

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

ANALYSE DES DEFORMATIONS DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS

**Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme
de master en génie civil**

Option : Infrastructure et Bases Géotechniques (Travaux Publics)

Présenté

Et soutenu publiquement par

Mr. LARBI Mohammed

Melle. MEZOUJDI Fatima Zohra

Le 2014, devant le jury ci-dessous

| | |
|--------------|-------------------------|
| Président : | Mr. N. HESSAINE |
| Encadreurs : | Mme. N. ROUISSAT |
| | Mr. B. ROUISSAT |
| Examineurs : | Mme. N. BOUCIF |
| | Mme. S. GHAZALI |

REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans ce mémoire a été réalisé sous la direction de Madame ROUISSAT Nadia et Monsieur ROUISSAT Bouchrit, à la Faculté de technologie, Université d'Abou Bekr Belkaid à Tlemcen.

Nous sommes conscients de la reconnaissance qu'on doit à nos encadreurs pour avoir dirigé ce travail et aussi pour les conseils éclairés et les encouragements qu'ils nous ont sans cesse prodigués tout au long de ce travail.

Nos vifs remerciements vont aux membres de jury, Monsieur BENYELLES Zoheir et madame GHAZALI Sabah. Qu'ils trouvent à travers ces expressions nos sincères remerciements pour l'honneur qui m'ont fait en acceptant d'examiner ce travail.

Nous remercions également Monsieur HESSAINE Nasreddine, d'avoir accepté de présider ce jury, nous lui en sommes très reconnaissants.

Il est agréable d'exprimer nos remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidé à élaborer ce mémoire et à toute personne ayant participé à notre "confection " que ce soit sur le plan éducatif ou instructif.

Dédicaces

Je dédie ce travail aux êtres les chers dans ma vie.

*A mes très chers, pour leur sacrifices et
leur encouragements, et qui grâce à eux j'ai pu
achever mes études.*

A mes parents

*Spécialement à ma mère décédée
et à mes frères Abderrahim et Sidahmed.*

A toute ma famille (Larbi & Attar)

*A mes couzines Khadijja & Nawel et bien sûr à Khaoula
(Abderrahmani).*

A tous mes amis, sans exception et en particuliers :

Reda, Yassine, Oussama, Fethi, les jumeaux Ilyes & Zohier...

Et aussi à Ikram, Asmaa.

A tous mes amis de 2eme année master Génie Civil

(Promotion 2013/2014).

A mon binôme Mezoudji Fatima Zohra

Enfin à tous ceux qui de près ou de loin, et a tout ce qui m'aiment.

Mohammed

Dédicaces

Je dédie ce travail aux êtres les chers dans ma vie.

*A mes très chers parents, pour leur sacrifices et
leur encouragements, et qui grâce à eux j'ai pu
achever mes études.*

*A mes sœurs Halima et Asmaa
et à mon frère Mohammed El Hachemi
A toute ma famille (MEZOUDDJI & MOKHTARI).*

A tous mes amis, sans exception et en particuliers :
Bouchra, Naziha, fatima, Salim et omar

*A tous mes amis de 2 ème année master Génie Civil
(Promotion 2013/2014).*

A mon binôme LARBI Mohammed

Enfin a tous ceux qui de près ou de loin, et a tout ce qui m'aiment.

Fatima Zohra

Table de matière

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION GENERALE | 1 |
| CHAPITRE I . LES BARRAGES EN ENROCHEMENTS. | |
| INTRODUCTION..... | 4 |
| I. LES BARRAGES EN REMBLAIS | 4 |
| II. LES TYPES DE BARRAGES EN REMBLAI..... | 6 |
| II.1 LES BARRAGES EN TERRE | 6 |
| II.1.1 LES BARRAGES HOMOGENE..... | 7 |
| II.1.2 BARRAGE A NOYAU..... | 8 |
| II.1.3 BARRAGE A MASQUE..... | 9 |
| II.2 BARRAGE EN ENROCHEMENT | 9 |
| II.2.1 BARRAGE EN ENROCHEMENT A MASQUE AMONT..... | 11 |
| II.2.1.1. DESCRIPTION DES BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT | 11 |
| II.2.1.2. CARACTERISTEQUES DES BARRAGES CFRD | 13 |
| i. CARACTERISTIQUES EN MATIERE DE CONCEPTION | 13 |
| ii. CARACTERISTIQUES AYANT TRAIT A LA CONSTRUCTION ET AU CALENDRIER D’EXECUTION | 14 |
| II.2.2. BARRAGE EN ENROCHEMENT A NOYAU CENTRAL..... | 16 |
| II.2.3. BARRAGE EN ENROCHEMENT A DIAPHRAGME..... | 17 |
| III. AVANTAGES ET PROBLEMES MAJEURS ASSOCIES AUX BARRAGES EN REMBLAI..... | 17 |
| III.1 AVANTAGES..... | 17 |
| III.2 LES PROBLEMES MAJEURS..... | 17 |
| IV. TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES | 17 |
| IV.1 OBJECTIF DU TRAITEMENT DES FONDATIONS..... | 17 |
| IV.2 ÉTANCHÉITÉ DE LA FONDATION..... | 18 |
| IV.3 DRAINAGE DE LA FONDATION..... | 20 |

| | |
|--|----|
| V. LES DISPOSITIFS DE CONTROLE ET DE MAITRISE DES INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES..... | 21 |
| V.1. INTRODUCTION..... | 21 |
| V.2. ÉTANCHÉITÉ DES BARRAGES..... | 21 |
| V.2.1. ETANCHEITE DE LA FONDATION..... | 21 |
| V.2.2. ETANCHEITE DU MASSIF..... | 22 |
| V.2.3. CHOIX DU SYSTEME D'ETANCHEITE..... | 23 |
| V.2.3.1 NOYAUX..... | 23 |
| i. NOYAU ARGILEUX COMPACTE..... | 23 |
| ii. NOYAU BITUMINEUX..... | 24 |
| V.2.3.2. MASQUE AMONT..... | 24 |
| i. MASQUE EN BETON DE CIMENT..... | 25 |
| ii. MASQUE EN ACIER..... | 25 |
| iii. MASQUE EN TERRE..... | 26 |
| iv. MASQUE EN BETON BITUMINEUX..... | 26 |
| V.3. ETANCHEITE ARTIFICIELLES DES BARRAGES..... | 26 |
| V.3.1. LES GEOMEMBRANES..... | 26 |
| V.3.1.1. CONCEPT DE L'UTILISATION DES GEOMEMBRANES DANS LES BARRAGES..... | 26 |
| V.3.1.2. UTILISATION DES GEOMEMBRANES DANS LES BARRAGES EN REMBLAI..... | 27 |
| V.3.1.3. CONCEPTION DES NOUVEAUX BARRAGES EN REMBLAI..... | 27 |
| V.3.1.4. PERFORMANCE DES BARRAGES EN REMBLAI AVEC GEOMEMBRANE..... | 29 |
| V.3.2. PAROI MOULEE..... | 30 |
| V.4. CARACTERISTIQUES DES GEOMEMBRANES..... | 31 |
| V.4.1. CARACTERISTIQUES ET PROPRIETES DES GEOMEMBRANES..... | 31 |

| | |
|--|----|
| V.4.2. CRITERES ET NORMES DE POSE..... | 34 |
| V.5. DRAINAGE ET LUTTE CONTRE L'EROSION MECANIQUE | 36 |
| V.5.1. CONSTITUTION ET REGLE DE CONCEPTION DES DRAINS ET FILTRES.... | 36 |
| V.5.1.1. LES DRAINS..... | 36 |
| V.5.1.2. LES FILTRES..... | 37 |
| V.5.1.3. LES GEOSYNTHETIQUES COMPOSITES..... | 37 |
| V.5.2. REGLES GENERALES DE DIMENSIONNEMENT DES DRAINS ET FILTRES.. | 38 |
| V.5.3. DRAINAGE DE LA FONDATION..... | 40 |
| V.6. UTILISATION DES GEOTEXTILES COMME FILTRE OU DRAIN | 41 |
| V.7. LES VOILES D'INJECTION ET DE DRAINAGE..... | 43 |
| CONCLUSION | 44 |

CHAPITRE II : MATERIAUX DESTINES A LA REALISATION DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS.

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION..... | 45 |
| I. DESCRIPTION DES ENROCHEMENTS DESTINES A LA CONSTRUCTION DES BARRAGES | 45 |
| II. CARACTERISTIQUES GENERALES DE BLOCS ROCHEUX | 46 |
| II.1. FORME DES BLOCS ROCHEUX..... | 46 |
| II.2. TAILLE D'UN BLOC ROCHEUX..... | 47 |
| II.3. ANALYSE DE LA FORME DE L'ANGULARITE DE L'ENROCHEMENT..... | 48 |
| II.3.1. FORME DE L'ENROCHEMENT..... | 48 |
| II.3.2. FACTEUR DE FORME..... | 50 |
| II.3.3. DEFINITION DE L'ANGULARITE | 52 |
| II.3.4. ANALYSE FRACTALE..... | 53 |
| II.3.5. RUGOSITE ET FROTTEMENT LOCAL..... | 54 |
| III. INFLUENCE DE LA PRESSION AU CONTACT : RUPTURE DES ASPERITES..... | 55 |
| IV. RESISTANCE D'UN BLOC ROCHEUX | 56 |

| | |
|--|----|
| IV.1. DETERMINATION DE LA RESISTANCE D'UN BLOC ROCHEUX | 56 |
| IV.2. CONCENTRATION DE DEFAUTS ET PROBABILITE DE RUPTURE..... | 57 |
| IV.3. PARAMETRES INFLUENCANT LA RESISTANCE DES BLOCS..... | 60 |
| IV.3.1. NATURE ET ETAT DE LA ROCHE..... | 60 |
| IV.3.2. FORME DES BLOCS | 60 |
| IV.3.3. INFLUENCE DE L'EAU..... | 60 |
| IV.4 INFLUENCE DU CONFINEMENT..... | 63 |
| V. COMPORTEMENT MECANIQUE DES ENROCHEMENTS | 64 |
| VI. INFLUENCE DE L'EAU SUR LE COMPORTEMENT DES ENROCHEMENTS..... | 65 |
| VII. EXPERIMENTATIONS SUR LES ENROCHEMENTS | 66 |
| VII.1. LE PROBLEME DE LA REPRESENTATIVITE DES ECHANTILLONS | 66 |
| VII.1.1. TRAITEMENT DE LA GRANULOMETRIE..... | 66 |
| VII.1.2. INFLUENCE DE LA METHODE DE COMPACTAGE..... | 67 |
| VII.2. TYPES D'ESSAIS DE CARACTERISATION DES ENROCHEMENTS AU LABORATOIRE..... | 68 |
| VIII. COMPORTEMENT S GENERAUX DES ENROCHEMENTS..... | 70 |
| VIII.1. GENERALITES : COMPORTEMENT DES MATERIAUX GRANULAIRES..... | 70 |
| VIII.2. SPECIFICITE DES ENROCHEMENTS | 72 |
| VIII.2.1. EFFET D'ECHELLE DANS LES ENROCHEMENTS | 72 |
| VIII.2.2. COURBURE DU CRITERE DE RUPTURE..... | 73 |
| VIII.2.3. COURBURE DES DROITES D'ETAT CRITIQUE ET DE COMPRESSION NORMALE..... | 73 |
| VIII.2.4. RELATION CONTRAINTE-DILATANCE | 74 |
| VIII.2.5. SPECIFICITE DU COMPORTEMENT DES ENROCHEMENT DENSES | 75 |
| IX. MODULE DE DEFORMATION DES ENROCHEMENTS..... | 76 |
| IX.1. Module des enrochements en phase de construction E_{rc} ou E_v | 76 |
| IX.2. Module des enrochements en phase de mis en eau E_{rc} ou E_v | 78 |

| | |
|---|-----------|
| IX.3. Relation entre E_T et E_V | 79 |
| X. LE PHENOMENE DE RUPTURE | 80 |
| X.1. ANALOGIE AVEC LE COMPORTEMENT DES SABLES SOUS FORTES CONTRAINTES..... | 80 |
| X.2. EFFET D'ECHELLE..... | 81 |
| X.3. INFLUENCE DE LA GRANULOMETRIE..... | 81 |
| X.4. TYPES DE RUPTURES | 82 |
| X.5. PARAMETRES FAVORISANT LA RUPTURE..... | 82 |
| X.6. DEFINITION DU TAUX DE RUPTURE..... | 83 |
| XI. CONSTITUTION DES MASSIFS D'ENROCHEMENTS | 83 |
| CONCLUSION | 86 |
| CHAPITRE III : ANALYSE DES DEFORMATIONS DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS. | |
| INTRODUCTION..... | 87 |
| I. LES MOUVEMENTS DES ENROCHEMENTS..... | 88 |
| I.1 UN MATERIAU GRANULAIRE NON COHERENT..... | 89 |
| I.2 INFLUENCE DE L'EAU SUR LES ENROCHEMENTS..... | 89 |
| I.3 IMPORTANCE DE L'ECRASEMENT..... | 90 |
| II. TYPES DE MOUVEMENT | 90 |
| III. CAUSE DES DEFORMATIONS DANS LES BARRAGES..... | 91 |
| IV. ANALYSE DE COMPORTEMENT DES BARRAGES EN ENROCHEMENT A MASQUE AMONT | 91 |
| IV.1. MODULE DE DEFORMATION | 91 |
| IV.2. ESTIMATION DU TASSEMENT EN COURS DE CONSTRUCTION..... | 94 |
| IV.3. MODULE DES ENROCHEMENTS EN PHASE DE MISE EN EAU E_{Tf} OU E_T | 97 |
| IV.4. ESTIMATION DE LA COMPRESSION EN COURS DE CONSTRUCTION..... | 99 |
| IV.5. ESTIMATION DE LA DEFORMATION DE LA DALLE DU MASQUE | 100 |

| | |
|---|-----|
| IV.6. ESTIMATION DE LA PERCOLATION DES FONDATIONS ET DE LA DALLE DU MASQUE..... | 102 |
| V. DEFORMATIONS DES BARRAGES A NOYAU CENTRAL | 102 |
| V.1. DEFORMATIONS VERTICALES..... | 102 |
| V.2. INFLUENCE DU REMPLISSAGE DU LAC SUR LES DEFORMATIONS..... | 107 |
| V.2.1. IMMERSION | 108 |
| V.2.2. INFLUENCE DE LA CHARGE AMONT..... | 108 |
| V.2.3. INFLUENCE DES INFILTRATIONS..... | 108 |
| V.3 INFLUENCE DE L'EXPLOITATION DE LA RETENUE..... | 110 |
| VI. CONSEQUENCE DES DEFORMATIONS..... | 111 |
| CONCLUSION | 111 |
| CHAPITRE IV : ANALYSE DES DEFORMATIONS DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS PAR LA MODELISATION. | |
| INTRODUCTION..... | 113 |
| I. DESCRIPTION DU MODEL D'APPLICATION (BARRAGE GHRIB)..... | 114 |
| I.1. SITUATION ET CARACTÉRISTIQUES | 114 |
| I.2. CONCEPTION..... | 115 |
| I.3. PROFIL DU BARRAGE GHRIB | 116 |
| II. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL SERVANT A L'ETUDE DES DEFORMATIONS DU BARRAGE..... | 118 |
| II.1. FONCTION D'ANSYS..... | 118 |
| II.2. INTERFACE GRAPHIQUE DU LOGICIEL | 119 |
| II.3. PREPROCESSEUR..... | 120 |
| II.3.1. DEFINITION DES ELEMENTS | 121 |
| II.3.2. LES METHODES DE MAILLAGE..... | 121 |
| i. Le maillage libre | 121 |
| ii. Le maillage tracé | 121 |

| | |
|---|-----|
| II.3.3. PROPRIETES DES ELEMENTS..... | 122 |
| II.3.4. LES TYPES DES CHARGES..... | 123 |
| II.4. SOLVEUR..... | 123 |
| II.5. POST PROCESSEUR..... | 124 |
| III. OBJECTIF DE LA MODELISATION..... | 124 |
| III.1. CHRONOLOGIE DE LA MODELISATION..... | 124 |
| III.2. INFLUENCE DES CONDITIONS PRINCIPALES..... | 126 |
| III.2.1. FIN DE CONSTRUCTION (BARRAGE VIDE)..... | 126 |
| III.2.2. INFLUENCE DU LAC (MISE EN EAU)..... | 126 |
| III.2.3. INFLUENCE DU MASQUE AMONT POUR DIFFERENTS MATERIAUX..... | 126 |
| III.3. DETAILS DE LA MODELISATION..... | 126 |
| III.3.1. PARAMETRES GEOMECANQUES DES MATERIAUX..... | 126 |
| III.3.2. PRESENTATION DES RESULTATS DE LA MODELISATION..... | 127 |
| IV. RESULTATS DE LA MODELISATION..... | 127 |
| IV.1. CAS DU BARRAGE VIDE..... | 127 |
| IV.1.1. SANS FONDATION..... | 127 |
| a) Corps du barrage..... | 128 |
| b) Barrage à masque en béton..... | 129 |
| c) Barrage à masque amont en béton bitumineux..... | 130 |
| d) Barrage à masque amont en géomembrane..... | 131 |
| e) Barrage à masque amont en argile..... | 132 |
| f) Barrage à noyau central en argile (Noyau large)..... | 133 |
| Barrage à noyau central en argile (Noyau mince)..... | 134 |
| IV.1.2. AVEC FONDATION..... | 134 |
| a) Corps du barrage..... | 135 |
| b) Barrage à masque en béton..... | 136 |

| | |
|---|-----|
| c) Barrage à masque amont en béton bitumineux..... | 137 |
| d) Barrage à masque amont en géomembrane..... | 138 |
| e) Barrage à masque amont en argile..... | 139 |
| f) Barrage à noyau central en argile (Noyau large)..... | 140 |
| Barrage à noyau central en argile (Noyau mince)..... | 141 |
| IV.2. INFLUENCE DU REMPLISSAGE DU LAC | 141 |
| IV.2.1. SANS FONDATION..... | 141 |
| a) Corps du barrage..... | 142 |
| b) Barrage à masque en béton..... | 143 |
| c) Barrage à masque amont en béton bitumineux..... | 144 |
| d) Barrage à masque amont en géomembrane..... | 145 |
| e) Barrage à masque amont en argile..... | 146 |
| f) Barrage à noyau central en argile (Noyau large)..... | 147 |
| Barrage à noyau central en argile (Noyau mince)..... | 148 |
| IV.2.2. AVEC FONDATION | 148 |
| a) Corps du barrage..... | 149 |
| b) Barrage à masque en béton..... | 150 |
| c) Barrage à masque amont en béton bitumineux..... | 151 |
| d) Barrage à masque amont en géomembrane..... | 152 |
| e) Barrage à masque amont en argile..... | 153 |
| f) Barrage à noyau central en argile (Noyau large)..... | 154 |
| Barrage à noyau central en argile (Noyau mince)..... | 155 |
| IV.3. SYNTHÈSE DES RESULTATS DE LA MODELISATION..... | 155 |
| CONCLUSION | 162 |
| CONCLUSION GENERALE..... | 163 |

LISTE DES FIGURES

----« CHAPITRE I »----

| | |
|---|----|
| Figure I.1 : Coupe transversale d'un barrage en remblai..... | 4 |
| Figure I.2 : Catégories de barrages en remblai..... | 6 |
| Figure I.3 : barrage en terre (barrage homogène) | 8 |
| Figure I.4 : barrage en terre (barrage à noyau)..... | 8 |
| Figure I.5 : barrage en terre (barrage à masque)..... | 9 |
| Figure I.6 : Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France)..... | 9 |
| Figure I.7 : coupes schématiques de différents types de barrages en enrochements..... | 11 |
| Figure I.8 : Barrage CFRD de 150 m de hauteur, avec des pentes amont de 1,5H : 1V et aval de 1,6H : 1V, reposant sur 60 m de dépôts granulaires..... | 12 |
| Figure I.9 : Etanchéité par noyau argileux compacté..... | 24 |
| Figure I.10 : Etanchéité par noyau bitumineux..... | 24 |
| Figure I.11 : Etanchéité par Masque amont en béton de ciment..... | 25 |
| Figure I.12 : Disposition des géomembranes..... | 34 |
| Figure I.13 : Principe des dispositions des géomembranes aux limites de la surface traitée..... | 35 |
| Figure I.14 : Filtre répondant aux conditions de TERZAGHI vis-à-vis des matériaux (1) (à drainer) et (3) (drainant)..... | 39 |
| Figure I.15 : Soulagement des sous-pressions par puits aval prolongés dans la couche perméable..... | 40 |
| Figure I.16 : Drainage préventif de la fondation..... | 41 |
| Figure I.17 : Drain granulaire incliné entouré par un géotextile..... | 42 |
| Figure I.18 : Drainage vertical assuré par un géotextile composite..... | 43 |

-----« CHAPITRE II »-----

| | |
|--|----|
| Figure II.1 : Différents types de blocs rocheux..... | 46 |
| Figure II.2 : Différentes grandeurs d'un bloc..... | 48 |
| Figure II.3 : Forme des grains..... | 49 |
| Figure II.4 : Classification des particules en fonction de la silhouette..... | 51 |
| Figure II.5 : Estimation de l'angularité des grains..... | 52 |
| Figure II.6 : Principe de l'analyse fractale du contour d'une particule..... | 53 |
| Figure II.7 : Relation entre le nombre de segments N et la longueur de segment r pour deux types de particules..... | 54 |
| Figure II.8 : Dimension fractale structurale dimension fractale de texture..... | 54 |
| Figure II.9 : Principe de l'essai d'écrasement..... | 56 |
| Figure II.10 : Courbes de changement de différents matériaux..... | 58 |
| Figure II.11 : Charges de rupture en fonction de la taille moyenne des blocs..... | 58 |
| Figure II.13 : Résistance de la craie Marasha en fonction de la teneur en eau..... | 62 |
| Figure II.12 : Direction de changement et direction de confinement pour un bloc soumis à plusieurs efforts.... | 64 |
| Figure II.14 : Différentes façons de traiter la granulométrie..... | 69 |
| Figure II.15 : Comparaison de deux modes de compactage..... | 69 |
| Figure II.16 : Différents types d'essais de laboratoire..... | 70 |
| Figure II.17 : Comportement des matériaux granulaires sous sollicitation triaxiale..... | 70 |
| Figure II.18 : Courbure du critère de rupture pour les enrochements..... | 73 |
| Figure II.19 : Courbure de la courbe de plasticité parfaite..... | 74 |
| Figure II.20 : Courbure de la courbe de compressibilité isotrope..... | 75 |
| Figure II.21 : Essais à déformation imposée sur un sable lâche : densification et accommodation..... | 75 |
| Figure II.22 : Modules des enrochements | 77 |

| | |
|---|----|
| Figure II.23 : Module verticale EV | 78 |
| Figure II.24 : Corrélation entre EV et l'indice des vides..... | 78 |
| Figure II.25 : Corrélation entre ET et EV | 79 |
| Figure II.26 : Déflexion de barrage (D) | 80 |
| Figure II.27 : Effet d'échelle | 81 |

