacement horizontal (fonctionnement normal)

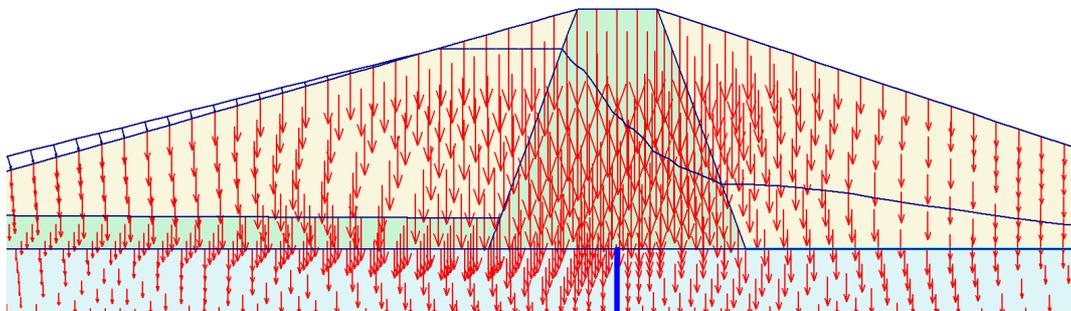


Figure 4.34 : Vecteurs déplacement vertical (fonctionnement normal)

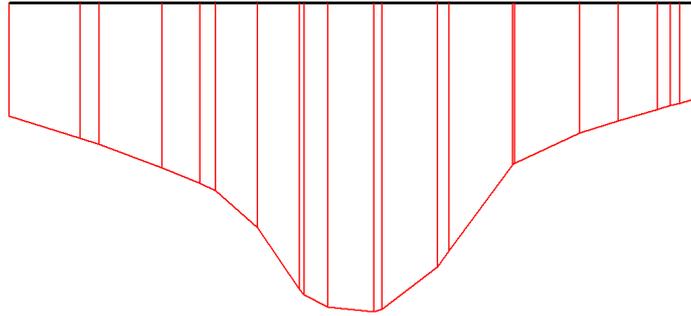


Figure 4.35 : Déplacement vertical à mi-hauteur (fonctionnement normal)

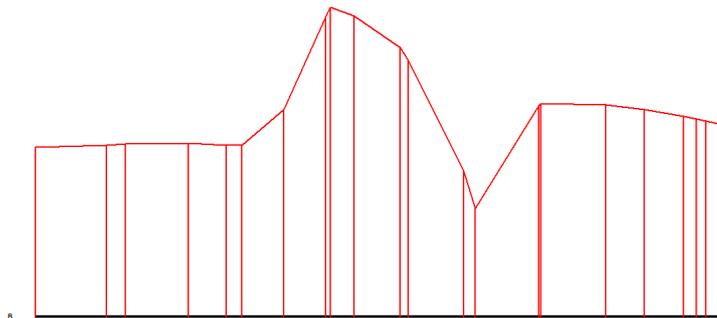


Figure 4.36 : Déplacement horizontal à mi-hauteur (fonctionnement normal)

S'il y 'aura un glissement il sera dans le coté aval car le coté amont est stabilisé par le poids de l'eau ce qui est confirmé par les calculs.

#### 4.5. 3.CAS VIDANGE RAPIDE :

Dans ce cas les déplacements horizontaux sont orientés ver l'extérieur sauf au niveau de la crête où les déplacements sont orientés vers le centre et les déplacements du coté aval sont plus importants que ceux du talus amont.