-----« *CHAPITRE III* »-----

| | |
|--|-----|
| Figure III.1 : Deux différents modules des enrochements..... | 93 |
| Figure III.2 : Module verticale (Ev)..... | 94 |
| Figure III.3 : Courbes d'iso-déplacements perpendiculaires au masque du barrage de Foz do Areia avant remplissage de la retenue..... | 95 |
| Figure III.4 : Module des enrochements en phase de construction en fonction du facteur de forme..... | 98 |
| Figure III.5 : Barrage de Foz do Areia : déformations du masque et du parement aval au cours du remplissage..... | 99 |
| Figure III.6 : rapport entre le module transversal et vertical, en fonction de A/H2..... | 101 |
| Figure III.7 : Déflexion maximale du masque par rapport à H2/Ev..... | 101 |
| Figure III.8 : comportement du noyau pendant la construction..... | 103 |
| Figure III.9 : distribution des tassements en fonction de la hauteur de la digue..... | 104 |
| Figure III.10 : distribution des déformations verticales par la consolidation après la construction en fonction de la hauteur de la digue..... | 104 |
| Figure III.11 : La courbe de la distribution des déformations verticales par la consolidation après la construction en fonction de la hauteur de la digue..... | 105 |
| Figure III.12 : tassement et consolidation d'une partie de la digue de Goscheneralp (H=55 m) (« noyau »). Modules de déformation selon les courbes ajustées..... | 105 |
| Figure III.13 : tassement et consolidation d'une partie de la digue de Goscheneralp (H=55 m) (« corps d'appui amont»). Modules de déformation selon les courbes ajustées..... | 106 |

| | |
|--|-----|
| Figure III.14 : Tassement et consolidation d'une partie de la digue de Goscheneralp (H=55 m) (« Corps d'appui aval »). Modules de déformation selon les courbes ajustées..... | 106 |
| Figure III.15 : Effet de la poussée de l'eau sur l'élément étanche d'un barrage en remblai..... | 108 |
| Figure III.16 : Effet de l'abaissement du niveau du plan d'eau..... | 110 |

-----« *CHAPITRE IV* »-----

| | |
|--|-----|
| Figure IV.1 : situation de barrage Ghrib..... | 114 |
| Figure IV.2 : Digue en enrochement du Ghrib | 116 |
| Figure IV.3 : profil simplifié du barrage Ghrib..... | 117 |
| Figure IV.4 : Interface graphique du code de calcul ANSYS | 120 |
| Figure IV.5 : Actions pour la définition des éléments - Code de calcul ANSYS | 121 |
| Figure IV.6 : Méthodes de maillage-code de calcul ANSYS | 122 |
| Figure IV.7 : Choix des propriétés des éléments- code de calcul ANSYS | 122 |
| Figure IV.8 : l'ensemble des variantes et cas de modélisation..... | 124 |
| Figure IV.9 : Déformée du maillage (Corps du barrage-sans fondation)..... | 128 |
| Figure IV.10 : Tassement du barrage en phase de construction (Corps du barrage-sans fondation)..... | 128 |
| Figure IV.11 : Déplacements horizontaux du barrage (Corps du barrage-sans fondation)..... | 128 |
| Figure IV.12 : Déplacements verticaux du barrage (Corps du barrage-sans fondation)..... | 128 |
| Figure IV.13 : Déformée du maillage (Barrage à masque en béton-sans fondation)..... | 129 |
| Figure IV.14 : Tassement du barrage en phase de construction (Barrage à masque en béton-sans fondation)..... | 129 |
| Figure IV.15 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque en béton-sans fondation)..... | 129 |
| Figure IV.16 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque en béton-sans fondation)..... | 129 |
| Figure IV.17 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-sans fondation)..... | 130 |
| Figure IV.18 : Tassement du barrage en phase de construction (Barrage à masque amont en béton bitumineux-sans fondation)..... | 130 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV.19 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-sans fondation)..... | 130 |
| Figure IV.20 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-sans fondation)..... | 130 |
| Figure IV.21 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en géomembrane-sans fondation)..... | 131 |
| Figure IV.22 : Tassement du barrage en phase de construction (Barrage à masque amont en géomembrane-sans fondation)..... | 131 |
| Figure IV.23 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en géomembrane-sans fondation)..... | 131 |
| Figure IV.24 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en géomembrane-sans fondation)..... | 131 |
| Figure IV.25 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en argile-sans fondation)..... | 132 |
| Figure IV.26 : Tassement du barrage en phase de construction (Barrage à masque amont en argile-sans fondation)..... | 132 |
| Figure IV.27 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en argile-sans fondation)..... | 132 |
| Figure IV.28 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en argile-sans fondation)..... | 132 |
| Figure IV.29 : Déformée du maillage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-sans fondation)..... | 133 |
| Figure IV.30 : Tassement du barrage en phase de construction (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-sans fondation)..... | 133 |
| Figure IV.31 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-sans fondation)..... | 133 |
| Figure IV.32 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-sans fondation)..... | 133 |
| Figure IV.33 : Déformée du maillage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-sans fondation)..... | 134 |
| Figure IV.34 : Tassement du barrage en phase de construction (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-sans fondation)..... | 134 |
| Figure IV.35 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-sans fondation)..... | 134 |

| | |
|---|-----|
| Figure IV.36 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-sans fondation)..... | 134 |
| Figure IV.37 : Déformée du maillage (Corps du barrage-avec fondation)..... | 135 |
| Figure IV.38 : Tassement du barrage en phase de construction (Corps du barrage-avec fondation)..... | 135 |
| Figure IV.39 : Déplacements horizontaux du barrage (Corps du barrage-avec fondation)..... | 135 |
| Figure IV.40 : Déplacements verticaux du barrage (Corps du barrage-avec fondation)..... | 135 |
| Figure IV.41 : Déformée du maillage (Barrage à masque en béton-avec fondation)..... | 136 |
| Figure IV.42 : Tassement du barrage en phase de construction (Barrage à masque en béton-avec fondation)..... | 136 |
| Figure IV.43 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque en béton-avec fondation)..... | 136 |
| Figure IV.44 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque en béton-avec fondation)..... | 136 |
| Figure IV.45 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-avec fondation)..... | 137 |
| Figure IV.46 : Tassement du barrage en phase de construction (Barrage à masque amont en béton bitumineux-avec fondation)..... | 137 |
| Figure IV.47 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-avec fondation)..... | 137 |
| Figure IV.48 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-avec fondation)..... | 137 |
| Figure IV.49 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en géomembrane-avec fondation)..... | 138 |
| Figure IV.50 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac (Barrage à masque amont en géomembrane-avec fondation)..... | 138 |
| Figure IV.51 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en géomembrane-avec fondation)..... | 138 |
| Figure IV.52 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en géomembrane-avec fondation)..... | 138 |
| Figure IV.53 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en argile-avec fondation)..... | 139 |
| Figure IV.54 : Tassement du barrage en phase de construction (Barrage à masque amont en argile-avec fondation)..... | 139 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV.55 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en argile-avec fondation)..... | 139 |
| Figure IV.56 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en argile-avec fondation)..... | 139 |
| Figure IV.57 : Déformée du maillage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-avec fondation)..... | 140 |
| Figure IV.58 : Tassement du barrage en phase de construction (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-avec fondation)..... | 140 |
| Figure IV.59 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-avec fondation)..... | 140 |
| Figure IV.60 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-avec fondation)..... | 140 |
| Figure IV.61 : Déformée du maillage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-avec fondation)..... | 141 |
| Figure IV.62 : Tassement du barrage en phase de construction (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-avec fondation)..... | 141 |
| Figure IV.63 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-avec fondation)..... | 141 |
| Figure IV.64 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-avec fondation)..... | 141 |
| Figure IV.65 : Déformée du maillage (Corps du barrage-sans fondation-phase du remplissage)..... | 142 |
| Figure IV.66 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Corps du barrage-sans fondation)..... | 142 |
| Figure IV.67 : Déplacements horizontaux du barrage (Corps du barrage-sans fondation-phase du remplissage)..... | 142 |
| Figure IV.68 : Déplacements verticaux du barrage (Corps du barrage-sans fondation-phase du remplissage)..... | 142 |
| Figure IV.69 : Déformée du maillage (Barrage à masque en béton-sans fondation-phase du remplissage)..... | 143 |
| Figure IV.70 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à masque en béton-sans fondation)..... | 143 |
| Figure IV.71 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque en béton-sans fondation-phase du remplissage)..... | 143 |
| Figure IV.72 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque en béton-sans fondation-phase du remplissage)..... | 143 |

| | |
|---|-----|
| Figure IV.73 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-sans fondation-phase du remplissage)..... | 144 |
| Figure IV.74 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-sans fondation)..... | 144 |
| Figure IV.75 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-sans fondation-phase du remplissage)..... | 144 |
| Figure IV.76 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-sans fondation-phase du remplissage)..... | 144 |
| Figure IV.77 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en géomembrane-sans fondation-phase du remplissage)..... | 145 |
| Figure IV.78 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à masque amont en géomembrane-sans fondation)..... | 145 |
| Figure IV.79 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en géomembrane-sans fondation-phase du remplissage)..... | 145 |
| Figure IV.80 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en géomembrane-sans fondation-phase du remplissage)..... | 145 |
| Figure IV.81 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en argile-sans fondation-phase du remplissage)..... | 146 |
| Figure IV.82 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à masque amont en argile-sans fondation)..... | 146 |
| Figure IV.83 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en argile-sans fondation-phase du remplissage)..... | 146 |
| Figure IV.84 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en argile-sans fondation-phase du remplissage)..... | 146 |
| Figure IV.85 : Déformée du maillage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-sans fondation-phase du remplissage)..... | 147 |
| Figure IV.86 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-sans fondation)..... | 147 |
| Figure IV.87 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-sans fondation-phase du remplissage)..... | 147 |

| | |
|---|-----|
| Figure IV.88 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-sans fondation-phase du remplissage)..... | 147 |
| Figure IV.89 : Déformée du maillage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-sans fondation-phase du remplissage)..... | 148 |
| Figure IV.90 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-sans fondation)..... | 148 |
| Figure IV.91 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-sans fondation-phase du remplissage)..... | 148 |
| Figure IV.92 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-sans fondation-phase du remplissage)..... | 148 |
| Figure IV.93 : Déformée du maillage (Corps du barrage-avec fondation-phase du remplissage)..... | 149 |
| Figure IV.94 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Corps du barrage-avec fondation)..... | 149 |
| Figure IV.95 : Déplacements horizontaux du barrage (Corps du barrage-avec fondation-phase du remplissage)..... | 149 |
| Figure IV.96 : Déplacements verticaux du barrage (Corps du barrage-avec fondation-phase du remplissage)..... | 149 |
| Figure IV.97 : Déformée du maillage (Barrage à masque en béton-avec fondation-phase du remplissage)..... | 150 |
| Figure IV.98 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à masque en béton-avec fondation).. | 150 |
| Figure IV.99 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque en béton-avec fondation-phase du remplissage)..... | 150 |
| Figure IV.100 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque en béton-avec fondation-phase du remplissage)..... | 150 |
| Figure IV.101 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-avec fondation-phase du remplissage)..... | 151 |
| Figure IV.102 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-avec fondation)..... | 151 |
| Figure IV.103 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-avec fondation-phase du remplissage)..... | 151 |
| Figure IV.104 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en béton bitumineux-avec fondation-phase du remplissage)..... | 151 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV.105 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en géomembrane-avec fondation-phase du remplissage)..... | 152 |
| Figure IV.106 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à masque amont en géomembrane-avec fondation)..... | 152 |
| Figure IV.107 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en géomembrane-avec fondation-phase du remplissage)..... | 152 |
| Figure IV.108 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en géomembrane-avec fondation-phase du remplissage)..... | 152 |
| Figure IV.109 : Déformée du maillage (Barrage à masque amont en argile-avec fondation-phase du remplissage)..... | 153 |
| Figure IV.110 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à masque amont en argile-avec fondation)..... | 153 |
| Figure IV.111 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à masque amont en argile-avec fondation-phase du remplissage)..... | 153 |
| Figure IV.112 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à masque amont en argile-avec fondation-phase du remplissage)..... | 153 |
| Figure IV.113 : Déformée du maillage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-avec fondation-phase du remplissage)..... | 154 |
| Figure IV.114 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-avec fondation)..... | 154 |
| Figure IV.115 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-avec fondation-phase du remplissage)..... | 154 |
| Figure IV.116 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau large-avec fondation-phase du remplissage)..... | 154 |
| Figure IV.117 : Déformée du maillage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-avec fondation-phase du remplissage)..... | 155 |
| Figure IV.118 : Tassement du barrage en phase de remplissage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-avec fondation)..... | 155 |
| Figure IV.119 : Déplacements horizontaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-avec fondation-phase du remplissage)..... | 155 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV.120 : Déplacements verticaux du barrage (Barrage à noyau central en argile- Noyau mince-avec fondation-phase du remplissage)..... | 155 |
| Figure IV.121 : Déplacements maximaux en fonction du masque amont d'un barrage sans fondation en phase de construction..... | 156 |
| Figure IV.122 : Déplacements maximaux en fonction du masque amont d'un barrage avec fondation en phase de construction..... | 157 |
| Figure IV.123 : Déplacements maximaux en fonction du masque amont d'un barrage sans fondation en phase de remplissage du lac..... | 157 |
| Figure IV.124 : Déplacements maximaux en fonction du masque amont d'un barrage avec fondation en phase de remplissage du lac..... | 158 |
| Figure IV.125 : les déplacements des différents matériaux constituant le barrage vide..... | 161 |
| Figure IV.126 : les déplacements des différents matériaux constituant le barrage après remplissage..... | 161 |

LISTE DES TABLEAUX

----« CHAPITRE I »----

| | |
|--|----|
| Tableau I.1 : Valeurs des paramètres utilisés dans l'analyse du comportement des barrages CFRD..... | 13 |
| Tableau I.2 : Comportement des géomembranes | 31 |
| Tableau I.3 : Propriétés mécaniques des géomembranes | 32 |
| Tableau I.4 : Comparaison entre les géomembranes et les couches d'argiles compactées..... | 33 |

----« CHAPITRE II »----

| | |
|---|----|
| Tableau II.1 : Classification des formes de blocs | 50 |
| Tableau II.2 : Différentes valeurs de m et λ | 59 |
| Tableau II.3 : Résistance en compression sèche et saturées pour différentes roches | 63 |
| Tableau II.4 : Essais de grandes dimensions sur des enrochements | 68 |

----« CHAPITRE III »----

| | |
|--|-----|
| Tableau III.1 : module de déformations de quelques barrages..... | 93 |
| Tableau III.2 : facteur de répartition de diverses couches | 96 |
| Tableau III.3 : influence du remplissage du lac sur les déformations..... | 107 |

-----« *CHAPITRE IV* »-----

| | |
|---|-----|
| Tableau IV.1 : Les caractéristiques du barrage Ghrib et celles de son bassin versant..... | 115 |
| Tableau IV.2 : Paramètres géomécaniques des matériaux utilisés pour la modélisation..... | 127 |
| Tableau IV.3 : Valeurs des déplacements maximaux au niveau du barrage..... | 156 |
| Tableau IV.4 : Valeurs des déplacements maximaux en mètre au niveau de chaque matériau en phase de construction..... | 159 |
| Tableau IV.5 : Valeurs des déplacements maximaux en mètre au niveau de chaque matériau en phase de remplissage..... | 160 |

LISTE DES ANNOTATIONS

-----« CHAPITRE I »-----

H : charge hydraulique.

-----« CHAPITRE II »-----

V : volume du barrage.

D_x : diamètre des tamisât de x%.

d_n : diamètre nominal.

l : longueur d'une pierre ou d'un bloc.

e : épaisseur d'une pierre ou d'un bloc

g : grosseur.

C : le coefficient volumétrique caractérisant la forme des particules.

R : diamètre de la sphère fictive équivalente.

V : volume de la particule.

S : surface de projection de la particule sur un plan.

r_v : facteur de forme volumique.

r_s : facteur de forme surfacique.

A : l'aire projetée de la particule.

P : le périmètre de sa projection.

D : dimension fractale.

r_n : longueur de segment.

L_n : longueur de contour.

N_n : nombre de segment.

D1 : dimension fractale structurale.

D2 : dimension fractale de texture.

T : coefficient de frottement.

Ø : l'angle de frottement.

Ø_b : l'angle de frottement de base.

Ø_{crit} : l'angle de frottement à l'état critique.

σ_t : résistance en traction.

F : force appliquée.

F_{rup} : forces à la rupture.

λ, m, η : une valeur théorique.

- Ps** : probabilité de survie.
- σ_0** : la contrainte pour laquelle 37% de tous les blocs testés survivent.
- V₀** : un volume de référence.
- w** : teneur en eau.
- E** : module d'élasticité.
- σ_c** : Résistance en compression.
- e** : indice de vide.
- e_{max}** : indice de vide maximum.
- e_{min}** : indice de vide minimum.
- D** : taux de dilatance.
- ξ** : contrainte de confinement.
- I_R** : l'indice de dilatance relative.
- p'** : la pression moyenne au pic [KPa].
- D** : déflexion maximale.
- A/H²** : Le facteur de forme.
- A** : Surface totale du masque amont, en m²,
- H** : Hauteur maximale du barrage, en m.
- L** : la longueur de la crête.
- B_t** : le taux de rupture total.
- B_r** : le taux de rupture est compris entre 0 (pas de rupture) et 1.

-----« **CHAPITRE III** »-----

- ϕ_f** : l'angle de frottement à la rupture des enrochements.
- E_v** : module de déformation verticale, en MPa
- H** : hauteur vertical d'enrochement au-dessus du tassomètre, m
- γ_r** : poids unitaire de l'enrochement, kN/m³
- h** : colonne d'enrochement sous le tassomètre, m
- s** : tassement de la jauge, m.
- S** : tassement en m.
- E_{rf}** : Module des enrochements en phase de mise en eau,
- γ_w** : Poids volumique de l'eau (kN/m³),
- δ_n** : Déflexion du masque amont à une profondeur h de la surface de réservoir (m),

- d_2 : Distance normale au masque entre le point de déflexion maximale et la base du barrage (m).
- D : Déflexion maximale située entre 40% et 50% de la hauteur du barrage (m).
- E_{rc} : module des enrochements en phase de construction.
- C : compression.
- ϵ : déformation.
- γ : poids spécifique du remblai.
- E_r : module de déformation du remblai.
- δ_c : consolidation.
- δ_r : tassement.
- K_T : perméabilité totale.
- K_a : perméabilité absolue.

-----« *CHAPITRE IV* »-----

- U_X : déplacement suivant X.
- U_y : déplacement suivant Y.
- U_z : déplacement suivant Z.
- ROT_x : rotation suivant X.
- ROT_y : rotation suivant Y.
- ROT_z : rotation suivant Z.
- DMX : déplacement maximum.

LISTE DES ABREVIATIONS

-----« CHAPITRE I »-----

CFRD : barrages en enrochement avec masque.

OPN: optimum Proctor normal.

WATERSTOP: bandes synthétiques pour assurer l'étanchéité des joints de dilatation.

CIGB : commission international des grands barrages.

PVC : acronyme anglais généralement utilisé pour chlorure de polyvinyle.

PEHD : polyéthylène haute densité.

CSPE : acronyme anglais généralement utilisé pour polyéthylène chlorosulfoné.

LLDPE : acronyme anglais généralement utilisé pour polyéthylène basse densité linéaire.

PP : polypropylène.

-----« CHAPITRE II »-----

JRC : le coefficient de rugosité.

JCS : résistance à la compression de la roche.

NCL : normal compression line.

-----« CHAPITRE III »-----

FEM : méthode des éléments finis.

DDA : méthode d'analyse de la déformation discontinue.

BEM : méthode des éléments frontière.

DEM : méthode des éléments discrets.

-----« CHAPITRE IV »-----

Dr : docteur.

USA : les états unis américains.

APDL : ANSYS paramétrique Design Language.

DAO : dessin assisté sur ordinateur.

OSF : Open Society Foundations.

HPGL : Hewlett Packard Graphique Language.

EM : Electro Magnétique.

TIFF : Tague Image File Format.

DOF: degré de liberté.

Résumé :

Les barrages en enrochement sont souvent projetés dans le cas d'insuffisances de matériaux fins étanches et de disponibilité intense de carrières d'enrochement. Ce type de barrage est soumis à de grandes déformations verticales en raison de leur poids et du réarrangement des blocs d'enrochement. L'étanchéité est souvent assurée par un masque amont et/ou noyau central.

Les déformations importantes du corps du barrage peuvent induire des déformations excessives de l'organe d'étanchéité, en particulier celles relatives au masque amont. L'objectif du mémoire est d'évaluer les différentes déformations des matériaux constituant le corps du barrage et de mettre en évidence la présence ou pas de déformations différentielles remettant en cause la fonction étanchéité du barrage.

Plusieurs variantes liées à la conception des organes d'étanchéité ont été étudiées sur un cas réel (barrage Ghrib, wilaya Ain Defla). Avec balance comparative visant à orienter les conceptions futures de ce type de barrage.

Mots clés : barrage, enrochement, masque amont, étanchéité, modélisation, Ansys.

Abstract:

Rockfill dams are often projected in the case of shortcomings of waterproof materials for availability and intense career rockfill. This type of dam is subjected to large vertical deformations due to their weight and rearrangement of rock blocks. Sealing is often provided by an upstream face and / or the central core.

The large deformations of the dam body may induce excessive deformation of the sealing member, especially those relating to the upstream face. The aim of the Memory is to evaluate the different deformations of the materials forming the dam body and put in evidence the presence or absence of differential deformations challenging the sealing function of the dam.

Several variants related to the design of sealing members were studied on a real case (barrier Ghrib, Ain Defla wilaya). With comparative balance to guide future designs of this type of dam.

Keywords: dam, rockfill, upstream face, sealing, modeling, Ansys.

ملخص:

السدود الحجرية غالباً تتوقع عندما لا تتوفر مواد دقيقة محكمة و توفر شديد لمقالع العجارة. هذا النوع من السدود خاضع إلى التشوهات عمودية كبيرة بسبب ثقله و ترتيب كتل الصخور. إحكام السد غالباً يضمن من طرفه القناع ضد التيار و / أو النواة المركزية.

التشوهات الكبيرة من جسم السد ربما تتسبب في تشوه مفرط لعضو الإحكام. و خاصة تلك المتعلقة بالقناع المواجه للتيار. المدفوع من المذكرة هو تقييم التشوهات المختلفة من المواد التي تشكل جسم السد، و وضع الأدلة في وجود أو عدم وجود تشوهات تفاضلية تضع سبب وظيفة إحكام السد.

تمت دراسة العديد من المتغيرات ذات صلة بتصميم أعضاء الإحكام على حالة حقيقية (سد غريب، ولاية عين الدفلى). مع التوازن المقارن لتوجيه التكاميم المستقبلية لهذا النوع من السد.

الكلمات الرئيسية: السد، الصخور، قناع ضد التيار، إحكام، النمذجة، انسياس.

INTRODUCTION GENERALE

Les barrages en enrochements sont probablement les ouvrages de l'ingénierie hydraulique dont on trouve les traces les plus anciennes, remontant aux premières civilisations Egyptiennes. Les techniques de construction, très rudimentaires, se sont affinées dans le temps en prenant un développement considérable à partir du 20^{ème} siècle. Les progrès et les ouvrages se sont multipliés notamment à partir des années 1960 où de très grands barrages en enrochements ont été construits : les plus grands ouvrages atteignent aujourd'hui plus de 200 m de haut.

Les barrages en enrochements font partie de la classe des barrages en remblais, les plus répandus dans le monde. Les barrages en remblais représentent environ 70% des grands barrages : leur grande proportion s'explique par leur simplicité de construction, leur bonne adaptabilité à un grand nombre de sites, et leur faible coût de construction. Parmi les barrages en remblais, on compte seulement 12% de barrages en enrochements car leur construction nécessite une qualité de matériau qui n'est pas nécessairement présente sur tous les sites.

Les barrages en enrochements présentent des tassements. Qu'ils soient issus de conception empirique ou de conception liée à des méthodes numériques. Ces ouvrages subissent des déformations de plusieurs types. Afin de concevoir et dimensionner correctement ces ouvrages il est important que le type et l'amplitude des déformations puissent être prévus. Les zones potentielles d'apparition des déformations doivent être protégées par des mesures adéquates lors de la conception. La prévention des tassements s'avère en effet capitale pour assurer l'étanchéité et la stabilité des barrages. L'évaluation des déformations constitue également un enjeu important pour la réhabilitation ou la confortation de ces ouvrages.

Les barrages en enrochement sont soumis à de grandes déformations verticales en raison de leur poids et du réarrangement des blocs d'enrochement. L'étanchéité est souvent assurée par un masque amont et / ou noyau central.

Les déformations importantes du corps du barrage peuvent induire des déformations excessives de l'organe d'étanchéité, en particulier celles relatives au masque amont. L'objectif de ce travail est d'évaluer les différentes déformations des matériaux constituant le

corps du barrage et de mettre en évidence la présence ou pas de déformations différentielles remettant en cause la fonction étanchéité du barrage.

Un cas de barrage réel a fait l'objet d'application sur cette thématique. Il s'agit du barrage de Ghrib, wilaya d'Ain Defla, dont l'étanchéité a été assurée initialement par un masque en asphalte, repris en béton (dalettes avec bourrage sur les enrochements) après de fortes dégradations.

Par biais de la modélisation numérique, plusieurs variantes de conception de l'organe d'étanchéité ont été analysées. Il s'agit des conceptions suivantes :

- Barrage en enrochement à masque amont en béton;
- Barrage en enrochement à masque amont en argile ;
- Barrage en enrochement à masque amont en béton bitumineux ;
- Barrage en enrochement à masque amont en géomembrane ;
- Barrage en enrochement avec noyau central mince ;
- Barrage en enrochement avec noyau central à base importante.

Les analyses numériques ont également considérées deux volets d'influence :

- Influence des fondations sur les déformations ;
- Influence du remplissage du lac sur les déformations.

Les multiples analyses engagées doivent permettre de mettre en évidence le comportement mécanique, en terme de déformations, des organes d'étanchéité par rapport au corps principal du barrage.

Pour atteindre ces divers objectifs, le mémoire a été structuré en plusieurs parties.

- La première partie a ciblé le contexte général sur les barrages en enrochement. Les avantages et inconvénients de ce type de barrages ont pris une part importante de la recherche bibliographique. Il a été également abordé, dans le détail les critères de conception des barrages en enrochement en terme de structure, de maîtrise des écoulements ainsi que le mode de traitement des fondations.
- La seconde partie a été consacrée au vif du sujet. Il s'agit de l'analyse des déformations des barrages en enrochements en fonction des caractéristiques des

matériaux, leur mode de frottement, leur résistance au cisaillement ainsi que l'influence du marnage du lac.

Cette partie a été clôturée par la présentation de l'ensemble des essais à effectuer sur les enrochements de barrages pour leur caractérisation, leur compactage et leur mode de mise en place.

- La troisième partie a été consacrée au mode de déformation des barrages en enrochement. L'analyse consiste à établir la relation entre les facteurs de causalité (charges) et les déformations. L'analyse des modules de déformation est un paramètre important pour représenter les matériaux en cours de construction, en phase de mise en eau et sous l'influence de l'exploitation de la retenue.
- La dernière partie du travail s'est articulée autour de l'évaluation des déformations des différentes conceptions de barrage en enrochement avec variation de la conception de l'organe d'étanchéité (masque amont en béton, masque amont en géomembrane, masque amont en argile, masque amont en béton bitumineux, barrage à noyau central mince, barrage à noyau central large). Cette évaluation a été élaborée par le biais de la modélisation par le code de calcul Ansys. L'analyse numérique a cependant cerné l'influence des fondations sur les déformations ainsi que l'influence de remplissage du lac.

INTRODUCTION :

Les barrages constituent l'une des réalisations les plus importantes et les plus complexes du génie civil, et depuis toujours un facteur important de développement et de prospérité économique. Ils ont pour rôle majeur de stocker les apports d'eau afin de répondre aux besoins vitaux et énergétiques des populations, de protéger celles-ci et les paysages contre les effets destructeurs de l'eau, enfin de servir de recours dans le cas de pénurie d'eau.

I. LES BARRAGES EN REMBLAIS :

BOUSSAAD (1998) définit les barrages en remblais comme étant des barrages construits avec des matériaux naturels excavés ou par des matériaux de déchets industriels sans renforcement par d'autres matériaux autres que naturels. Ils sont en général constitués d'un noyau imperméable de matériaux naturel, recouvert d'une couche de terre ou d'enrochement compactée (figure I.1). Un des barrages en remblai les plus importants au monde est le barrage Nurek en Russie dont la hauteur est de 312 m.

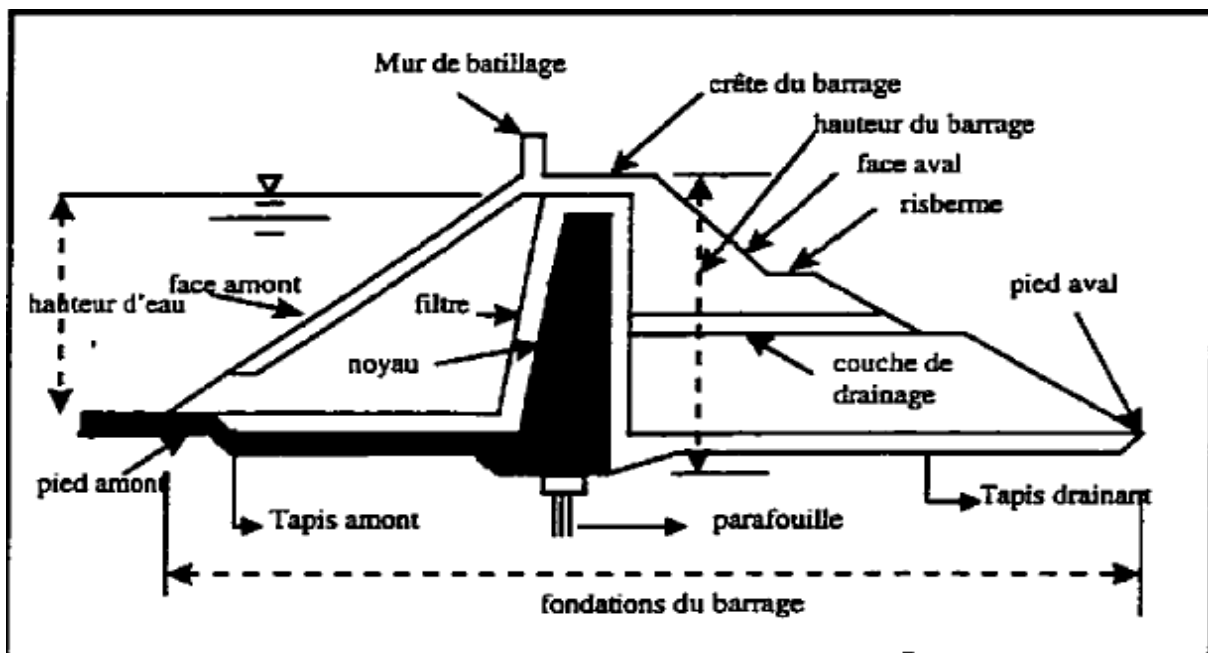


Figure I.1 : Coupe transversale d'un barrage en remblai (BOUSSAAD, 1998)

D'après TCHOUMKAM (2010), Les barrages en remblai sont souvent construits en fonction de la distribution granulométrique des sols de construction. Certains auteurs ont présenté les types possibles de barrages (dans le cas des petits barrages) qui sont réalisés suivant la

granularité des matériaux en place. Dans certains cas, il s'avère nécessaire d'utiliser les zones de transition pour séparer les différentes zonations de la structure. Ces zones de transition jouent aussi le rôle de filtre de séparation afin de prémunir les barrages des effets d'infiltration à travers le remblai.

Ailleurs, nous avons trouvé que les barrages en remblais qui sont constitués de terre et d'enrochements, comporte généralement un noyau central d'argile qui assure l'étanchéité. Dans certains ouvrages, l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton ou par un noyau en béton. Cette technique a également été utilisée pour la construction de retenues de moyenne capacité lors de l'aménagement de l'Arc moyen (www.glissquizz73.fr).

Dans la littérature, Les barrages en remblai de terre ont la grande qualité de s'accommoder de fondations meubles qui seraient incapables de supporter un ouvrage en béton ; cela permet d'équiper les sites dont le fond de vallée est garni, éventuellement sur de fortes épaisseurs (100 m ou plus), d'alluvions ou de roches décomposées, déformables et plus ou moins perméables. En première approche, une bonne règle générale est que la fondation d'un barrage doit disposer des propriétés, naturelles ou obtenues par traitement, au moins équivalentes à celles du corps du barrage qu'elles doivent recevoir. Ils constituent donc une bonne solution lorsque des matériaux de qualité convenable sont disponibles à proximité immédiate. Leur défaut essentiel est une très grande vulnérabilité au déversement par-dessus leur crête, la ruine survenant très rapidement par érosion superficielle et interne de leur partie aval. Il convient donc de dimensionner très largement les organes de protection contre les crues qui leur sont associés, et d'être très prudents lorsqu'on n'est pas sûr des données hydrologiques en matière de crues (**Carrère, 1994**).

Autrement dit, les barrages en remblai (digues) sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage.

II. LES TYPES DE BARRAGES EN REMBLAI

On distingue deux catégories de barrages en remblai qui sont illustrés en **figure I.2**.

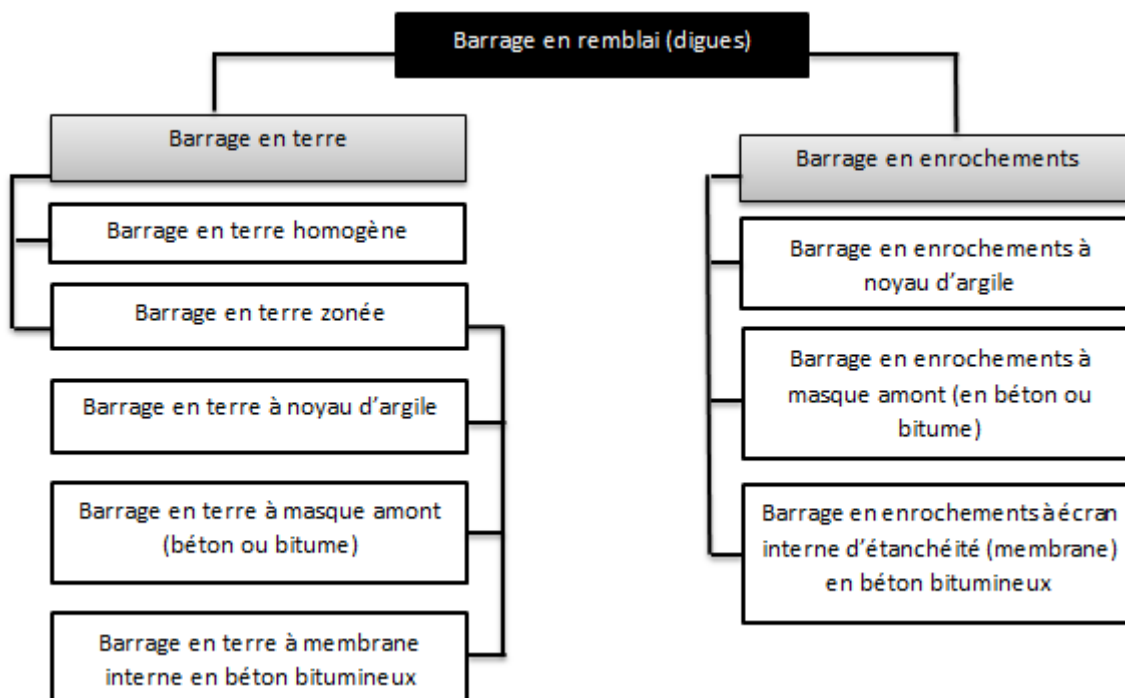


Figure I.2 : Catégories de barrages en remblai (J.Schleiss et Pougatsch, 2011).

II.1 LES BARRAGES EN TERRE

Les barrages en terre constituent l'archétype des barrages en remblai et dans lesquels les deux fonctions : étanchéité, d'une part, et résistance à la poussée de l'eau, d'autre part, sont assurées par des matériaux naturels de type « sol » judicieusement organisés. Ils représentent notamment l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations de médiocre qualité, c'est-à-dire compressibles.

Ils peuvent être construits pratiquement de tous les types de matériaux disponibles sur site. Le meilleur matériau pour les barrages homogènes est le mélange de particules de diverses dimensions. Les vides entre les particules de grandes dimensions sont remplis par les particules de silt et de sable sans rompre les contacts immédiats entre les particules formant le squelette du sol. Ce qui augmente l'angle de frottement et réduit la perméabilité (MAALEL & HAFSIA, 2012). Tous les barrages en terre peuvent être considérés comme des barrages-poids, c'est-à-dire qu'ils résistent à la pression de l'eau par leur propre poids. C'est ce qui explique leur section de forme trapézoïdale.

On récapitulant, ce type de barrage peut être construit, pratiquement sans limitation de hauteurs et sur des fondations pas suffisamment solides comme pour des barrages en béton. Ils sont pratiquement les seuls qui peuvent être employés lorsque le sol de fondation est constitué par des matériaux non rocheux, tels que les couches d'alluvions des fonds de vallées. Le corps de l'ouvrage et le masque d'étanchéité peuvent s'adapter aux mouvements du sol de fondation (barrages souples) (MAALEL & HAFSIA, 2012).

Ils présentent cependant, l'inconvénient de nécessiter la mise en œuvre de très grandes quantités de matériaux. Mais les progrès technologiques sur les engins de déplacement des terres se sont traduits par des coûts de plus en plus réduits des barrages en terre, au moment même où le prix de main d'œuvre ne cesse d'augmenter et avec eux le coût des barrages en béton. Ce qui explique les tendances modernes vers les barrages en terres.

Par ailleurs, ils sont très vulnérables à la submersion par les eaux de la retenue. Celle-ci provoque l'entraînement des matériaux du parement aval et conduit à la ruine de l'ouvrage. Par suite, le dimensionnement des ouvrages évacuateurs de crue devra être étudié tout spécialement pour ce genre d'ouvrage (MAALE & HAFSIA, 2012). On en trouve de trois types : Homogène, à noyau et à masque.

II.1.1. LES BARRAGES HOMOGENE

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominante argileuse relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé. Un Barrage homogène ou pseudo-zoné pour lequel les matériaux sont répartis dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Le contrôle des infiltrations peuvent se faire par auto-filtration dans le barrage (TCHOUMKAM, 2010).



Figure I.3 : barrage en terre (barrage homogène)

Les barrages homogènes possèdent les caractéristiques principales suivantes :

- Constitués de matériaux meubles suffisamment imperméables mis en place par compactage.
- Adaptés aux sites ayant des fondations déformables.
- Ne supportent pas les variations rapides de l'eau.

II.1.2. LES BARRAGE A NOYAU :

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



Figure I.4 : barrage en terre (barrage à noyau).

Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements.

Les barrages à noyaux possèdent les caractéristiques principales suivantes :

- Constitués de plusieurs zones (matériaux différents).
- Construits en fonction des matériaux se trouvant sur le site.

II.1.3. LES BARRAGE A MASQUE :

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



Figure I.5 : barrage en terre (barrage à masque).

Les barrages à masque possèdent les caractéristiques principales suivantes :

- Remblai de matériaux recouvert en amont d'une couche imperméable.
- Le masque s'adapte bien aux déformations.

II.2. LES BARRAGE EN ENROCHEMENT

Les barrages en enrochements comportent des blocs qui peuvent atteindre des dimensions de plusieurs dizaines de centimètres (« tout-venant » de carrière). Ces blocs rocheux présentent généralement des fissures liées à la genèse de la roche ou à la technique d'extraction. Le réseau de fissures peut s'évoluer sous l'action des efforts appliqués ainsi que

de conditions environnementales (pluie, gel...), ce qui peut conduire à la rupture de certains blocs. Suite à ces ruptures sous l'action de leur poids propre et des charges d'exploitation ces ouvrages en enrochements présentent une évolution des déformations relativement importantes au cours du temps (TRAN, 2006).

L'étanchéité étant assurée par un organe souple placé soit sur le parement amont (masque réalisé en béton armé ou en produits noirs), soit dans le corps du barrage (écran constitué d'un noyau en terre « imperméable »).

Les barrages en enrochements représentent la plus rependu et la plus vielle classe de barrage connue. Même si dans le dernier temps ce domaine a connu un grand progrès scientifique et technologique, le problème de la variation brusque du niveau d'eau dans la retenue et son influence sur le comportement du barrage a été négligée et son étude reste encore insuffisamment (GELMAMBET & AL, 2007). La figure I.6 représente un modèle d'un barrage en enrochement.

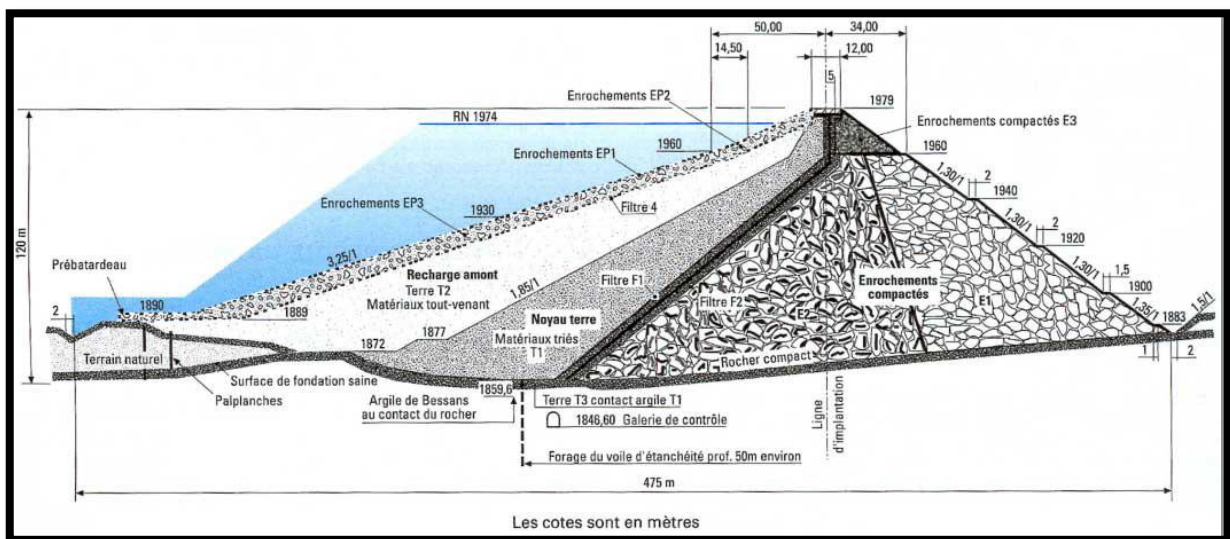


Figure I.6 . Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France)

Les barrages en enrochements sont essentiellement de trois types comme le montre la **figure I.7**.

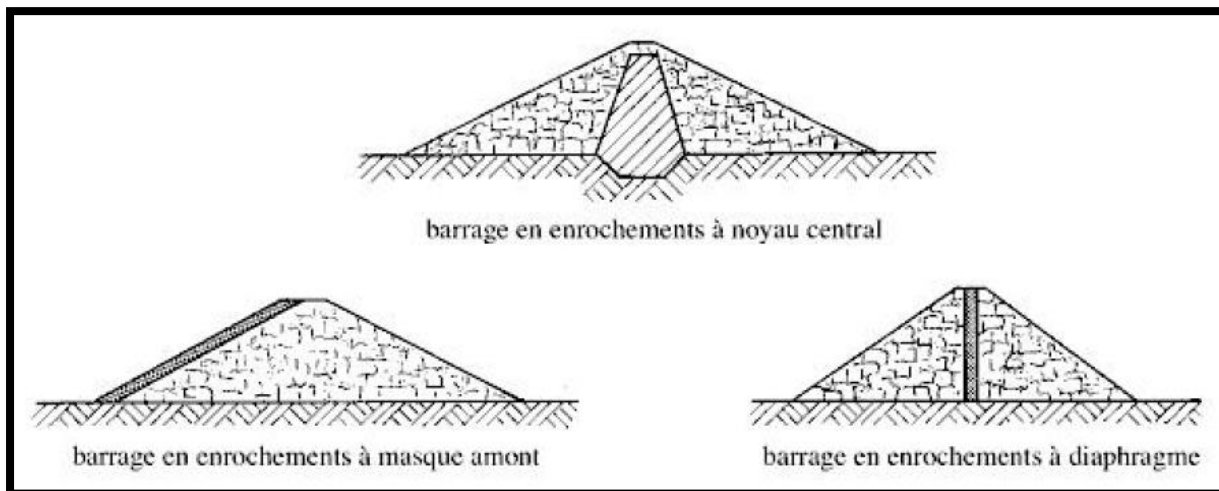


Figure I.7 : coupes schématiques de différents types de barrages en enrochements d'après (SHLEISS & POUGATCH, 2011).