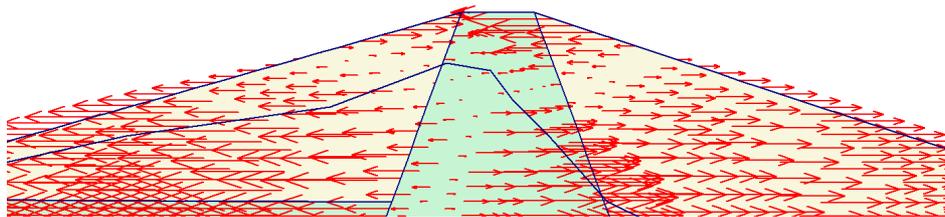


Figure 4.37 : Vecteurs déplacement horizontal (vidange rapide)

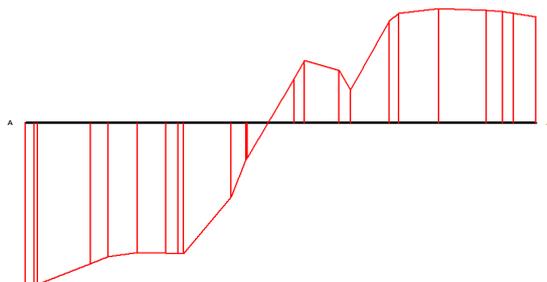


Figure 4.38 : Déplacement horizontal à mi-hauteur (vidange rapide)

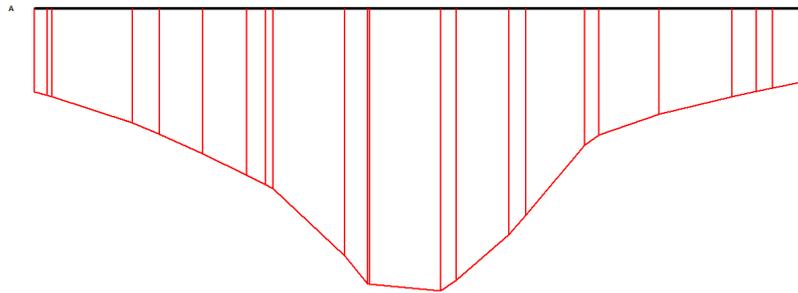


Figure 4.39 : Déplacement vertical à mi-hauteur (**vidange rapide**)

On remarque aussi qu'il y a un soulèvement dans la fondation du coté amont après la vidange du réservoir figure 4.40

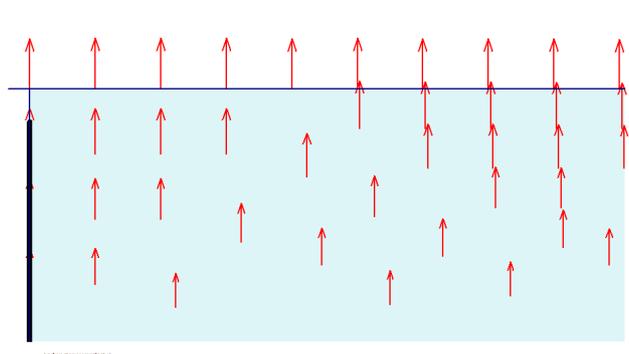


Figure 4.40 : soulèvement de la fondation amont (**vidange rapide**)

Le glissement aura lieu au niveau du talus amont à cause de la disparition du poids d'eau et la pression interstitielles entre les grains qui n'a pas eu le temps de se dissipée

#### **4.6. COMPARAISON DES RESULTATS DE LA SIMULATION :**

L'auscultation d'un ouvrage de génie civil, et plus particulièrement d'un barrage, consiste à suivre l'évolution d'un certain nombre de grandeurs physiques au moyen d'instruments spéciaux installés dans l'ouvrage: pendules, cocardes de visée, extensomètres pour quantifier les déplacements, les piézomètres qui indiquent les valeurs de la pression interstitielle, seuils de jaugeage des débits de fuite, etc...

Le diagnostic sur l'état de l'ouvrage s'appuie sur la comparaison de ces mesures avec les valeurs prédites par un modèle de comportement, une formulation mathématique qui traduit

au mieux les variations des grandeurs, en fonction du temps et/ou des conditions dans lesquelles se trouve l'ouvrage à un moment donné (température, degré de chargement,...).