II.2.1. BARRAGE EN ENROCHEMENT A MASQUE AMONT

Les barrages en enrochement avec masque amont (CFRD) sont de plus en plus utilisés à travers le monde. La hauteur des barrages CFRD actuellement en construction ou en planification dépasse 200 m. Dans les régions de plus en plus nordiques au Canada, l'utilisation d'enrochements qui sont disponibles en grandes quantités et qui sont peu ou pas sensibles au gel permet d'allonger la période annuelle de construction de tels barrages. La durée totale des travaux de construction de barrages CFRD par rapport à la durée totale de construction des barrages en remblais zonés pourra être ainsi réduite d'une année, ce qui permettra de réduire grandement les coûts de construction et de rendre les projets hydroélectriques plus compétitifs et économiques. Il y a des auteurs qui indiquent que l'utilisation de ce type de barrage semble inévitable dans les régions du monde qui ont des climats extrêmes. La plupart des barrages en enrochement avec masque amont (CFRD) reposent sur le substratum rocheux et il n'existe à travers le monde que quelques barrages CFRD construits sur le mort terrain (MASSIERA & al, 2006).

II.2.1.1. DESCRIPTION DES BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT

Les barrages en enrochement analysés ont respectivement 75 m, 100 m, 125 m et 150 m de hauteur. Leur largeur en crête est identique et égale à 7 m. Deux sections types ont été

étudiées : l'une avec des pentes amont et aval égales à $1,3 H : 1V$ et l'autre avec des pentes amont et aval respectivement égales à $1,5 H : 1V$ et $1,6 H : 1V$.

L'épaisseur du masque amont est respectivement de 0,3 m pour les barrages qui ont une charge hydraulique H de 50 m à 100 m et de $0,3 m + 0,002 H$ à $0,3 m + 0,004 H$ pour les barrages dont la charge hydraulique H dépasse 100 m. Les barrages analysés sont composés de 4 zones. Une zone 7B de 3,5 m de largeur, en pierre concassée maximum 80 mm, agit comme coussin du masque amont. Sous cette zone 7B se situe une zone 8A de 3,5 m de largeur, en pierre concassée maximum 200 mm, qui agit comme zone de transition avec la zone 8B constituée d'enrochement compacté maximum 900 mm. La zone 8B forme le corps du barrage avec la zone 8C constitué d'enrochement compacté maximum 1800 mm (**Figure I.8**).

Dans les analyses effectuées, ces barrages en enrochement reposent sur des dépôts d'alluvions sablo graveleuses qui varient de 10 m à 140 m d'épaisseur. Dans une seconde série d'analyses, il a été considéré que les dépôts d'alluvions granulaires ont été densifiés jusqu'à 30 m de profondeur (**MASSIERA & al, 2006**).

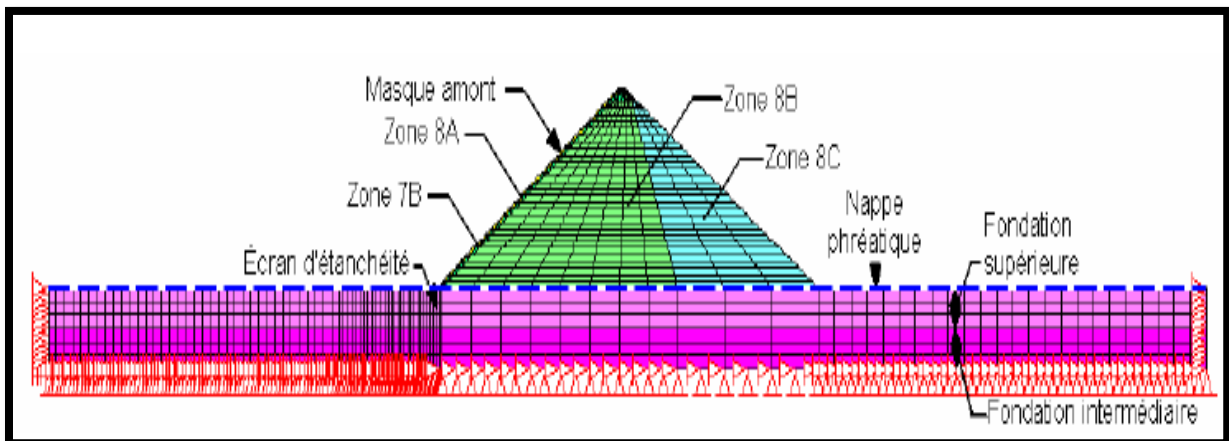


Figure I.8 . Barrage CFRD de 150 m de hauteur, avec des pentes amont de $1,5H : 1V$ et aval de $1,6H : 1V$, reposant sur 60 m de dépôts granulaires (**MASSIERA & al, 2006**).

Tableau I.1 : Valeurs des paramètres utilisés dans l'analyse du comportement des barrages CFRD (MASSIERA & al, 2006).

| Paramètres | Pierre concassée Zones 7Bet 8A | Enrochement Zone 8B | Enrochement Zone 8C | Fondation formée d'alluvions granulaires | | | |
|------------------------|--------------------------------------|------------------------|------------------------|---|---------|-------|------------|
| | | | | non densifiées | | | densifiées |
| | | | | 0-30m | 30-60 m | > 60m | 0-30 m |
| K | 1000 | 500 | 400 | 800 | 1000 | 1200 | 1000 |
| K _b | 800 | 240 | 240 | 400 | 500 | 600 | 500 |
| n | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 |
| m | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| R _f | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,7 | 0,7 | 0,7 | 0,7 |
| K _{ur} | 1200 | 600 | 480 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| φ | 45° | 45° | 45° | 32° | 32° | 32° | 36° |
| γ (kN/m ³) | 19,5 | 19,5 | 19,5 | 18,8 | 19,0 | 19,5 | 19,0 |

II.2.1.2. CARACTERISTEQUES DES BARRAGES CFRD

Les barrages de type CFRD offrent de nombreuses caractéristiques attrayantes en matière de conception, de construction et de calendrier d'exécution.

i CARACTERISTIQUES EN MATIERE DE CONCEPTION

- Tout l'enrochement zoné se trouve en aval du masque. Le coefficient de sécurité de l'ensemble au glissement est souvent supérieur à 7. Le barrage peut servir également à conforter les appuis.
- Une plinthe sous laquelle les fondations ont subi un traitement approprié, ainsi qu'en amont et/ou en aval, raccorde la barrière d'étanchéité (dalle en béton du masque amont) avec les fondations. Un parapet sur la crête permet une surface de construction supérieure pour la dalle du masque et réduit le volume de l'enrochement.
- La sous-pression sous la plinthe ne constitue pas un problème. La pression sur les fondations excède la sous-pression sur les trois-quarts de la largeur de la base.
- La poussée de l'eau est transmise aux fondations en amonts de l'axe du barrage et cette caractéristique est essentiellement sûre
- Puisque tout l'enrochement est sec, les secousses sismiques ne peuvent provoquer une pression interstitielle.
- L'association d'une forte résistance au cisaillement, de l'absence de pression interstitielle et d'un faible tassement lorsque des charges sismiques se produisent, procure à l'enrochement zoné une résistance inhérente aux charges sismiques.

- Le seul mécanisme de défaillance crédible d'un barrage CFRD construit sur le roc est l'érosion causée par des déversements continus. Pour parer à ce risque, il faut faire appel aux études d'hydrologie et à la conception d'évacuateurs de crues et de revanches suffisantes. La fondation de renard dans les fondations représente un type possible de défaillance pouvant résulter d'une utilisation toujours plus grande de barrages CFRD sur des fondations de roc altéré et de sol alluvial.
- Les mouvements ultérieurs à la construction sont faibles et cessent après quelques années.
- Comme pour n'importe quel type de barrage, il est nécessaire d'assurer une surveillance en auscultant les mouvements de surface et en mesurant les fuites. Cependant, l'appareillage de contrôle requis pour la surveillance de sécurité est limité ou inexistant (BULLETIN 141, 2010).

ii CARACTERISTIQUES AYANT TRAIT A LA CONSTRUCTION ET AU CALENDRIER D'EXECUTION

- La construction de rampes est permise dans le corps du barrage et ce, dans toutes les directions. Cela limite la construction de routes de chantier sur le barrage et facilite la circulation et la mise en place des matériaux. Une construction inadéquate des rampes, un retard dans la mise en place de l'enrochement dans la recharge amont du barrage pour permettre l'installation de plateformes et la présence de routes de chantier croisant la plinthe et laissant des trous devant être remplis par la suite, sont des facteurs qui peuvent donner lieu à un tassement irrégulier du barrage et qui risquent de favoriser la fissuration du masque en béton avant et après la mise en eau du réservoir.

- Lorsque les conditions du site le permettent, l'enrochement peut être placé sur les appuis latéraux avant la dérivation du cours d'eau. Cela permet aux matériaux provenant des excavations requises d'être directement utilisés pour la construction du barrage. Sur les cours d'eau importants, il est possible de réduire le volume d'enrochement dans la zone de coupure en plaçant rapidement l'enrochement sur les appuis latéraux, ce qui réduit ou élimine le risque de déversement pendant la construction.
- Les barrages CFRD permettent une grande flexibilité dans la gestion du cours d'eau pendant la construction. Leur résistance naturelle aux déversements, associée aux caractéristiques spéciales de conception comme un enrochement armé dans la face aval et des batardeaux en béton compacté au rouleau, permet d'avoir recours à des intervalles de récurrence des crues inférieurs, tout en ayant une exposition au risque durant la période de construction équivalente à celle des autres types de barrages en remblais.
- La construction de la plinthe et l'injection de coulis se font à l'extérieur du barrage et n'ont aucune influence sur la mise en place du remblai ou sur le calendrier des travaux.
- La mise en place de l'enrochement est relativement sans restriction et n'est pas entravée par la pluie. L'établissement du calendrier est fiable.
- Le masque en béton peut être construit en diverses étapes, au moment où cela convient à l'entrepreneur. Un nombre excessif d'étapes et le retard dans la mise en place de l'enrochement de la recharge du barrage peut donner lieu à un tassement inadéquat qui risque de nuire au rendement de la dalle du masque en béton avant et après la mise en eau du réservoir.
- La plinthe et la dalle interne peuvent être construites par coffrage coulissant, ce qui simplifie la construction.
- Le parapet situé sur la crête du barrage peut être construit à partir d'éléments préfabriqués, ce qui permet d'accélérer les travaux.
- L'utilisation d'une bordure profilée en amont a réduit la ségrégation de la zone de transition et éliminé le compactage du talus amont (barrage en enrochement avec masque amont).

II.2.2. BARRAGE EN ENROCHEMENT A NOYAU CENTRAL

L'étanchéité est assurée par un organe dans le corps de l'ouvrage, un noyau central (ou incliné), qui peut être constitué d'argile et/ou de limon et sable. Des noyaux étanches en argile sont les plus couramment utilisés. La fonction de résistance à la poussée de l'eau peut être garantie par des enrochements placés des deux côtés du noyau ; ceux-ci sont donc directement en contact avec l'eau ;

Parmi les barrages en enrochements seuls 20% sont des barrages à masque amont. Avant les années 60, ces barrages étaient constitués d'enrochements déversés et dimensionnés à partir de considérations empiriques acquises dans le passé. La communauté pensait également que les recharges en enrochements devaient être composées de blocs de taille uniforme, et on prenait soin d'éliminer les fines : les matériaux "propres" étaient considérés être plus résistants. D'importants tassements observés et l'expérience accumulée sur ce type d'ouvrages ont permis de comprendre les phénomènes, revoir les définitions premières et les techniques de construction. Il a été réalisé que les contacts "bloc-bloc" ne réduisaient pas nécessairement les tassements : des granulométries étalées ont ainsi été préconisées. De plus, le placement des enrochements par couches de 1 à 2 m puis leur compactage ont été recommandés pour diminuer les tassements. Le recours au compactage par rouleau vibrant permet en effet de positionner une grande proportion de blocs dans des positions stables et l'application de charges supplémentaires réduit l'indice des vides du milieu par l'écrasement et le déplacement de blocs instables. La réduction des tassements est ainsi recherchée car la présence de tassements différentiels dans les enrochements est dangereuse pour ces ouvrages : ils peuvent induire des fissurations dans le masque en béton, en raison des fortes contraintes de traction dans le parement. Les fissurations peuvent conduire à des fuites importantes (SILVANI, 2007).

Les barrages à noyau peuvent également tasser et causer des désagréments à l'ouvrage : on relève un grand nombre de barrages où des fissures longitudinales se sont produites entre la recharge amont et le noyau, suite aux tassements de la recharge amont (SILVANI, 2007).

II.2.3. BARRAGE EN ENROCHEMENT A DIAPHRAGME

Il s'appelle barrage à diaphragme ou à écran interne. Il est représenté dans la **figure I.7**.

III. AVANTAGES ET PROBLEMES MAJEURS ASSOCIES AUX BARRAGES EN REMBLAI

III.1 AVANTAGES

- La grande majorité, voire la totalité, des matériaux constituant le corps du barrage proviennent des zones d'emprunt situées à proximité immédiate du site ;
- La mise en œuvre des matériaux peut être très fortement mécanisée et les cadences très importantes, même si le volume à mettre en place est sensiblement plus important ;
- La sollicitation de la fondation (contraintes) est beaucoup plus faible ;
- Les tassements de fondation ne posent pas de difficultés majeures, les matériaux étant suffisamment plastiques pour s'adapter (**SHLEISS & POUGATCH, 2011**).

III.2. LES PROBLEMES MAJEURS

- Les fuites et les infiltrations à travers le barrage ou à travers ses fondations ;
- Le tassement du barrage et/ou de ses fondations ;
- Les déformations dues aux contraintes internes et/ou externes ;
- La stabilité des fruits amont et aval.

Le phénomène le plus dangereux est le développement progressif de l'érosion interne du barrage par infiltration. Il est réputé être rapide dans plusieurs cas de rupture de barrages (**BOUSSAAD, 1998**).

IV. TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES

IV.1 OBJECTIF DU TRAITEMENT DES FONDATIONS

Le traitement des fondations pour les barrages en enrochement comprend :

- Les excavations.
- La préparation de la surface des fondations au niveau de la plinthe et sous le corps du barrage. Cela comporte le retrait du matériau de fondation instable ou inadéquat sous la plinthe et sous le corps du barrage. Si cela s'avère impossible, des mesures

doivent être prises pour prévenir l'érosion et la formation de renards dans le matériau.

- Le forage et l'injection de béton et/ou la mise en place d'écrans d'étanchéité sous la plinthe.
- Le traitement adéquat des couches minces non compétentes ou des défauts en amont et en aval de la plinthe.
- Le drainage des fondations et des appuis latéraux et
- L'association des techniques mentionnées ci-dessus.

Le barrage doit s'adapter aux conditions variables des fondations et le traitement sélectionné doit être compatible tant avec le type de barrage qu'avec les caractéristiques des fondations.

Souvent, les conditions des fondations sont hétérogènes et difficile à définir. La réussite du projet repose donc sur une exploration méticuleuse du terrain pour mettre à jour les strates ou les lentilles dont la stabilité est vulnérable ou encore sujettes à percolation. Un traitement adéquat des fondations doit être conçu et les travaux d'excavation et de traitement des fondations doivent être réalisés soigneusement. Des conditions n'ayant pas été relevées lors de la reconnaissance du site sont souvent mises à jour en cours de construction ; si tel est le cas, les concepts de traitement des fondations doivent être revus pour apporter les changements requis.

En résumé, le traitement des fondations doit viser les objectifs fondamentaux suivants :

- Contrôle total de la percolation sous la plinthe ou autour de celle-ci.
- Retrait des matériaux instables ou inadéquats des fondations sous la plinthe et sous le corps du barrage.
- Préparation des surfaces des fondations pour qu'elles servent d'appui au béton, aux filtres et à l'enrochement et
- Prévention des tassements différentiels de la plinthe, de la dalle du masque et du joint périmétral (**BULLETIN 141, 2010**).

IV.2 ÉTANCHÉITÉ DE LA FONDATION

On peut considérer les trois cas suivants

- cas d'une fondation constituée de matériaux peu perméables : il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compactés afin de tenir

compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéités éventuelles. Les dimensions de cette clé sont :

- largeur minimale à la base de 3 mètres (largeur des engins) ;
 - pentes de l'ordre de 1/1 ;
 - profondeur de plusieurs mètres avec un minimum de 2 mètres par rapport au terrain naturel.
- cas d'une fondation où la présence de couches perméables n'a été mise en évidence que jusqu'à une profondeur de quelques mètres : la clé d'étanchéité doit les barrer et être ancrée dans le niveau étanche ; si ce dernier est le rocher sain, après son nettoyage et une régularisation éventuelle de sa surface, la mise en place d'une première couche d'épaisseur décimétrique constituée d'argile humide (OPN + 2 ou 3) permet d'assurer un bon contact ; il peut être nécessaire d'interposer un filtre entre la face aval de la clé et les matériaux perméables de la fondation.
 - cas d'une fondation perméable jusqu'à une profondeur importante : les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés, les produits d'injection étant adaptés au matériau traité (coulis bentonite-ciment, coulis spéciaux) ; la coupure comporte le plus souvent trois lignes de forages en quinconce ; comme l'injection ne peut être efficace en surface, soit on recoupe les premiers mètres injectés par une clé d'étanchéité, soit on traite à partir d'une certaine hauteur de remblai.

L'autre technique d'étanchéité est la paroi moulée en coulis auto-durcissable bentonite ciment ou en béton plastique ; cette solution est assez classique dans les terrains meubles; elle est aussi possible dans les fondations rocheuses selon la technique, plus coûteuse, de l'hydrofraise. Elle peut entraîner des désordres si des déplacements importants se produisent, par exemple le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble (risque aussi d'un frottement latéral excessif) ; si elle est située au pied amont du remblai, la paroi peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

En ce qui concerne les barrages de type 3 (étanchés), la liaison entre l'étanchéité du remblai et celle de la fondation est délicate, sauf dans le cas où une paroi moulée assure depuis la crête toute l'étanchéité.

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'une géomembrane ou d'un tapis en matériaux argileux compactés (au minimum deux couches d'épaisseur de 0,20 mètre chacune), ces derniers étant à protéger contre tout risque de dessiccation. Ces techniques conduiront nécessairement à un prix élevé du m³ d'eau stockée.

En ce qui concerne le support il faut :

- respecter les conditions de filtres dans le cas du tapis amont ;
- éliminer les aspérités susceptibles de perforer la géomembrane et
- éviter tout risque de sous-pression, notamment gazeuse, sous la géomembrane (ALONSO, 2002).

IV.3 DRAINAGE DE LA FONDATION

En ce qui concerne le drainage des écoulements provenant de la fondation, la solution la plus satisfaisante consiste à mettre en place un tapis drainant à la base de la recharge aval, au contact remblai - fondation, jusqu'au drain vertical ou incliné situé dans la zone centrale du remblai.

Ce tapis, qui peut être compartimenté afin de connaître le comportement de chaque zone délimitée, est à mettre en place lorsqu'il s'agit d'un ouvrage important ($H^2\sqrt{V} > 700$). Pour les barrages plus modestes ($H^2\sqrt{V} < 700$), et si les conditions géologiques le permettent, ce tapis drainant peut être réduit en étant mis en place en bandes drainantes (notamment sur les zones jugées les plus sensibles des versants). Il ne peut être complètement supprimé que pour les très petits ouvrages dont $H^2\sqrt{V} < 100$ à condition que la fondation soit suffisamment étanche. L'épaisseur des couches doit permettre d'évacuer le débit prévu, l'épaisseur minimale de chaque couche granulaire horizontale étant de 0,20 mètre (drain et filtre). S'il y a en fondation une couche superficielle peu perméable, qui recouvre une couche qui l'est beaucoup plus et dont la face supérieure est située à une profondeur inférieure à $H/3$, il est préconisé d'exécuter des puits de décompression¹ (équipés en général de piézomètres) au pied aval du barrage, à raison d'un tous les 10 à 25 mètres. Le puits de décompression doit être protégé par un matériau filtrant vis-à-vis du matériau peu perméable environnant (ALONSO, 2002).

V. LES DISPOSITIFS DE CONTROLE ET DE MAITRISE DES INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES

V.1. INTRODUCTION

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif 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.

Les phénomènes des infiltrations qui apparaissent dans les ouvrages hydrauliques peuvent créés dans certaines conditions, des dangers pour la stabilité et la sécurité des barrages. A cet effet on doit prévoir à l'intérieur du massif éventuellement dans les fondations des dispositifs qui ont comme objectifs contrôler et maîtriser ces infiltrations dans les barrages.

La conception d'un barrage avec une étanchéité de tout type doit être telle que l'écoulement de liquide dans le barrage résultant d'une défaillance majeure de l'étanchéité ne puisse pas causer la rupture du barrage ou un désordre important de la structure du barrage. Par conséquent, le corps du barrage doit comprendre des zones de filtres pour empêcher son érosion interne.

V.2. ÉTANCHÉITÉ DES BARRAGES

V.2.1. ÉTANCHÉITÉ DE LA FONDATION

On peut considérer les trois cas suivants pour les barrages de types homogènes et zonés :

- cas d'une fondation constituée de matériaux peu perméables : il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compactés afin de tenir compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéités éventuelles.

- cas d'une fondation où la présence de couches perméables n'a été mise en évidence que jusqu'à une profondeur de quelques mètres : la clé d'étanchéité doit les barrer et être ancrée dans le niveau étanche ; si ce dernier est le rocher sain, après son nettoyage et une régularisation éventuelle de sa surface, la mise en place d'une première couche d'épaisseur décimétrique constituée d'argile humide permet d'assurer un bon contact ; il peut être nécessaire un filtre entre la face aval de la clé et les matériaux perméables de la fondation.

- cas d'une fondation perméable jusqu'à une profondeur importante : les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés, les produits d'injection étant adaptés au matériau traité (coulis bentonite-ciment, coulis spéciaux) ; la coupure comporte le plus souvent trois lignes de forages en quinconce ; comme l'injection ne peut être efficace en surface, soit on recoupe les premiers mètres injectés par une clé d'étanchéité, soit on traite à partir d'une certaine hauteur de remblai.

L'autre technique d'étanchéité est la paroi moulée en coulis auto- durcissable bentonite-ciment ou en béton plastique ; cette solution est assez classique dans les terrains meubles ; elle est aussi possible dans les fondations rocheuses selon la technique, plus coûteuse, de l'hydro-fraise. Elle peut entraîner des désordres si des déplacements importants se produisent, par exemple le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble (risque aussi d'un frottement latéral excessif) ; si elle est située au pied amont du remblai, la paroi peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'une géomembrane ou d'un tapis en matériaux argileux compactés (au minimum deux couches d'épaisseur de 0.2 mètre chacune), ces derniers étant à protéger contre tout risque de dessiccation. Ces techniques conduiront nécessairement à un prix élevé du m³ d'eau stockée.

En ce qui concerne le support il faut :

- Respecter les conditions de filtres dans le cas du tapis amont ;
- Eliminer les aspérités susceptibles de perforer la géomembrane ;
- Eviter tout risque de sous-pression, notamment gazeuse, sous la géomembrane (MALFI & KOLLI, 2012).

V.2.2. ÉTANCHÉITÉ DU MASSIF

Le problème de l'étanchéité du massif se pose chaque fois que le calcul des infiltrations en superstructure indique des pertes inadmissibles. Ces pertes peuvent soit entraîner la ruine de l'ouvrage par formation de renard, soit encore, sans nuire à sa sécurité, être gênantes pour l'exploitation du barrage (MALFI & KOLLI, 2012).

V.2.3. CHOIX DU SYSTEME D'ÉTANCHÉITÉ

Quand le projeteur a fait choix pour un site donné d'un ouvrage du type digue en terre, c'est en ayant constamment présents à l'esprit les problèmes qu'allaient poser les organes assurant l'étanchéité du massif. Les moyens pour se prémunir contre toute infiltration à travers le massif sont nombreux et lorsque nous examinons bien le problème nous s'apercevons qu'il existe toujours au moins une bonne solution qui assure l'étanchéité du massif. Examinons tout d'abord les différents types d'organes d'étanchéité.

V.2.3.1. NOYAUX

Le type de noyau recommandé est en argile compacté ou en béton bitumineux.

i. NOYAU ARGILEUX COMPACTÉ

Le noyau en matériau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage ou en position inclinée à l'amont de celui-ci, son épaisseur est de l'ordre de 1/6 de la hauteur de l'ouvrage.

Vers le sommet le noyau doit être monté au-dessus des plus hautes eaux et pratiquement, compte tenu des remontées capillaires, jusqu'à la tête du barrage. Il doit être protégé de la dessiccation à sa partie supérieure pour éviter toute fissure de retrait qui risquerait de se révéler catastrophique. Cette protection peut être assurée par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée en enrobé bitumineux. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre, vers l'aval pour recueillir les eaux de percolation, vers l'amont pour absorber les eaux de ressuyage après vidange imperméable ou au dispositif d'étanchéité des fondations (MALFI & KOLLI, 2012).

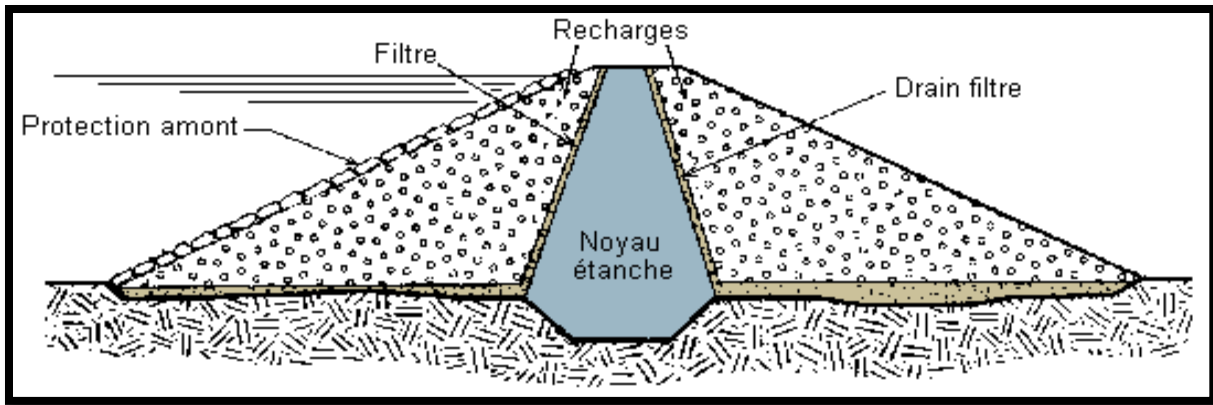


Figure I.9 : Etanchéité par noyau argileux compacté (MALFI & KOLLI, 2012).

ii. NOYAU BITUMINEUX

L'étanchéité des barrages en terre au moyen de noyaux bitumineux a pris une très grande importance dans le monde entier et dans toutes les zones climatiques ; cet élément d'étanchéité (mieux que la plus part des autres) satisfait, en effet, aux exigences de sécurité les plus strictes grâce à sa déformation, sa bonne résistance à l'érosion et au vieillissement, et surtout grâce au mode de construction sans joints.

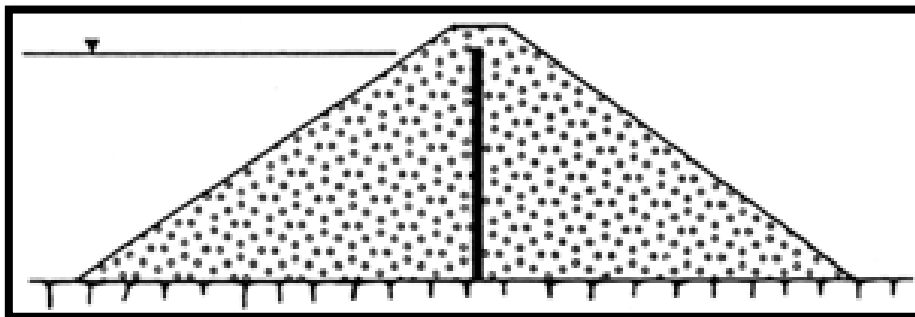


Figure I.10 : Etanchéité par noyau bitumineux (MALFI & KOLLI, 2012).

V.2.3.2. MASQUE AMONT

Le profil en enrochements avec masque amont est un profil qui s'adapte aux sites où les matériaux fins sont inexistantes et les enrochements disponibles en quantité.

Le profil homogène ou zoné avec un évacuateur central est le profil qui s'adapte aux sites dont les rives présentent des fondations avec des caractéristiques médiocres. L'implantation de l'évacuateur de crues rive entraînerait des dépenses importantes et une maintenance

accrue après sa réalisation d'où l'intérêt d'un évacuateur central sur le corps de la digue réalisé en gabions. Cette technique est également utilisée lorsque la topographie des rives n'est pas favorable; la réalisation d'un évacuateur sur l'une des rives entraînerait de grosses quantités de terrassements et par conséquent un coût important (MAHFOUD).

Le masque amont est un élément étanche en béton ce ciment, en acier, en terre et en béton bitumineux essentiel au bon fonctionnement des CFRD. Ces dernières années, suite à l'augmentation de la hauteur des CFRD, d'importantes fissures ont pu être rencontrées sur les masques amont (TRAN, 2006).

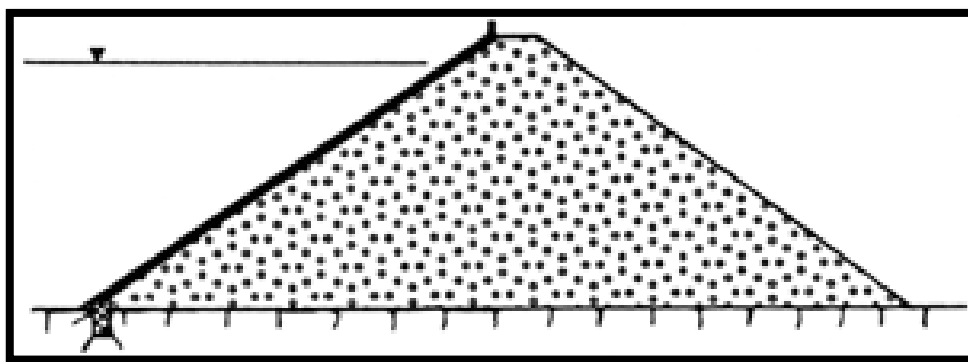


Figure I.11 . Etanchéité par Masque amont en béton de ciment (MALFI & KOLLI, 2012).

i. MASQUE EN BETON DE CIMENT

La dalle doit posséder des joints de construction, du fait de retrait, que l'on munit de lames d'étanchéité. Ces joints sont respectivement parallèles et perpendiculaires aux lignes de plus grande pente du talus, ces dernières étant nécessaires pour diminuer l'importance des efforts de flexion (MALFI & KOLLI, 2012).

ii. MASQUE EN ACIER

En raison de la grande déformabilité alliée à une résistance élevée et une étanchéité parfaite de l'acier, celui-ci constitue un matériau techniquement à peu près parfait pour un masque amont. L'inconvénient est généralement une question de coût.

iii. MASQUE EN TERRE

Au moyen de terre argileuse compactée, nous pouvons réaliser une étanchéité convenable, avec des épaisseurs qui sont des caractéristiques de perméabilité du matériau dont on dispose.

iv. MASQUE EN BÉTON BITUMINEUX

C'est à priori le produit idéal en raison de sa remarquable étanchéité et de sa résistance à la flexion. Si certaines fissures se produisent, elles se colmatent d'elles-mêmes peu à peu sous l'effet de la pression de l'eau, par déformation plastique. On récapitulant, un béton bitumineux réagit de façon plastique aux déformations lentes, de façon élastique aux déformations rapides, or le tassement s'effectue en général de façon lente. Egalement, il n'y a pas de problème de joint, les différentes couches de béton bitumineux se soudent littéralement à chaud.

V.3. ÉTANCHÉITÉ ARTIFICIELLES DES BARRAGES

V.3.1. LES GÉOMEMBRANES

V.3.1.1. CONCEPT DE L'UTILISATION DES GÉOMEMBRANES DANS LES BARRAGES

Les géomembranes remplacent dans les barrages des matériaux d'étanchéité traditionnels comme le béton, le béton bitumineux et l'argile. Tandis que le concept de l'utilisation des géomembranes dans les barrages découle du succès des géomembranes dans les réservoirs, l'utilisation de bandes synthétiques ("waterstop") pour assurer l'étanchéité des joints de dilatation de nombreux barrages en béton depuis longtemps a certainement contribué à faciliter l'acceptation dans les barrages de matériaux d'étanchéité synthétiques.

Il y a de nombreuses applications de géomembranes dans les barrages en remblais car ces barrages sont souvent très perméables et peuvent donc bénéficier d'un élément étanche additionnel. De surcroît, dans de nombreux cas, une géomembrane est plus économique et plus facile à installer qu'un matériau d'étanchéité traditionnel.

On a utilisé des géomembranes dans les barrages en remblai avant qu'elles ne soient utilisées dans les barrages en béton, probablement parce que l'installation d'une géomembrane sur la pente d'un barrage en remblai : (i) est semblable à son installation sur

les pentes d'un réservoir en terre ; (ii) est plus simple que sur la face verticale d'un barrage en béton.

V.3.1.2. UTILISATION DES GÉOMEMBRANES DANS LES BARRAGES EN REMBLAI

Selon la base de données de la CIGB, des géomembranes ont été utilisées dans plus de 160 barrages en remblai. C'est un succès remarquable, accompli surtout dans les 30 dernières années. La distribution par type de géomembrane est la suivante, si l'on ne considère que les 126 barrages dont la géomembrane a une épaisseur supérieure à 0,7 mm :

- PVC (acronyme anglais généralement utilisé pour chlorure de polyvinyle), 54 (43%),
- Géomembrane bitumineuse, 18 (14%)
- PEHD (polyéthylène haute densité), 13 (10%)
- Butyl et autres élastomères, 11 (9%)
- CSPE (acronyme anglais généralement utilisé pour polyéthylène chlorosulfoné), 7 (6%)
- LLDPE (acronyme anglais généralement utilisé pour polyéthylène basse densité linéaire), 6 (5%)
- PP (polypropylène), 6 (5%)
- Autres géomembranes fabriquées en usine, 2 (2%)
- Géomembranes fabriquées in situ, 9 (7%)

On notera que les géomembranes fabriquées in situ ne sont pas traitées dans cet article.

V.3.1.3. CONCEPTION DES NOUVEAUX BARRAGES EN REMBLAI

- Position de la géomembrane .

Dans un barrage en remblai, on peut considérer deux positions pour la géomembrane: (1) la géomembrane peut être sur la pente amont, couverte ou non ; ou (2) la géomembrane peut être interne, c'est-à-dire située à l'intérieur du corps du barrage, inclinée, verticale ou quasi-verticale.

Selon la base de données de la CIGB, dans 90% des cas où une géomembrane est utilisée dans un barrage en remblai, elle se trouve sur la pente amont et, dans 10% des cas, elle est interne. Et, parmi les géomembranes situées sur la pente amont, 70% sont couvertes et 30% exposées.

On peut faire les commentaires suivants sur les géomembranes internes.

- Une géomembrane interne peut être associée à un sol de faible perméabilité sans risque de soulèvement par sous-pressions, en supposant que le poids des matériaux situés au-dessus de la géomembrane est suffisant pour contrebalancer les sous-pressions, ce qui est toujours le cas si la géomembrane est verticale ou quasi-verticale. On peut ainsi réaliser une étanchéité composite, ce qui minimise le débit de fuites.
- La géomembrane est protégée des agressions externes, en supposant que les matériaux en contact avec la géomembrane ont été mis en place sans endommager la géomembrane et ne contiennent pas d'éléments susceptibles de l'endommager dans le futur.
- Le risque de soulèvement de la géomembrane par le vent est éliminé.
- Une géomembrane interne inclinée a une surface plus faible, donc un coût moindre, qu'une géomembrane située sur la pente amont.
- Une géomembrane verticale a une surface plus faible qu'une géomembrane inclinée et surtout qu'une géomembrane située sur la pente amont. Cependant, cet avantage disparaît en grande partie si la géomembrane quasi-verticale est en accordéon (ou "zigzag"). De plus, le coût plus élevé d'une installation verticale ou quasi verticale peut annuler le bénéfice résultant du moindre coût du matériau.
- La construction d'un barrage avec une géomembrane verticale ou quasi-verticale est généralement plus difficile que la construction d'un barrage avec une géomembrane située sur la pente amont ou avec une géomembrane interne inclinée. De plus, une coordination entre l'entrepreneur de terrassements et l'installateur de géomembrane est nécessaire dans le cas d'une géomembrane en accordéon. Par conséquent, le coût de construction est généralement plus élevé pour un barrage avec géomembrane verticale ou quasi-verticale que pour un barrage avec géomembrane inclinée.

En particulier, les raccordements d'une géomembrane en accordéon avec des structures annexes est difficile. Cependant, dans le cas des batardeaux où il n'y a pas de structure annexes, une géomembrane quasi-verticale en accordéon peut être envisageable.

- Les géomembranes verticales ou quasi-verticales ont l'inconvénient que la pression hydrostatique exercée par l'eau de la retenue est horizontale, ce qui est moins favorable à la stabilité que la pression inclinée exercée sur une géomembrane inclinée, surtout si elle est située sur la pente amont.
- Du point de vue de la stabilité du barrage, une géomembrane située sur la pente amont a deux avantages importants : (1) le poids total du barrage contribue à la stabilité ; (2) il n'y a pas de pression interstitielle dans le barrage.
- Une géomembrane quasi-verticale en accordéon, qui n'est pas raccordée à des ouvrages annexes rigides, est peu sensible aux tassements différentiels.
- Si le réservoir doit être revêtu d'une géomembrane, il est alors logique de placer la géomembrane sur la pente amont du barrage.

Étant donné qu'il n'est généralement pas avantageux de placer la géomembrane en position interne, il y en a peu d'exemples. Lorsqu'une géomembrane est sur la pente amont, elle est soit exposée soit couverte (CAZZUFFI & AL, 2011).

V.3.1.4. PERFORMANCE DES BARRAGES EN REMBLAI AVEC GEOMEMBRANE

Un débit de fuite typique observé dans le cas de barrages en remblai construits avec une géomembrane à la pente amont et revêtue d'une couverture est de l'ordre de 1 litre/h/m² dans les meilleurs cas et 10 litres/h/m² et dans le cas des barrages qui n'ont pas la meilleure performance (en supposant que les mesures sont exactes, ce qui n'est pas certain). Par comparaison, un calcul pour défaut de 2 mm de diamètre par 1000 m² de géomembrane donne un débit de fuite de 0,1 litre/h/m² pour une hauteur d'eau de 10 m et 0,2 litre/h/m² pour une hauteur d'eau de 50 m. Il est possible que des fuites à la périphérie de la géomembrane expliquent la différence entre valeurs calculées et observées (CAZZUFFI & AL, 2011).

V.3.2. PAROI MOULEE

Le principe général consiste à mettre en place, une fois le remblai achevé, une paroi moulée centrale. Celle-ci traverse l'ensemble du remblai et la partie meuble de la fondation. La tranchée, large de 0.80 à 1 mètre, est remplie d'un coulis auto-durcissable (bentonite, ciment, eau).

Cette technique nécessite que le matériau qui entoure la paroi ne soit pas trop perméable pour éviter de trop fortes pertes de coulis avec les risques correspondants d'éboulement de la paroi. On pourra donc être amené à réaliser un pseudo-noyau en matériaux peu grossiers à granulométrie continue au centre d'un barrage en matériaux grossiers (MALFI & KOLLI, 2012).

Ce type d'étanchéité artificielle peut s'avérer avantageux comparé aux géomembranes, si les appuis du barrage sont très raides car le chantier de traitement de la fondation est alors compliqué.

Il faut cependant concevoir le remblai pour qu'il puisse supporter une crue sans dommage avant que la paroi ne soit construite. La dérivation provisoire doit donc être dimensionnée de sorte que le remblai ne soit pas mis en charge. Si cela n'est pas possible, les filtres et drains doivent être largement dimensionnés pour éviter toute érosion interne lors d'une crue de chantier.

V.4. CARACTERISTIQUES DES GEOMEMBRANES

V.4.1. CARACTERISTIQUES ET PROPRIETES DES GEOMEMBRANES

Le **tableau I.2** donne les principales caractéristiques des géomembranes de synthèse et celles bitumineuses utilisées pour les masques amont de barrages

Tableau I.2 : Comportement des géomembranes (ROUISSAT, 2014).

| | Géomembrane de synthèse | | Géomembrane bitumineuse | |
|---------------------------------------|---|---|--|---|
| | Elastomère | Plastomère | Bitume soufflé | Bitume modifié aux polymères |
| Comportement général | Elastique | Plastique | Viscoplastique | Viscoélastique |
| Comportement sous contrainte imposée | Allongement élastique constant fonction de la contrainte. La déformation disparaît avec la contrainte. | Pour une contrainte supérieure au seuil d'écoulement, il se produit des déformations partiellement irréversibles après cessation de contrainte. | Même comportement que les plastomères, avec une valeur différente pour le seuil. | Même comportement que les élastomères, avec limite élastique. |
| Comportement sous allongement imposée | Reste sous tension | Relaxation partielle de la contrainte. | Relaxation de la contrainte. | Reste sous tension |
| Influence d'une température élevée | Faible | Moyenne | Moyenne | Moyenne |
| Souplesse à froid | Très bonne | Bonne ; variable suivant les produits. | Assez bonne | Bonne à très bonne suivant nature et teneur des polymères |
| Soudure thermique | Impossible si réticulé | Très facile. | Très facile | Très facile |
| Soudure par solvant | Impossible si réticulé | Possible suivant produit. | Sans objet | Sans objet |
| Collage | Facile | Facile à difficile. | Facile | Facile |
| vulcanisation | Possible | Sans objet | Sans objet | Sans objet |

Le **tableau I.3**, pour différents types de matériaux des géomembranes, illustre les propriétés mécaniques.

Tableau I.3 : Propriétés mécaniques des géomembranes (ROUISSAT, 2014).

| Propriétés | Type | | | |
|--|---|---|---|--------------------------|
| | Membrane bitumineuse | PEhd | PEbd | géocomposite |
| Epaisseur..... (mm) | 3 à 6 | 1 à 3 | 0.5 à 2.5 | < 10 |
| Masse volumique.. (g/cm ³) | 3 à 5 kg/m ² | 0.94 | 0.89 | |
| Perméabilité K(m/s) | <10 ⁻¹² | 10 ⁻¹⁴ | 10 ⁻¹⁴ | 10 ⁻¹² |
| Angle de frottement(°) | Variable avec support 27° sur du sable | Variable avec support 18° sur du sable | Variable avec support 18° sur du sable | Variable 9° à 26° |
| Résistance à la rupture..... Allongement..... (%) | 14 à 32 kN/m 35 à 50 | 24 à 36 N/mm ² 600 à 800 | 24 N/mm ² 900 | 14 à 27 KN/m 15 à 140 |
| Limite élastique..... Allongement..... (%) | Sans objet | 10 N/mm ² 15 | 15 N/mm ² 20 | Sans objet |
| Résistance à la déchirure amorcée..... | | 100 à 430 N | 30 à 180 N | |
| Poinçonnement..... | 230 à 400 N | 30 à 150 N | 170 à 400 N | |
| Résistance à la fissuration sous contrainte..... | | 1500 h | 1500 h | |

(1) Il s'agit d'ordres de grandeur.

Le **tableau I.4** une comparaison entre les géomembranes et les couches d'argiles utilisées toutes les deux comme masque amont des barrages.

Tableau I.4 : Comparaison entre les géomembranes et les couches d'argiles compactées (ROUISSAT, 2014).

| Couche d'argile compactée | Membrane géocomposité |
|---|--|
| <p>Epaisseur (0.6 à 1.5 m) Construite en place Difficile à mettre en place correctement Impossible à perforer Mise en place avec un matériel lourd Données spécifiques sur le matériau nécessaire Grande capacité d'absorption des lixiviats Temps de stockage relativement long L'épaisseur importante dans la couche demande de la place Coût très variable Résistance à la traction faible Peut se dessécher et se fissurer Difficile à réparer Sensible au cycle gel/dégel Performance très liée à la qualité de l'installation Mise en place longue</p> | <p>Mince (10 mm) Manufacturée Facile à mettre en place (dérouler et positionner) Susceptible d'être endommagée et perforée Peut être installée avec un équipement léger Produit manufacturé, données disponibles Faible capacité d'absorption de lixiviats Temps de stockage réduit Une place très faible suffit Coût plus prévisible Résistance à la traction plus importante Ne peut pas se fissurer avant d'avoir été hydratée Facile à réparer Moins sensible au cycle gel/dégel Propriétés hydrauliques moins sensibles aux variables apportées par l'installation Mise en place très rapide</p> |

V.4.2. CRITERES ET NORMES DE POSE

Les figures I.12 et I.13 détaillent toutes les dispositions liées aux critères et normes de pose au niveau des barrages.