Dans le cas du barrage Koudiet el Moudaor, les déplacements se sont continués au cours des huit années après la fin de la construction du barrage. Les déplacements verticaux ont atteint 745 mm, ce qui correspond à environ 0.82% H (hauteur du barrage). En général pour ce type de barrage, on considère que les tassements se sont stabilisés quand ils deviennent inférieurs à 0,02% H par année. Dans le cas du barrage, le tassement moyen en crête au cours des deux dernières années a été de 0, 2% par année. Ceci signifie que les déformations du barrage ne se sont pas stabilisées. Toutefois les déplacements horizontaux, qui suivent un mécanisme différent de déformation que le mécanisme de la consolidation, exigent davantage d'études. On devrait noter que les déplacements horizontaux maximum n'ont pas lieu à la crête seulement mais sur le talus amont. Ceci devrait être pris en considération lors de la conception du système de surveillance géodésique

Le tableau suivant présente les résultats d'auscultation du tassement enregistrés au niveau de la section choisie.

<b>Profil</b>	<b>Anneau</b>	<b>côte initiale</b>	<b>côte actuelle</b>	<b>Valeur</b>
<b>16GB</b>  <b>N°:TCL</b> <b>03</b>  <b>côte de</b> <b>tête</b> <b>997</b>	1	995,925	995,35	-0,575
	2	992,925	992,41	-0,515
	3	989,925	989,18	-0,745
	4	986,925	986,23	-0,695
	5	983,925	983,18	-0,745
	6	980,925	980,22	-0,705
	7	977,925	977,3	-0,625
	8	974,925	974,59	-0,335

Tableau 4.10 : valeurs des tassements enregistrées au niveau du noyau

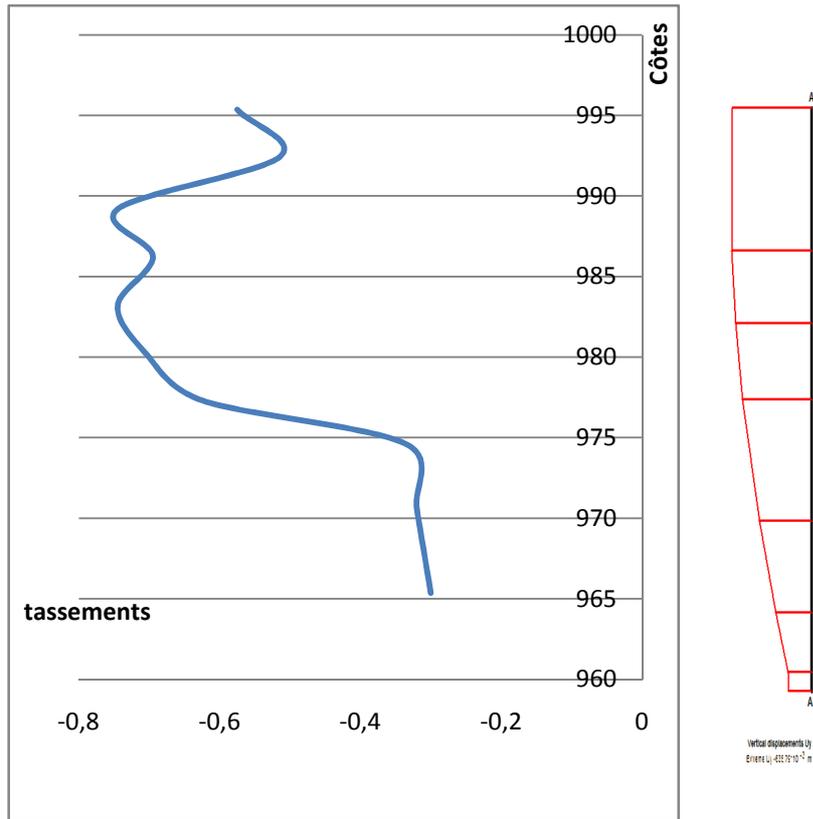


Figure 4.41 : comparaison entre les tassements calculés et ceux enregistrés

**On constate que les deux courbes ont une allure similaire et les fluctuations dans la courbe enregistrée sont dues au niveau d'eau qui change à cause de l'exploitation du barrage et l'alimentation.**

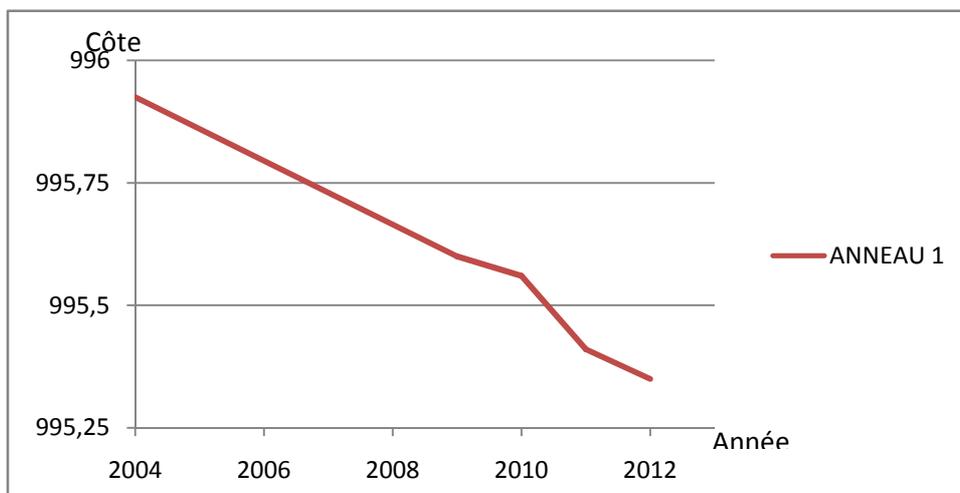


Figure 4.42: valeurs des tassements enregistrées au niveau de l'anneau 1 du noyau

Le tassement au niveau de l'anneau tend à se stabiliser mais le tassement se poursuivra dans les prochaines années figure 4.43

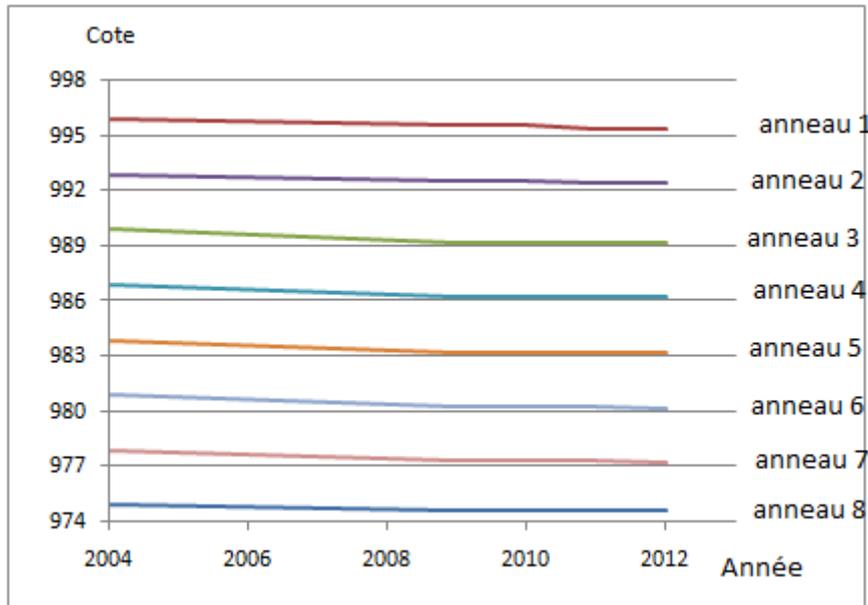


Figure 4.43 : valeurs des tassements enregistrées au niveau des anneaux de la section 16GB du noyau

On ne peut comparer les tassements calculés à ceux enregistrés car les paramètres utilisés dans les calculs ne sont pas fournis par les documents du barrage. Les valeurs des paramètres utilisés sont obtenues à partir de projets similaires de la région. On ne peut aussi commenter l'utilisation des deux modèles de comportement Mohr-Coulomb et HSM.