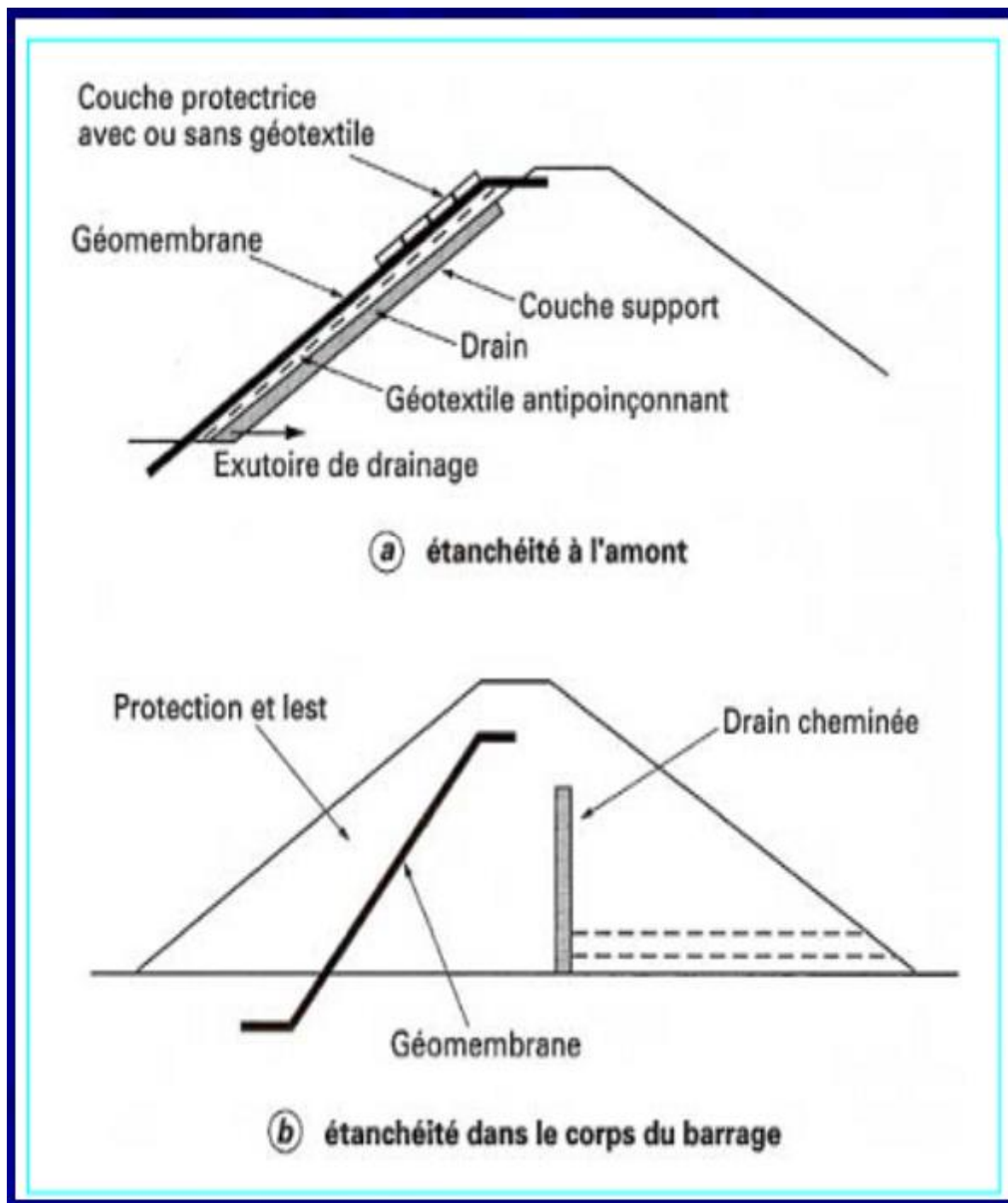


Figure I.12 : Disposition des géomembranes (ROUISSAT, 2014).

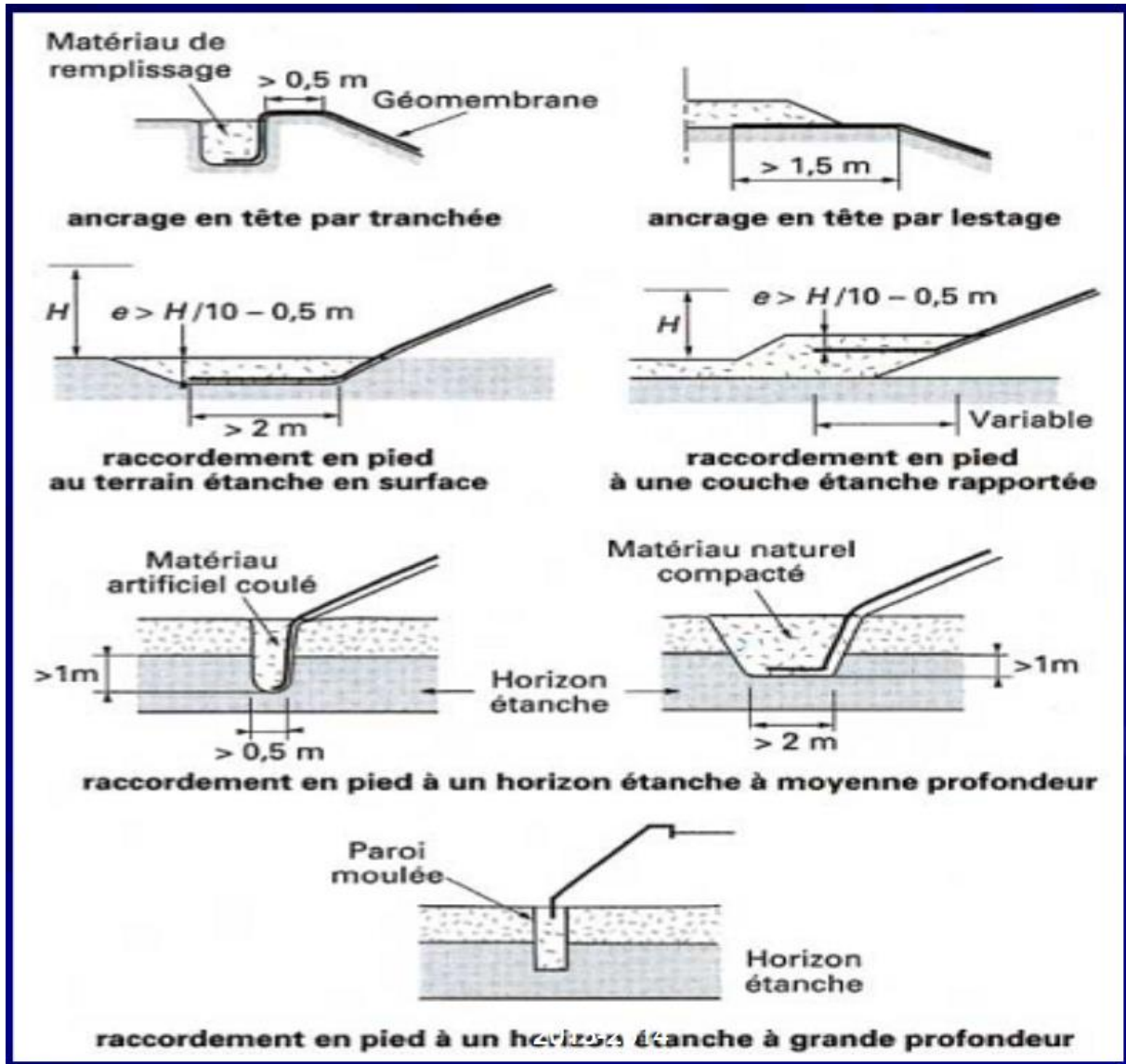


Figure I.13 : Principe des dispositions des géomembranes aux limites de la surface traitée (ROUISSAT, 2014).

Les règles à respecter pour la réussite de la pose ainsi que la performance des géomembrane peuvent être résumées en ce qui suit :

- S'assurer d'un support dont les tassements locaux ne provoquent pas de sollicitations excessives dans la membrane.
- Protéger la membrane contre les sollicitations extérieures de toute nature, UV, oxygène, chaleur, gel-dégel, chocs....
- Drainer la face inférieure de la membrane.
- Tenir compte du frottement entre la membrane, sa couche support et sa protection dans le choix de la pente du talus amont.

V.5. DRAINAGE ET LUTTE CONTRE L'ÉROSION MÉCANIQUE

L'eau possède la capacité à s'infiltrer à travers toutes les structures, d'argile comme de béton. Elle imprègne les barrages et leurs fondations, exerçant des effets insidieux qui peuvent s'avérer lourds de conséquence.

Il existe aujourd'hui deux manières complémentaires de contrecarrer son action :

- soit en diminuant la quantité d'eau qui traverse structures et fondations, c'est-à-dire en renforçant l'étanchéité,
- soit par le drainage, canalisant l'eau vers les parties de ces structures où ses effets seront les moins nocifs.

La quantité d'eau circulant dans les barrages en terre est plus diffuse et plus importante. Pour lutter contre ses effets, on va introduire des organes de drainage, matériau perméable du type sable ou véritables tuyaux.

Par ailleurs, la répartition granulométrique du matériau est conçue pour éviter la formation de « renards », infiltrations d'eau entraînant les particules du sol et minant petit à petit la structure (COURS INTERNET).

V.5.1. CONSTITUTION ET REGLE DE CONCEPTION DES DRAINS ET FILTRES

V.5.1.1. LES DRAINS

D'après **OURGHI (1998)**, Les drains sont des organes qui évacuent les eaux provenant d'une filtration à travers un massif ou d'un ressuyage. Ils sont ordinairement constitués de matériaux granulaires (sables ou graviers) disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical).

Les matériaux constitutifs doivent être inaltérables, parfaitement propres et, en conséquence, soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines du matériau adjacent.

Les drains peuvent être équipés de collecteurs qui sont des tuyaux drainants en plastique (PVC ou PEHD), souples ou rigides. Ces collecteurs drainants existent en deux types : circulaire doté de fentes sur l'ensemble du pourtour ou avec fentes seulement sur les 2/3 supérieurs.

Grâce à sa cunette sans fente, le tuyau drainant présente l'avantage – à condition, naturellement, d'être bien posé – d'empêcher la ré-infiltration potentielle des eaux interceptées. Il s'avère, en outre, mécaniquement plus résistant que l'autre type de drain. Aussi, son emploi est à recommander dans les barrages.

La combinaison d'un drain en matériau perméable avec un collecteur drainant posé en fond est intéressante, car elle facilite la collecte et la canalisation des débits captés par l'ensemble du dispositif.

V.5.1.2. LES FILTRES

D'après **OURGHI (1998)**, un filtre est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines, éventuellement entraînée par la circulation de l'eau dans le massif.

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des fines vis-à-vis du corps de remblai, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux.

Les filtres peuvent être constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer. Ces couches pourront être disposées comme suite (**OURGHI, 1998**) :

- la première couche (supérieure) en gravier ;
- la seconde couche en gros sable ;
- la dernière en sable fin.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres « granulaires » par des géotextiles. Ces produits de substitution sont issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable. Ils offrent d'avantage d'être économiques et de mise en œuvre a priori plus facile que les filtres à base de plusieurs couches de matériau calibré. La vérification, par le géotextile, des conditions de non entraînement des fines vis-à-vis du sol à drainer demeure indispensable.

V.5.1.3. LES GEOSYNTHETIQUES COMPOSITES

Depuis quelques années, apparaissent sur le marché des produits synthétiques pouvant, en théorie, assurer à la fois les deux fonctions : filtre et drain. Il peut s'agir, par exemple, d'un composite formé d'une trame drainante « prise en sandwich » entre deux feuilles de géotextile filtrant.

Plus que jamais, pour ces matériaux qui ne supporteraient pas le moindre colmatage (du fait de la faible épaisseur de la structure drainante), il convient de garder à l'esprit la nécessité absolue de vérifier la condition de non entraînement des fines vis-à-vis du sol environnant à drainer.

V.5.2. REGLES GENERALES DE DIMENSIONNEMENT DES DRAINS ET FILTRES

Lors des paragraphes précédents, nous avons, à plusieurs reprises, fait allusion aux conditions de non entraînement des fines encore dénommées « conditions de filtre ». La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGHI. Elles s'énoncent comme suit :

- Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer : c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre x% en poids de passant lors du tamisage granulométrique,
- Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain :

✓ Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$

✓ Condition de non entraînement des fines $d_{85} > \frac{D_{15}}{5}$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante : $5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$

Le plus souvent pour les barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition : la mise en place d'un filtre est alors inutile.

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier la condition d'uniformité : $2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$

Parfois, on se voit contraint d'interposer, entre le remblai et le drain, de perméabilité et de granulométrie très différente une couche – filtre en prenant soin de vérifier les règles de filtre à chaque interface :

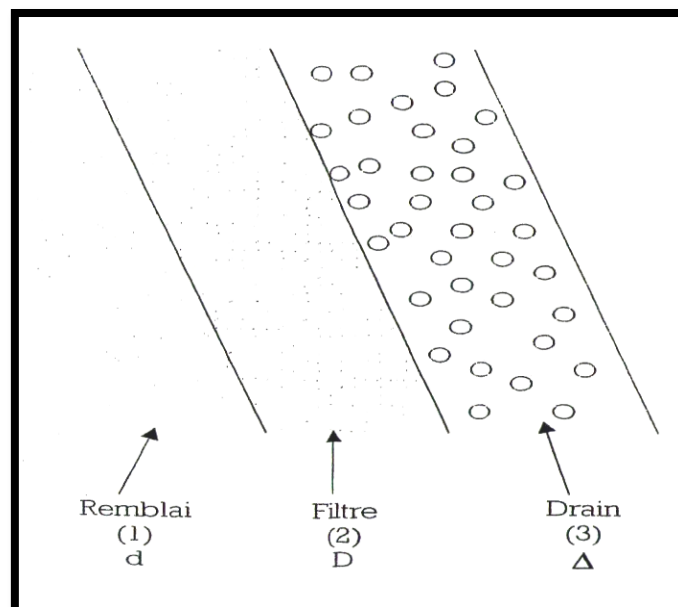


Figure I.14 . Filtre répondant aux conditions de TERZAGHI vis-à-vis des matériaux (1) (à drainer) et (3) (drainant) (MALFI & KOLLI, 2012).

- La préférence pour des dispositifs de drainage où les surfaces de contact sol/filtre soient les plus étendues possible, de façon à ce que les débits passant par unité de surface – et, donc, la vitesse de l'eau et l'entraînement des fines – soient plus faibles pour même débit total drainé : une telle recommandation milite en la faveur de procédés du type tranchée ou tapis drainant ;
- Pour le cas particulier des filtres/géotextile, une pose aussi soignée que possible le long des parois de fouille afin que la nappe, après remblaiement, se plaque intimement (sans se déchirer, se tendre, ni laisser de poches) sur le sol à protéger ;
- Pour des barrages importants on aura tendance à préférer les filtres granulaires aux filtres géotextiles pour les organes ayant une fonction primordiale pour la sécurité de l'ouvrage ;
- A cet effet on doit prévoir à l'intérieur du massif du barrage eu éventuellement dans les fondations de celui-ci un dispositif drainant qui interceptera les eaux d'infiltration. Le dispositif est en général composé de drains et de filtres.

Un drain est un organe qui évacue les eaux provenant d'une filtration 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.

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

V.5.3. DRAINAGE DE LA FONDATION

En ce qui concerne le drainage des écoulements provenant de la fondation, la solution la plus satisfaisante consiste à mettre en place un tapis drainant à la base de la recharge aval, au contact remblai-fondation, jusqu'au drain vertical ou incliné situé dans la zone centrale du remblai.

Ce tapis, qui peut être compartimenté afin de connaître le comportement de chaque zone délimitée, est à mettre en place lorsqu'il s'agit d'un ouvrage important. Pour les barrages plus modestes, et si les conditions géologiques et permettent, ce tapis drainant peut être réduit en étant mis en place en bandes drainantes (notamment sur les zones jugées les plus sensibles des versants). Il ne peut être complètement supprimé que pour les petits ouvrages dont à condition que la fondation soit suffisamment étanche. L'épaisseur des couches doit permettre d'évacuer le débit prévu, l'épaisseur minimale de chaque couche granulaire horizontale étant de 0.20 mètre (drain et filtre).

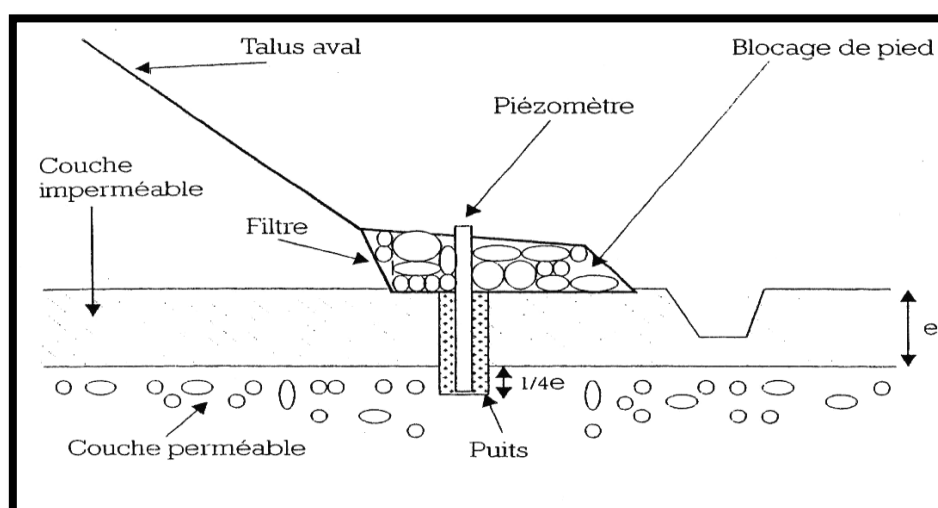


Figure I.15. Soulagement des sous-pressions par puits aval prolongés dans la couche perméable (MALFI & KOLLI, 2012).

S'il y a en fondation une couche superficielle peu perméable, qui recouvre une couche qui l'est beaucoup plus et dont la face supérieure est située à une profondeur inférieure à $H/3$, il est préconisé d'exécuter des puits de décompression (équipés en général de piézomètres) au pied aval du barrage, à raison d'un tous les 10 à 25 mètres. Le puits de décompression doit être protégé par un matériau filtrant vis-à-vis du matériau peu perméable environnant (MALFI & KOLLI, 2012).

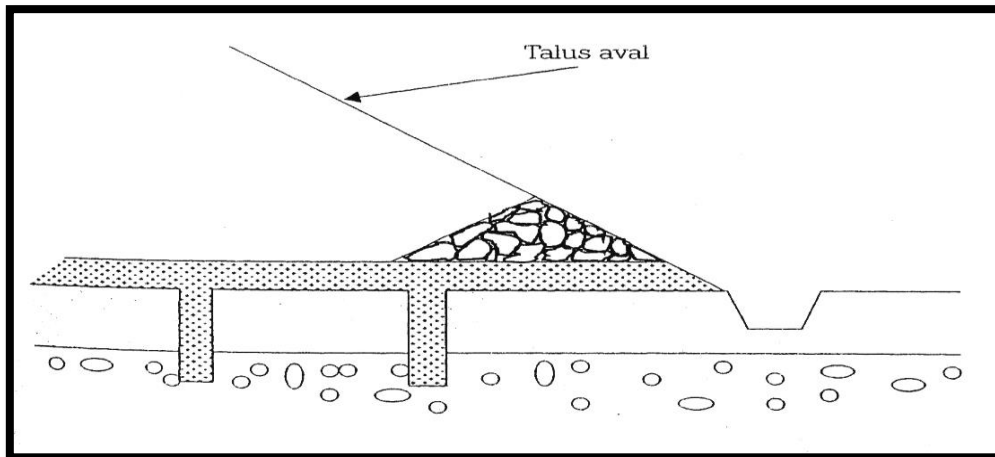


Figure I.16 . Drainage préventif de la fondation (MALFI & KOLLI, 2012).

V.6. UTILISATION DES GEOTEXTILES COMME FILTRE OU DRAIN

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

Bien entendu, il est fondamental de ne pas considérer le géotextile comme un produit passe-partout (un géotextile capable de supporter sans déchirure la pose d'enrochements, n'a pas grand-chose à voir avec un géotextile utilisé comme filtre).

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

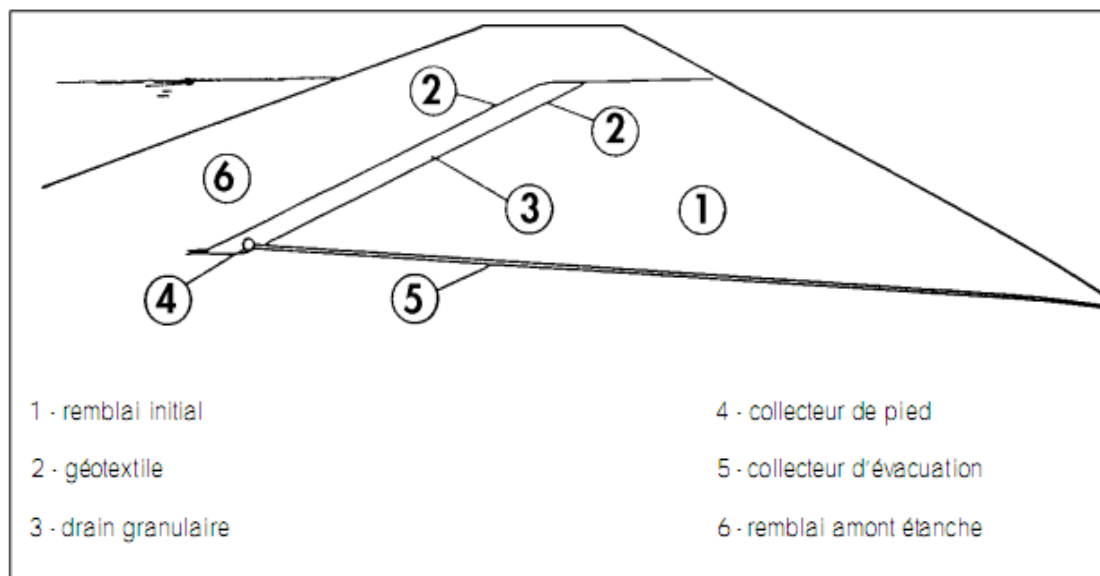


Figure I.17. Drain granulaire incliné entouré par un géotextile (MALFI & KOLLI, 2012).

Il existe aussi des géotextiles composites capables d'évacuer dans leur plan des débits relativement importants. Ils sont alors constitués d'une nappe drainante prise en sandwich entre deux nappes filtrantes. Ce produit peut remplacer un drain cheminé à condition toutefois qu'il puisse évacuer un débit suffisant, malgré la diminution de cette épaisseur due aux contraintes qu'il subit dans le remblai. Le géo-composite est mis en place en zigzagde la façon suivante :

- Le remblai est édifié en compactant alternativement des couches à l'amont puis à l'aval du système drainant ;
- Lorsque la zone (1) est compactée, un premier panneau de géo-composite est installé et raccordé au collecteur de pied, la largeur excédentaire étant rabattue vers l'amont ;
- La zone (2) est compactée, puis le géo-composite libre est rabattu vers l'aval ;
- La zone (3) est compactée et ainsi de suite (MALFI & KOLLI, 2012).