#### 4.7. CONCLUSION :

Le modèle de Mohr Coulomb donne des déplacements inférieurs à ceux du modèle HSM mais le comportement général de la digue est semblable dans les deux modèles.

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

- en fin de construction

\*les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'extérieur au niveau des deux talus à la base. Les déplacements horizontaux sont plus grands dans l'amont car le talus repose sur le tapis étanche en argile.

\* le tassement maximal est au niveau du noyau. Le résultat est logique car le module d'élasticité de l'argile est faible par rapport à la fondation et à la recharge.

\* on constate aussi que le tassement dans le talus amont est plus grand que celui dans le coté aval.

\* Les tassements du barrage sont assez réguliers et leur amplitude est liée à la hauteur du remblai.

-En fonctionnement normal :

\* on constate que le tassement maximal diminue par rapport à la fin de construction et cela revient au gonflement de l'argile saturée. Le tassement est encore accentué au niveau du noyau et du talus amont.

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

\* Les déplacements horizontaux sont plus grands dans l'aval sauf au niveau de la crête.

- En vidange rapide,

\*à cause de l'élimination de la charge d'eau les deux talus s'orientent vers l'extérieur mais les déplacements sont plus marqués dans le talus amont.

\*On remarque un soulèvement au niveau de la fondation du coté amont (élimination de la charge et gonflement des grains).

-le modèle de comportement HSM est sensible au choix des paramètres d'élasticité et à l'exposant m.

-le modèle de comportement de Mohr-Coulomb est sensible à la valeur du coefficient de Poisson. Une légère diminution de ce coefficient conduit à une augmentation des déplacements.

## ***CONCLUSION GENERALE***

## CONCLUSION GENERALE

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

L'auscultation des barrages est une démarche très proche de celle du médecin associant, l'observation des phénomènes et la mesure de grandeurs liées à ceux-ci, la démarche part de l'observation des faits et s'appuie sur des modèles théoriques ou lois physiques peu à peu élaborés au cours d'une longue histoire de l'observation des comportements des matériaux et des structures, elle permet d'avancer dans une connaissance de plus en plus poussée de l'état de ces structures et de leur niveau de sécurité, pour les concevoir de façon sûre et économique.

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

### 1. En fin de construction

- les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'extérieur au niveau des deux talus à la base.
- Les déplacements horizontaux et verticaux sont plus grands dans l'amont car le talus repose sur le tapis étanche en argile.
- le tassement maximal est localisé au niveau du noyau. Ce qui est confirmé par la théorie.
- Le talus amont est moins stable que le talus aval malgré que sa pente est plus douce et cela revient au tapis étanche.

### 2. En fonctionnement normal :

- on constate que le tassement maximal diminue par rapport à la fin de construction et cela revient au gonflement de l'argile saturée. Le tassement est encore accentué au niveau du noyau et du talus amont.
- les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'aval au niveau des deux talus à la base à cause de la charge d'eau et les pressions hydrostatiques appliquées sur le talus amont.

- Les déplacements horizontaux sont plus grands dans l'aval sauf au niveau de la crête loin de la surface d'eau.
  - Le talus aval est moins stable ce qui est confirmé par les études antérieures.
3. En vidange rapide,
- à cause de l'élimination de la charge d'eau les deux talus s'orientent vers l'extérieur mais les déplacements sont encore plus marqués dans le talus amont.
  - Les déplacements calculés dans cette phase sont les plus importants.
  - On remarque un soulèvement au niveau de la fondation du côté amont (élimination de la charge et gonflement des grains).
  - Le talus amont est moins stable ce qui est confirmé par les études antérieures.
4. Le modèle de comportement HSM est sensible au choix des paramètres d'élasticité et surtout à l'exposant  $m$ .
5. Le modèle de comportement de Mohr-Coulomb est sensible à la valeur du coefficient de Poisson. Une légère diminution de ce coefficient conduit à une augmentation des déplacements.
6. Le modèle de Mohr -Coulomb donne des déplacements inférieurs à ceux du modèle HSM mais le comportement général de la digue est semblable dans les deux modèles.
7. les tassements calculés ne sont pas comparés à ceux enregistrés car les paramètres utilisés dans les calculs ne sont pas fournis par les documents du barrage. Les valeurs des paramètres utilisés sont obtenues à partir de projets similaires de la région. On ne peut aussi commenter l'utilisation des deux modèles de comportement Mohr-Coulomb et HSM.

***RÉFÉRENCES  
BIBLIOGRAPHIQUES***

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **AILLERET .P.**, «l'énergie hydraulique» collection de la direction des études et recherches d'électricité en France.

[2] **A.N.B.** « dispositif d'auscultation » 1<sup>er</sup> trimestre 2001.aménagement du barrage KOUDIETE MEDAOUAR TIMGAD –BATNA-

[3] **ALONSO, E. E., OLIVELLA, S. & PINYL, N. M.** 2005. « A review of beliche dam. geotechnique, 55, 267–285. »

[4] **BOULON.M ET FLAVINGNY.E.**, «pratique éclairée des éléments finis en géotechnique».

[5] **BENAISSA. A.**, «glissements de terrain calcul de stabilité».

[6] **BERNARD. G, COYNE ET BELLIER,** « la sécurité prise au niveau de la conception »

[7] **BLONDEAU .F.** « les méthodes d'analyse de stabilité». BULL. LABO. P. ET CH., SPECIAL, P. 56-62, MARS 1976.

[8] **COSET .J.ET SANGLERAT.G.** , « Cours pratique des sols».TOME 1ET TOME 2, DUNOD, 1983.

[9] **CLOUGH, R., & WOODWARD III, R.** (1967). « Analysis of embankment stresses and deformations ». Soil mechanics and foundations division proceeding of the asce, P. 529 - 549. »

[10] **COSTET.J ETSANGLURAT.G.**, « cours pratique de mécanique des sols».TOME 1 ET TOME 2, DUNOD ,1983

[11] **CFGB.** (2004) « curite des digues fluviales et de navigation ».ANTONY : CEMAGREF EDITIONS 601 P.

[12] **CFGB.** (1997) « érosion interne »: TYPOLOGIE, DETECTION ET REPARATION IN : BARRAGES ET RESERVOIRS N° 6, LE BOUGLET DU LAC CFGB – EDF, PP 126.

[13] **CEPRI,** « les digues de protection contre les inondations» DECEMBRE 2008 / ISSN EN COURS

[14] **DAMIEN .S** (2005) « évaluation de la performance des digues de protection contre les inondations» thèse de doctorat, université de marne-la-vallée

[15] **DURAND .J.M ; ROYET. P ET MÉRIAUX .P**, «technique des petits barrages en Afrique sahélo-saharienne et équatoriale».

[16] **DURAND .J-M, MERIAUX .P ET ROYET .P .**, « Technique des petits barrages en Afrique sahélo-saharienne et équatoriales »

[17] **DO VAN CIEU.**, « Constructions hydraulique (destine aux étudiant de l'institut d'hydraulique) » BATNA 1992

[18] **DEGOUTT .G** . (2003). « les mécanismes de rupture des digues».GRENOBLE : ENGREF, FORMATION CONTINUE, SUPPORT D'INTERVENTION, 32 P

[19] **EPFL LABORATOIRE DE CONSTRUCTION HYDRAULIQUE.**, « Barrage en remblai»

[20] **GOGNEL.B COYNE ET BELLIER**, « la sécurité prise au niveau de la conception ».

[21] **HABIB .P**, « génie géotechnique » APPLICATIONS DE LA MECANIQUE DES SOLS ET DES ROCHES, ELLIPSES, 75015 P.

[22] **HOMMAGE LONDE.P**, « la sécurité des grands ouvrages »

[23] **HERZOG, M. A. M.** 1999. « Practical dam analysis, Thomas Telford»

[24] **JOSSEAUME .H**, « digues en terre». BULL.LABO. P. ET CH., NUMERO SPECIAL N (HYDRAULIQUE DES SOLS), P. 199-214, AVRIL 1970

[25] **LEPETIT L.** (2002) « étude d'une méthode de diagnostic des digues avec prise en compte du risque de liquéfaction». THESE DE DOCTORAT, UNIVERSITE BLAISE PASCAL - CLERMONT 2, 207 P.