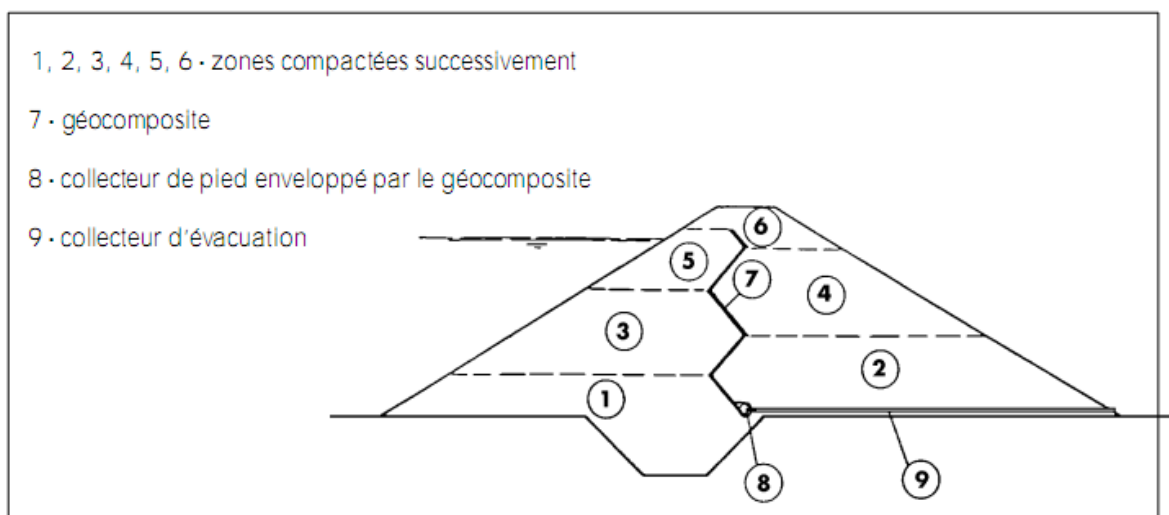


Figure 1.18 : Drainage vertical assuré par un géotextile composite (MALFI & KOLLI, 2012).

V.7. 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 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.

Dans les années soixante, les recherches effectuées après la catastrophe de malpasset (MALFI & KOLLI, 2012). ont conduit à mieux comprendre, et maîtriser, les percolations dans les massifs rocheux d'appuis des barrages voûtes et leurs effets. Lorsqu'on sait que les forces engendrées par les percolations de l'eau dans les rives sont du même ordre de grandeur que les forces de poussée de la voûte et le poids du massif d'appui, on conçoit que le projet de l'injection et du drainage soit de la plus haute importance pour la sécurité du barrage.

Beaucoup a été publié sur la méthode d'analyse par équilibre limite du « coin rocheux » (volume tétraédrique limité par trois plans de séparation géologique et la surface libre du massif, recevant la poussée de la voûte et glissant sur une ou deux faces), et sa contribution à l'évaluation du poids des paramètres, notamment l'influence plus ou moins grande du drainage dans telle ou telle direction. Nous n'y reviendrons pas ici, sauf pour souligner que

tout acte de conception tel que le drainage doit s'accompagner d'un contrôle de son efficacité, et de sa persistance dans le temps : l'auscultation hydraulique, et l'entretien ou la rénovation périodique des drains.

CONCLUSION

Ce chapitre constitue une synthèse sur les barrages en enrochements, objet du présent travail.

Il a englobé l'ensemble des aspects liés à leur conception, les critères de choix ainsi que les types relatifs aux organes d'étanchéité.

Une partie complémentaire a été réservée au traitement de leur fondation ainsi que les dispositifs de maîtrise des écoulements.

INTRODUCTION

La technique des barrages en enrochement est sans doute l'une des plus anciennes de l'ingénierie hydraulique : on en retrouve des traces dans la Mésopotamie antique. La technique, des plus rudimentaires, s'est affinée au cours du temps, et les plus grands ouvrages du genre atteignent aujourd'hui plus de 200 m de haut.

Les deux fonctions d'un barrage en enrochement sont l'étanchéité d'une part, et la stabilité d'autre part. L'étanchéité est assurée soit par un noyau d'argile ou de terre, soit par un masque étanche en béton ou autres matériaux. La stabilité est – elle – assurée par les enrochements et est donc fortement dépendante des caractéristiques mécaniques de ce matériaux.

Au XXème siècle, la technique de construction des barrages en enrochement s'est affinée, et on a vu se dresser des ouvrages qui paraîtraient aujourd'hui bien audacieux. Ainsi, de nombreux barrages, surtout en France et en Italie, présentent des fruits inférieurs à 1, quand les recommandations actuelles sont de 1.3–1.4. La surface de ces ouvrages est en général constituée d'un perré, couche de pierres rangées à la main qui stabilise les blocs rocheux en surface. Le perré a probablement un rôle stabilisateur non négligeable; il n'en reste pas moins que de telles pentes ne seraient pas imaginable si les enrochements avaient des caractéristiques similaires à celles des sables.

On verra dans la suite quelles sont les particularités des enrochements qui permettent à ces barrages de tenir encore aujourd'hui, et même de supporter des séismes de forte amplitude.

I. DESCRIPTION DES ENROCHEMENTS DESTINES A LA CONSTRUCTION DES BARRAGES

Les enrochements constituant les barrages sont constitués de roches de natures et d'origine très diverses. En effet, l'intérêt de ce type de barrage réside dans la proximité d'un vaste gisement facilement exploitable de matériaux de bonne qualité. Le type de roche dépend donc de la situation géographique et de la géologie de la région. Le mode d'obtention des enrochements dépend également du type de roche : suivant celui-ci, il faut avoir recours à l'explosif, ou simplement à des engins mécaniques.

Il n'y a donc pas un enrochement, mais des enrochements. Ce qui les caractérise par rapport à d'autres types de matériaux, c'est la taille des particules qui les compose : elle dépasse fréquemment le mètre, et est le plus souvent de l'ordre de la dizaine de centimètre. Dans la suite, on utilisera indifféremment la terminologie particule, grain ou bloc pour désigner ces éléments constitutifs des enrochements.

Par rapport à un sable dont le comportement a été très largement étudié par de nombreux auteurs dans la littérature scientifique, il y a un facteur d'échelle de plus de 10³. Il s'agit donc d'un matériau dont les propriétés diffèrent sensiblement des sables.

II. CARACTERISTIQUES GENERALES DE BLOCS ROCHEUX

Les origines géologiques des blocs rocheux composant les enrochements varient grandement selon le site de construction de l'ouvrage. Calcaires, gneiss, granites, toutes ces roches ont des propriétés fort différentes : l'histoire de leur genèse et surtout de leur altération conditionne leur forme, ainsi que leur résistance.

II.1 FORME DES BLOCS ROCHEUX

La description d'un bloc rocheux est une chose plus complexe qu'il n'y paraît. La grande variété des origines géologiques et des modes d'extraction ne font que les formes sont très souvent complexes (**figure II.1**). Les traits principaux de l'aspect d'un bloc rocheux sont sa dimension moyenne, sa forme (allongée ou non), son angularité



Figure II.1 : Différents types de blocs rocheux (DELUZARCH, 2004)

(arêtes saillantes ou arrondies) et sa rugosité (aspect de sa surface). Ces trois aspects correspondent à des échelles différentes.

II.2. TAILLE D'UN BLOC ROCHEUX

Un bloc rocheux n'étant pas sphérique, on ne peut pas le définir par son diamètre.

Il faut avoir recours à une analyse plus fine.

La définition la plus simple de la taille d'un bloc est celle utilisée pour la détermination de la granulométrie : c'est la taille de l'ouverture du plus petit tamis laissant passer le bloc. On l'appelle diamètre nominal, noté d_n .

CHEN (2012) définit trois dimensions caractéristiques d'un bloc : la dimension principale majeure ou maximale, d_1 , la dimension principale mineure, d_3 , mesurée dans une direction perpendiculaire à d_1 , et la dimension intermédiaire, d_2 , perpendiculaire aux deux autres. Il définit le diamètre moyen comme la moyenne algébrique de ces trois dimensions caractéristiques :

$$d = (d_1 + d_2 + d_3) / 3 \quad (1.1)$$

On peut aussi définir le diamètre d'un bloc comme le diamètre d'une sphère de même volume (**DELUZARCHE, 2004**) :

$$d_e = 2 \sqrt[3]{\frac{3V}{4\pi}} \quad (1.2)$$

D'après **SILVANI (2007)**, on trouve de nombreuses références concernant la taille des blocs rocheux aussi bien dans la littérature scientifique que dans les ouvrages techniques (normes).

Les normes françaises [NBN 11-203, NBN 11-207] définissent trois dimensions caractéristiques d'un bloc rocheux :

- l= longueur d'une pierre ou d'un bloc (=conventionnellement, la distance entre les deux plans parallèles les plus éloignés, enserrant la pierre) ;
- e= épaisseur d'une pierre ou d'un bloc (=conventionnellement, la distance entre les deux plans parallèles les plus rapprochés, enserrant la pierre) ;
- g= grosseur.

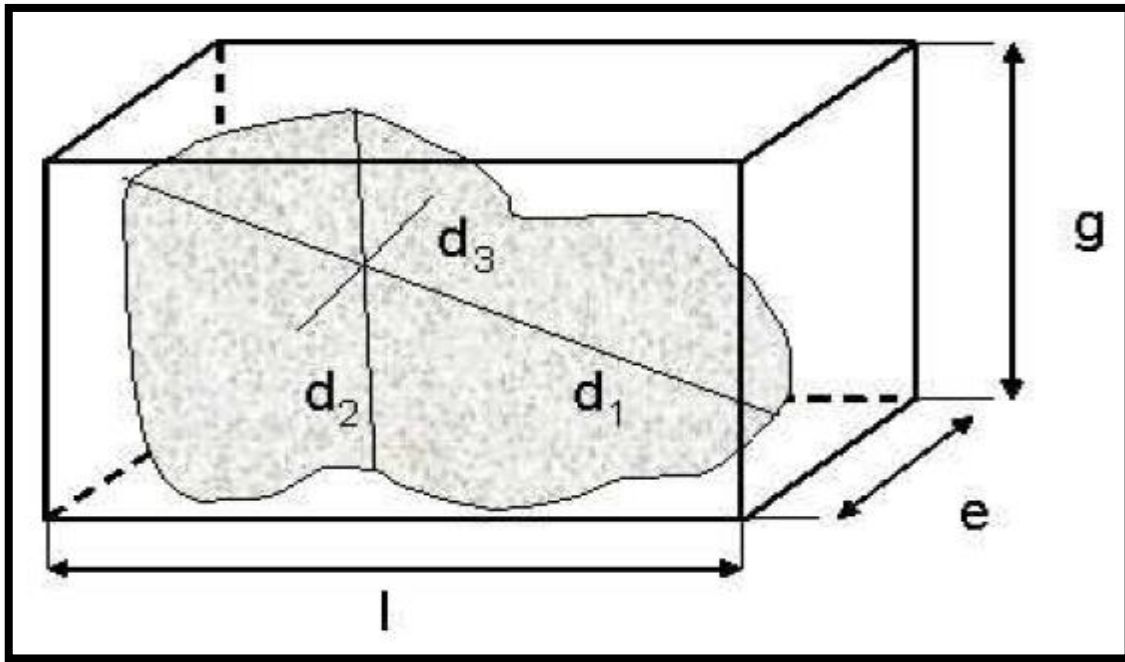


Figure II.2 : Différentes grandeurs d'un bloc (SILVANI, 2007)

II.3. ANALYSE DE LA FORME DE L'ANGULARIT2 DE L'ENROCHEMENT

II.3.1 FORME DE L'ENROCHEMENT

Au niveau qualitatif, la forme peut être décrite à partir d'abaques comme celui de la **figure II.3** basés sur la caractérisation de la forme globale des grains (sphéricité) et sur leur angularité (rondeur).

La littérature nous donne de nombreuses définitions de coefficients permettant de caractériser la forme des particules. Un des paramètres les plus cités est le coefficient volumétrique C :

$$C = \frac{\text{volume de la particule}}{\text{volume de la sphère fictive équivalente}} = \frac{V}{4/3\pi R^3} \quad (1.3)$$

où la sphère fictive équivalente est la plus petite sphère contenant la particule, de diamètre R.

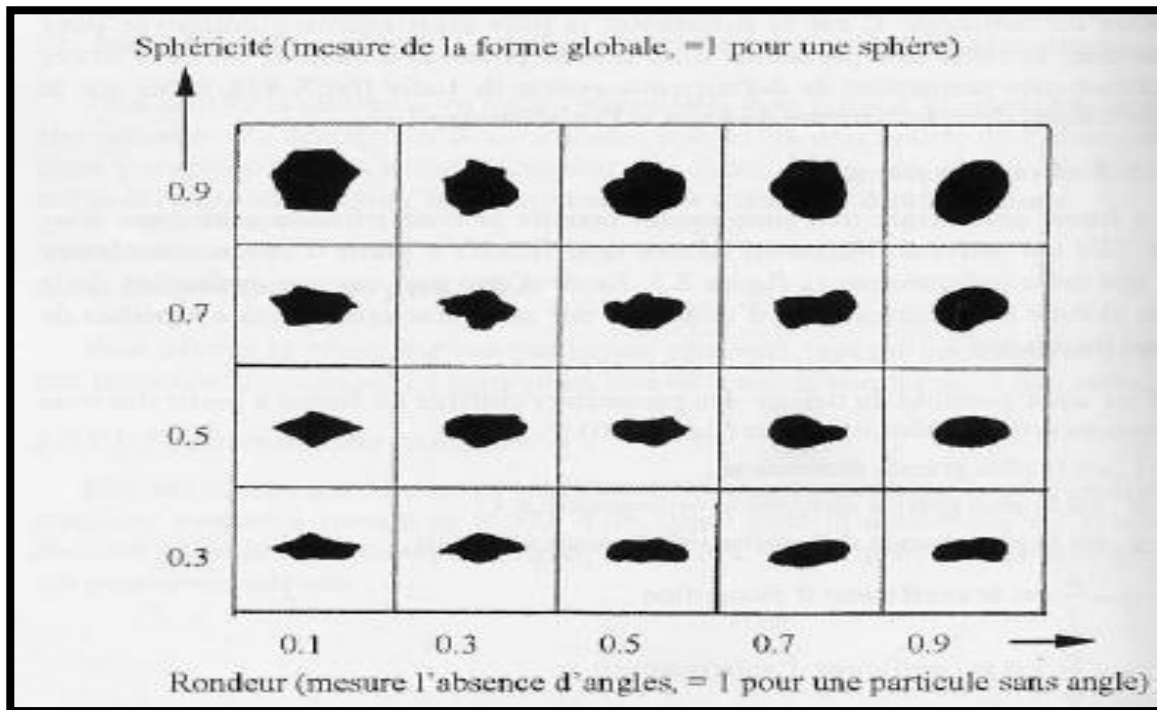


Figure II.3 . Forme des grains, d'après SILVANI (2007).

L'analyse de la forme, et plus encore de l'angularité, des blocs est longtemps restée très empirique car elle demande un très fort investissement pour des résultats sommes toutes modestes.

La forme d'une particule peut être caractérisée par 2 variables quantifiant son allongement et son angularité. L'allongement est représentatif de la forme générale de la particule, alors que l'angularité caractérise davantage la forme de la particule au niveau local (forme des sommets). En pratique, on utilise souvent un raccourci (incorrect) qui associe allongement et angularité. On parlera alors de particules de forme « très arrondie », « arrondie », « anguleuses », à « très anguleuses » comme le montre le (tableau II.1), en fonction de leur origine :

- Granulats d'origine fluviale : particules arrondies
- Granulats d'éboulis ou de carrières : particules anguleuses

Tableau II.1 : Classification des formes de blocs d'après DELUZARCHE (2004).

| Classe | Origine | Rondeur | Rugosité |
|--------|--------------|-----------------------|--------------|
| 8 | Carrière | Très aigu et anguleux | Très rugueux |
| 7 | Carrière | Aigu et anguleux | Très rugueux |
| 6 | Eboulis | Anguleux | Rugueux |
| 5 | Moraine | Assez anguleux | Rugueux |
| 4 | Glacifluvial | Un peu anguleux | Lisse |
| 3 | Glacifluvial | Assez arrondi | Lisse |
| 2 | fluvial | Arrondi | Très lisse |
| 1 | fluvial | Très arrondi | Très lisse |

Une amélioration intéressante consiste en l'utilisation d'abaques, fondées sur l'analyse de très nombreux blocs. Il suffit de comparer la forme du bloc que l'on étudie avec une silhouette de ces abaques, et on obtient un facteur de forme ou d'aspérité. D'après CHEN (2012), différents auteurs, tels que Barton et Kjaernsli (1981) proposent des abaques ou tableaux pour :

- classer les particules en fonction de leur silhouette (figure II.4)
- et caractériser l'angularité du grain (figure II.5).

II.3.2. FACTEUR DE FORME

Il existe dans la littérature de nombreuses définitions d'indices pour caractériser la forme des particules, sans qu'il n'existe de préconisation pour l'emploi de l'une ou de l'autre.

- D'après CHEN (2012) les facteurs de forme définis par Marsal sont :

$$r_v = \frac{6V}{\pi d^3} \quad V = \text{volume de la particule} \quad (1.4)$$

$$r_s = \frac{S}{\pi d^2} \quad S = \text{surface de projection de la particule sur un plan} \quad (1.5)$$

pour une sphère, $r_v = r_s = 1$

-d'après DELUZARCHE (2004) le facteur de forme défini par BREUL sont :

$$\text{indice de forme} = \frac{\text{aire projetée sur un plan}}{\text{aire du cercle circonscrit}} \quad (1.6)$$

-différents indices d'allongements :

$$\frac{d}{d_3} , \frac{d_1}{d_3} , \text{ ou } \frac{d_1}{d} \quad (1.7)$$

-l'indice d'allongement, défini différemment selon les auteurs :

Selon Krumbein $\frac{\text{volume de la particule}}{\text{volume de la sphère inscrite}} \quad (1.8)$

Selon Breul $\frac{\text{aire de la sphère de meme volume}}{\text{aire de la particule}} \quad (1.9)$

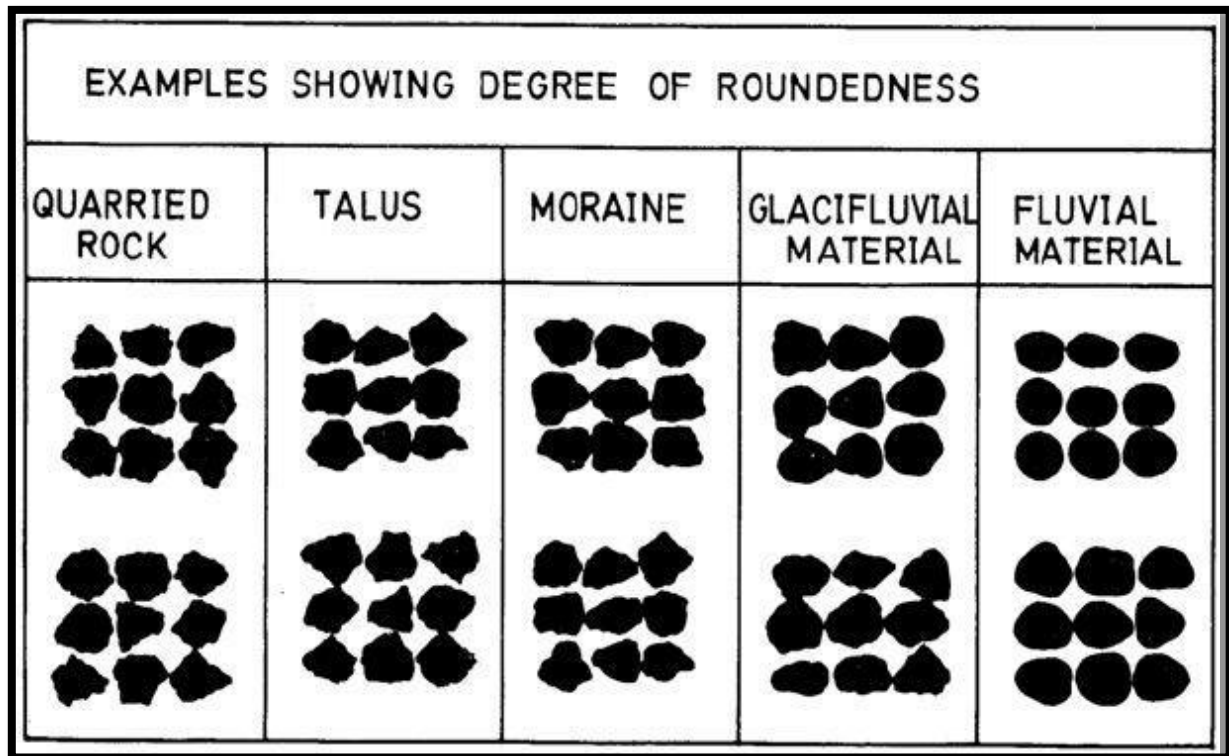


Figure II.4 : Classification des particules en fonction de la silhouette (CHEN, 2012).

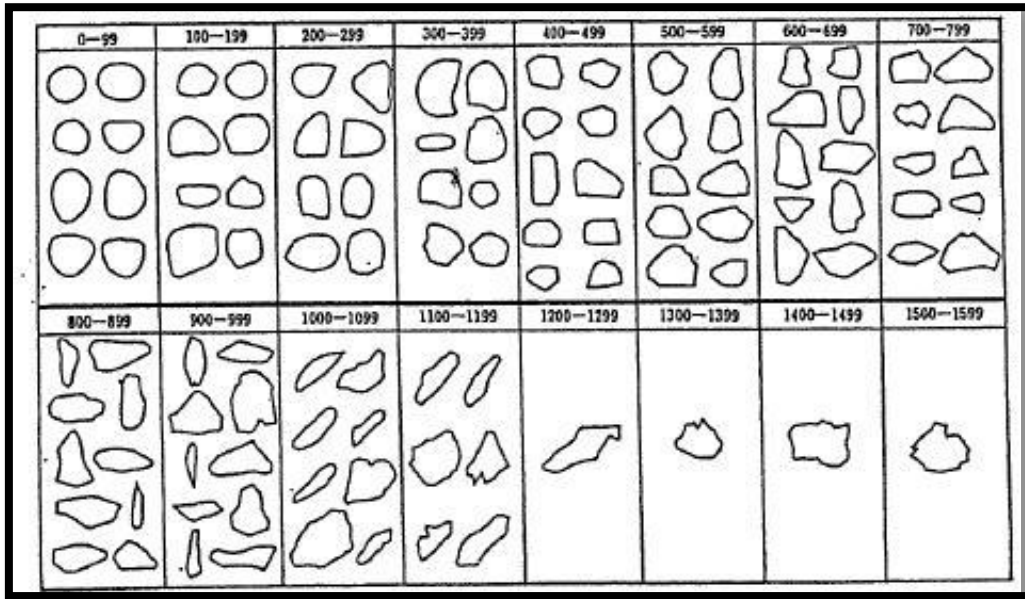


Figure II.5 : Estimation de l'angularité des grains (CHEN, 2012)

II.3.3. DEFINITION DE L'ANGULARITE

L'angularité est très rarement quantifiée dans la littérature car elle est très difficile à déterminer. D'après DELUZARCHE (2004) Il existe deux indices de "rondeur" (inverse de l'angularité) :

-l'indice de Wadell.

$$rondeur = \frac{1}{N} \sum \frac{r}{R} \quad (1.10)$$

où N est le nombre d'aspérités, r le rayon de courbure de chaque aspérité et R le rayon de courbure moyen du bloc (ou le rayon du cercle inscrit pour Breul).