[26] **LAUTRIN .D(DANIELLE)** « vieillissement et réhabilitation des petits barrages en terre »

[27] **LE DELLIOU .P**, « les barrages : conception et maintenance».

[28] **MARCHE .C ET VERZENI .G**, « barrage crues de rupture et protection civile ».DEUXIEME EDITION PRIX ROBERVAL 2004

- [29] **MERIAUX PATRICE, ROYET PAUL ET FOLTON CYRIL**, 2001, SURVEILLANCE ENTRETIEN ET DIAGNOSTIC DES DIGUES DE MINISTERE DE L'ECOLOGIE ET DES DEVELOPPEMENT DURABLE, « Les ruptures des barrage »
- [30] **NOVÁK, P. & NALLURI, C.** 2007. « hydraulic structures, taylor & francis. »
- [31] **LOUDIN .H**, «loi de comportement».NOTE DE COURS DE PLASTICITE
- [32] **PILOT (G.) ET MOREAU (M.)**. « La stabilité des remblais sur sols mous»—ABAQUES DE CALCUL.151 P., EYROLLES, PARIS (1973).
- [33] **CEMAGREF** « protection contre les inondations, guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires ».
- [34] **PILOT .G ET MOREAU .M**, « la stabilité des remblais sur sols mous» .ABAQUES DE CALCUL.151 P., EYROLLES, PARIS (1973).
- [35] **PATRICK LE DELLIU**, «les barrages : conception et maintenance».
- [36] **PHAM TUAN LONG**, 2008, « érosion et dispersion des sols argileux par un fluide ». THESE DE DOCTORAT EN GEOTECHNIQUE, ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES
- [37] **PLAISANT ALAIN** ; « analyse numérique du comportement sismique d'un barrage en enrochement avec un noyau en béton bitumineux ».THESE DE DOCTORAT ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL
- [38] **RAULIN .P, ROUQUES .G ET TOUBOL .A**, « calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire». RAPPORT DE RECHERCHE LPCNO 38, JUIN 1974
- [39] **ROLLEY.R ET KREITMANN .H .**, « Technique des barrages en aménagement rurale »
- [40] **ROYET.P .CEMAGREF**, « pathologie des barrage en service et orientation pour la recherche». ARTICLE
- [41] **Rémy .T**« ingénierie des ouvrages de protection contre les inondations» OUVRAGES DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS - NOVEMBRE 2010
- [42] **RAPID DRAW DOWN COURSE FOR EXPERIENCED PLAXIS USERS**

[43] **S .C.ROOMELECTRO-S.A** « synthèse des études géologiques, géotechniques barrage KOUDIATE-MEDAOUR » CONTRAT N°. PE-01/94

[44] **SCHLOSSER .F.** « éléments de mécanique des sols». 280 P., PRESSES DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES, PARIS (1989).

[45] **SCHLEISS, A. J. & POUGATSCH, H.** 2011. « Les barrages: du projet a la mise en service, »PPUR.

[46] **SILVANI, C.** 2007. « Une modélisation discrète du comportement mécanique des enrochements». PHD, UNIVERSITÉ DE PROVENCE AIX-MARSEILLE I.

[47] **TIM .S.** « manual on small earth dams» FAO IRRIGATION AND DRAINAGE PAPER 64

[48] **THIBAUT .D, HILT .A, SERVAN .O, OPTYKER .D, WANG .L.** 2010 « études de conception d'un barrage en enrochements au sep », ENPC - PROJET DEBARRAGE – GROUPE BLEU RAPPORT FINAL, ECOLE DES PONTS PARITECH.

[49] **VANIČEK.J ET VANIČEK.M.** , « earth structures in transport, water and environmental engineering»