-l'indice de Nakata et al. selon SILVANI (2007) est le plus facile à calculer :

$$rondeur = \frac{P^2}{4\pi A} \quad (1.11)$$

Où A : l'aire projetée de la particule.

P : le périmètre de sa projection.

II.3.4. ANALYSE FRACTALE

Plus récemment, on a fait appel à l'analyse fractale pour caractériser la forme des blocs rocheux. Le principe en est le suivant : si l'on cherche à approximer le contour de l'image bidimensionnelle d'un bloc par une suite de segment de longueur r_n , la longueur L_n de ce contour augmente quand r_n diminue (**figure II.6**). La relation entre le nombre de segment N_n nécessaire pour fermer le contour avec des segments de longueur r_n et r_n définit la dimension fractale D :

$$N_n = C (r_n)^{-D} \quad (1.12)$$

Selon DELUZARCHE (2004), la dimension fractale est un bon représentant de la forme des particules : plus la surface est complexe, plus la dimension fractale est grande. L'ordre de grandeur est de (1.05) pour un profil très lisse (ellipse), et (1.1) pour des profils complexes (**figure II.7**).

DELUZARCHE (2004) met en évidence un autre phénomène : pour de nombreux matériaux, la relation linéaire dans le plan ($\log r_n - \log N_n$) devient linéaire par morceaux (**figure II.8**). Ils définissent la dimension fractale structurale $D1$ correspondant aux grandes valeurs de r_n et donc aux macro-reliefs de la particule, et la dimension fractale de texture $D2$ correspondant aux petites valeurs de r_n et donc à la rugosité. Dans tous les matériaux testés, $D1$ est supérieur d'environ 0.05 à $D2$.

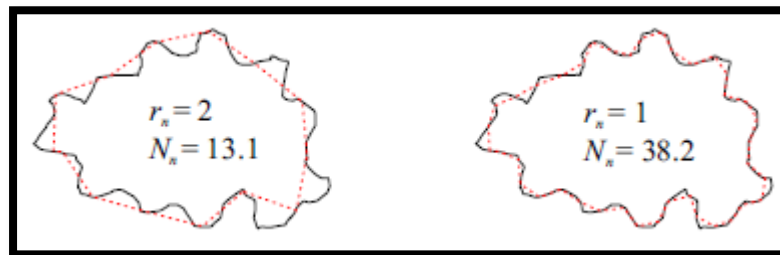


Figure II.6 : Principe de l'analyse fractale du contour d'une particule

II.3.5. RUGOSITE ET FROTTEMENT LOCAL

La forme et l'angularité des blocs sont, en reprenant la terminologie de DELUZARCHE (2004), des paramètres de structure. En descendant l'échelle de précision, on

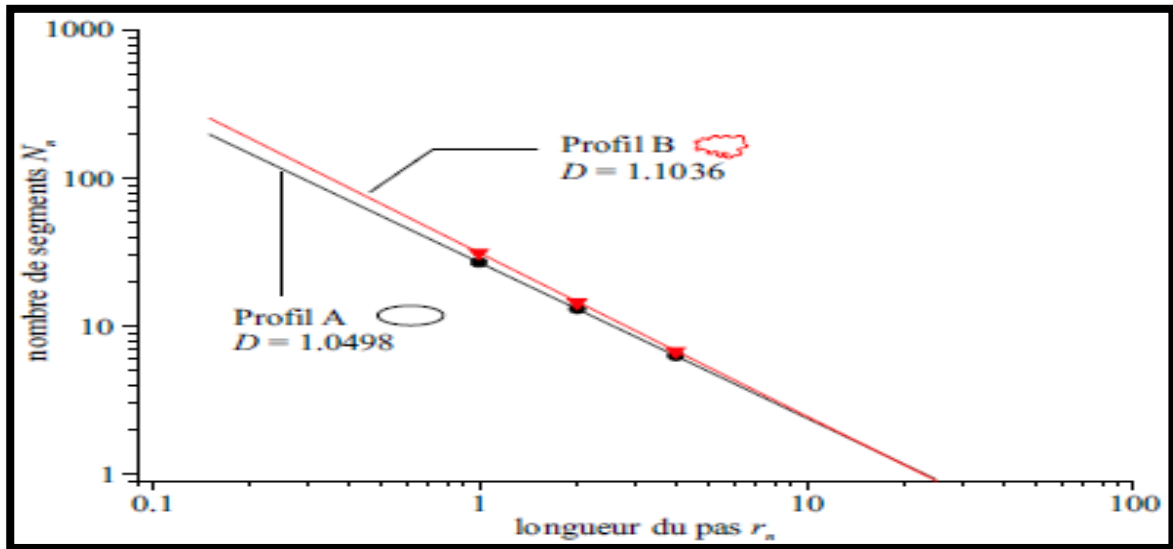


Figure II.7 : Relation entre le nombre de segments N et la longueur de segment r pour deux types de particules.

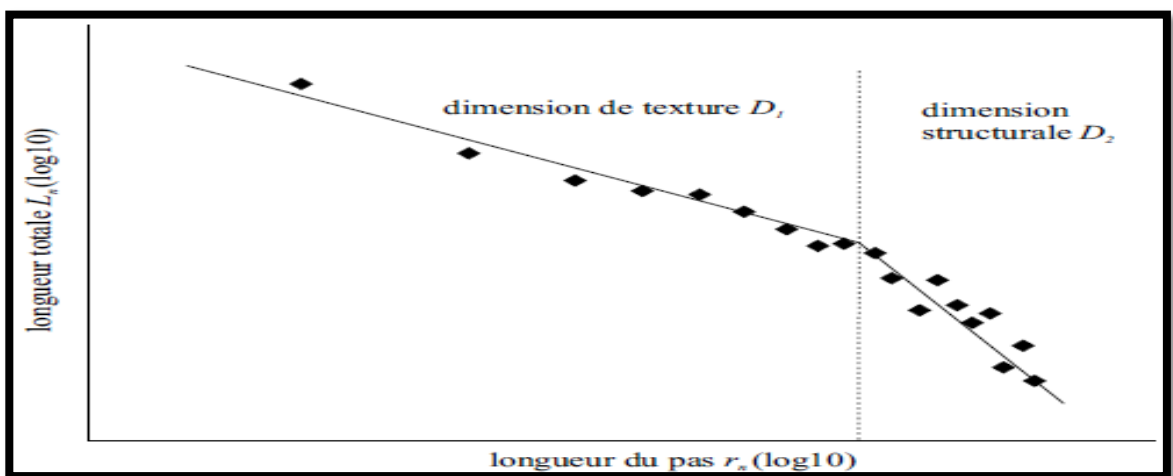


Figure II.8 : Dimension fractale structurale dimension fractale de texture.

s'intéresse à présent aux paramètres de texture, autrement dit à l'état de surface des particules. Dans la classification (tableau II.1), la rugosité apparaît explicitement, mais toujours de manière empirique.

Dans la plupart des cas, ce ne sont pas tant les propriétés géométriques des aspérités de surface que leur influence sur la rugosité, et donc sur le coefficient de frottement des blocs

qui comptent. **REEVES (1985)** montre que le coefficient de frottement est directement relié à la variance z_2 de la hauteur des aspérités mobilisées par la résistance au cisaillement.

$$T \tan(\varnothing) = C \{z_2(r)\}^n \quad (1.13)$$

où C et n sont des constantes du matériau.

III. INFLUENCE DE LA PRESSION AU CONTACT : RUPTURE DES ASPERITES

Par ailleurs, une augmentation de la pression σ_n entre les surfaces en contact augmente le nombre d'aspérités mobilisées par la résistance au cisaillement, et donc le paramètre z_2 . Ainsi, contrairement aux lois classiques du frottement coulombien, l'angle de frottement des roches dépend de la contrainte normale.

En réalité les aspérités sont progressivement plastifiées puis rompues au cours du cisaillement, et l'angle de frottement décroît donc vers l'angle de frottement de base \varnothing_b qui est une propriété propre à chaque matériau. **BARTON (1976)** propose donc d'écrire l'angle de frottement comme une fonction du logarithme de l'inverse de la pression normale :

$$\varnothing = JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varnothing_b \quad (1.14)$$

où JRC : le coefficient de rugosité (empirique) ;

JCS : résistance à la compression de la roche (éventuellement diminuée si la surface est altérée) ;

\varnothing_b : l'angle de frottement de base de la roche polie.

IV. RESISTANCE D'UN BLOC ROCHEUX

IV.1. DETERMINATION DE LA RESISTANCE D'UN BLOC ROCHEUX

Un bloc rocheux soumis à des efforts ponctuels rompt la plupart du temps en traction (HOBBS, 1964) : sa résistance est donc plus faible que celle d'un échantillon de roche soumis à un essai de compression simple qui romprait, lui, en compression.

La mesure de la résistance d'un bloc rocheux se rapproche donc de l'essai brésilien, la seule différence résidant dans la forme irrégulière des échantillons testés. Le principe de ces essais est très simple : il consiste en l'écrasement entre deux platines métalliques polies d'un ou plusieurs blocs de même taille d (figure II.9). De nombreux auteurs ont étudié la relation entre la charge de rupture et la résistance en traction. La relation la plus fréquemment utilisée (et la plus simple) est celle de JAEGER (1967), qui est du reste consistante avec la résistance en traction mesurée lors de l'essai brésilien :

$$\sigma_t = \frac{F}{d^2} \quad (1.15)$$

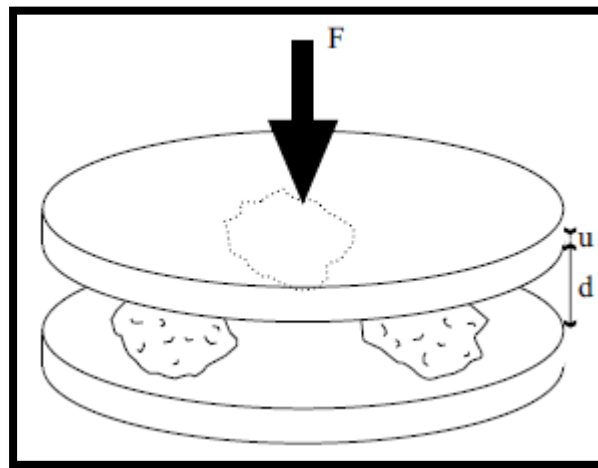


Figure II.9 : Principe de l'essai d'écrasement

La courbe de chargement $F(u)$ (u étant le déplacement des platines) présente généralement de nombreux pics qui correspondent aux ruptures d'aspérités (selon l'expression de Jaeger 1.14, la force nécessaire pour les rompre vaut $\sigma_t a^2$ où a est le rayon de courbure de l'aspérité), ou épaufrage ; la forme de la courbe de chargement est fortement dépendante de la nature minéralogique des blocs. La rupture proprement dite, correspondant à la

fragmentation de la particule se mesure au pic principal de la courbe (**figure II.10**). Du fait de la grande dispersion des rayons de courbure des aspérités pour une même taille de particule, plusieurs auteurs montrent une forte dispersion des charges de ruptures mesurées au premier pic, et une faible dispersion des charges de rupture mesurées au pic principal. C'est donc bien la charge de rupture au pic principal qui est représentative de la résistance en traction.

IV.2. CONCENTRATION DE DEFAUTS ET PROBABILITE DE RUPTURE

D'après la formule de Jaeger 1.14, la charge de rupture des blocs devrait dépendre du carré de leur taille si la résistance en traction σ_t était constante. Or, d'après **SILVANI (2007)**, les expériences de Marsal (**figure II.11**) ont montré que les forces à la rupture évoluent selon la puissance de la taille moyenne (d) du bloc tel que montre l'équation (1.15)

$$F_{rup} = \eta d^\lambda \quad (1.16)$$

Avec $\lambda < 2$

D'après **DELUZARCHE (2004)** Marsal explique ce phénomène par la théorie de la rupture de Griffith qui montre que la contrainte nécessaire pour ouvrir une fissure de longueur a est proportionnelle à l'inverse de la racine carrée de la taille du défaut. Marsal suppose que la taille des défauts est proportionnelle à la taille des blocs, ce qui lui donne une valeur théorique de λ (équation 1.15).

En réalité, La taille des défauts n'est pas directement proportionnelle à la taille des blocs. Une explication plus satisfaisante est fondée sur la théorie de probabilité de rupture de **WEIBULL (1951)**. Il suppose que la probabilité de survie d'un bloc soumis à une contrainte σ dépend de la concentration de défauts dans le bloc, et donc de son volume. D'après **NIETOGAMBOA (2011)**, On définit ainsi pour un élément de volume V soumis à une contrainte de traction σ , une probabilité de survie $Ps(V)$:

$$Ps(V) = \exp \left[-\frac{V}{V_0} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^m \right] \quad (1.17)$$

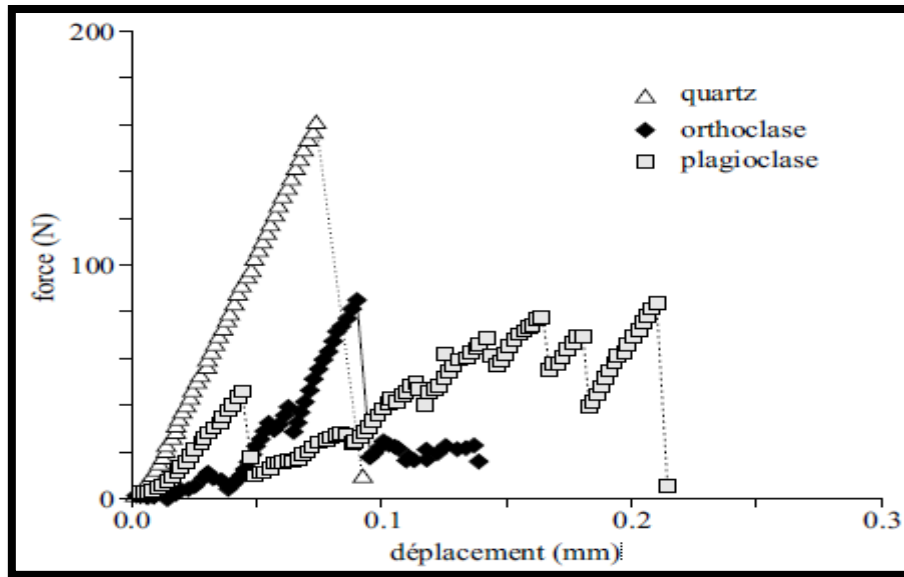


Figure II.10 : Courbes de changement de différents matériaux (DELUZARCHE, 2004)

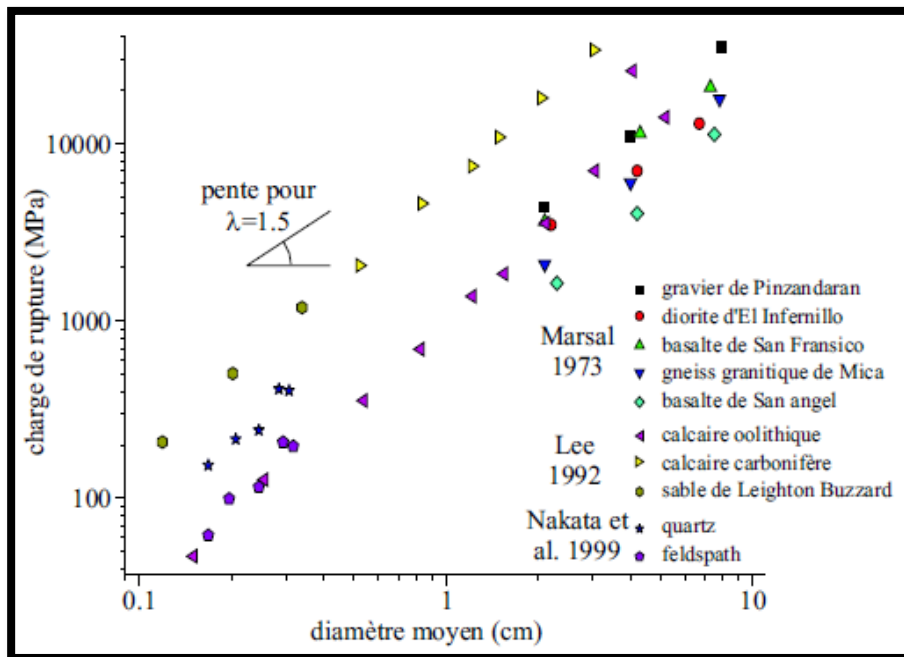


Figure II.11 : Charges de rupture en fonction de la taille moyenne des blocs.

où σ_0 : la contrainte pour laquelle 37% de tous les blocs testés survivent.
 V_0 : un volume de référence tel que

$$Ps(V_0) = \exp \left[- \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^m \right] \quad (1.18)$$

m est le module de **WEIBULL (1951)** qui diminue quand la variabilité de la contrainte de rupture augmente. De faibles valeurs de m correspondent à des résultats très dispersés donc à de faibles concentrations de défauts (faible probabilité d'avoir plusieurs fois le même résultat).

Si on assimile les blocs à des sphères de diamètre d, la contrainte de rupture moyenne est donc proportionnelle à une puissance de d :

$$\sigma \propto d^{-3/m} \tag{1.19}$$

En combinant les équations 1.14 et 1.18, on retrouve l'équation 1.15 avec

$$\lambda = 2 - \frac{3}{m} \tag{1.20}$$

Ces d'enveloppements ne conduisent pas à une égalité stricte, car le phénomène de fissuration ne correspond pas exactement à la rupture des blocs : l'initiation de la propagation des fissures se fait à une contrainte qui est légèrement inférieure à la contrainte de rupture. On suppose dans tous les cas que ces deux contraintes sont égales.

Les valeurs usuelles de λ et m sont donnés dans le **tableau II.2**

Tableau II.2 : Différentes valeurs de m et λ

| | m | λ |
|---------------------|-------------|--------------|
| Marsal | 3.75 à 10 | 1.2 à 1.7 |
| Lee | 7.14 à 8.75 | 1.58 à 1.657 |
| Nakata et al | 1.8 à 4.2 | 0.33 à 1.29 |

On notera toutefois que les essais disponibles dans la littérature n'ont généralement été effectués que sur des blocs de dimensions moyennes (entre 1 et 10 cm). Pour des blocs de taille supérieure, les défauts peuvent être d'une autre nature, et les paramètres de la loi de

Weibull différents. Il semblerait ainsi que la pente λ de la courbe de Marsal soit plus faible pour les blocs de grande taille. En l'absence de données sûres à ce sujet, on se contentera d'une expression log-linéaire simple comme celle de Marsal.

IV.3. PARAMETRES INFLUENCANT LA RESISTANCE DES BLOCS

IV.3.1. NATURE ET ETAT DE LA ROCHE

Il existe deux facteurs influençant la résistance des blocs de roche, le premier est la nature de la roche qui est le plus important et le deuxième est son état d'altération. En effet, le paramètre le plus important est la concentration des défauts, qui dépend, d'une part de la composition minéralogique (arrangement des cristaux, plans de glissement préférentiels, etc.), et d'autre part du degré d'altération (fissuration plus importante).

Plusieurs auteurs ont remarqué que, pour les roches alluviales et les roches saines on observe les plus faibles valeurs de λ (et donc de m , ce qui correspond à de faibles concentrations de défauts) et les plus forte valeurs de η . Ils montrent aussi que le comportement à l'écrasement change suivant la nature de la roche (**figure II.12**).

IV.3.2. FORME DES BLOCS

SILVANI (2007) montre que le calcul de la contrainte de traction par la relation de Jaeger 1.14 est également valable en remplaçant le diamètre moyen (d) par une fonction du volume V ($V^{1/3}$) de la particule, et ce pour un grand nombre de particules de formes très diverses. La forme des blocs ne semble donc pas avoir d'importance sur leur résistance.

IV.3.3. INFLUENCE DE L'EAU

Une invasion d'eau à l'intérieur de la roche affecte sa résistance à travers deux mécanismes de nature différente : effets mécaniques et physico-chimiques. Le comportement mécanique macroscopique des roches dépend des propriétés mécaniques de la matrice équivalente, qui peut être composée de plusieurs phases : liquide, solide et gazeuse. D'un point de vue mécanique, lorsque de l'eau est présente dans les pores des roches, celle-ci génère des forces

de tension capillaire proportionnelles à la courbure des ménisques. Quand la teneur en eau est faible, l'eau n'inonde pas complètement les pores et la courbure du ménisque est prononcée. Les forces de tension capillaire sont donc élevées et permettent de soulager une partie des contraintes. Par contre quand le milieu est complètement saturé, les forces de tension superficielle diminuent et sont trop faibles pour avoir un effet significatif, ce qui provoque une diminution de la résistance de la matrice solide. Ce mécanisme d'effondrement des pores lorsque les forces de tensions capillaires sont trop faibles génère une compaction instantanée de la matrice, sur les craies très poreuses. Il est intuitif de penser que ce phénomène est d'autant plus prononcé que la roche est poreuse. Le phénomène de serrage capillaire énoncé ici représenterait donc l'effet mécanique associé à l'action de l'eau dans les microfissures.

L'influence de l'eau sur la résistance à la rupture a été étudiée par plusieurs ont réalisé des essais de compression et de traction radiale sur des échantillons de craie Marasha très poreuse (**figure II.13**), autres auteurs ont également effectué des essais de compression sur des échantillons de craie Lixhe aussi très poreuse (porosité $\approx 40\%$). Les essais montrent une diminution d'environ 50 % de la résistance à la compression des roches lorsqu'elles sont totalement saturées. La pente de la courbe ($\sigma - w$) est fortement marquée pour les teneurs en eau faibles, signe que c'est pour de faibles teneurs en eau que la résistance diminue le plus : d'après **SILVANI (2007)**, dans les essais de Talesnick et al. on observe une baisse de résistance de l'ordre de 20 % pour des teneurs en eau de 5 %. Nous pouvons également noter que la résistance à la traction suit la même évolution que la diminution de la résistance à la compression (courbure marquée pour de faibles teneurs en eau) mais cette diminution, en pourcentage semble plus élevée. Talesnick et al. remarquent de la même manière une diminution nette du module d'élasticité E pour de faibles teneurs en eau.

La diminution de la résistance des roches en condition saturée par rapport à la résistance

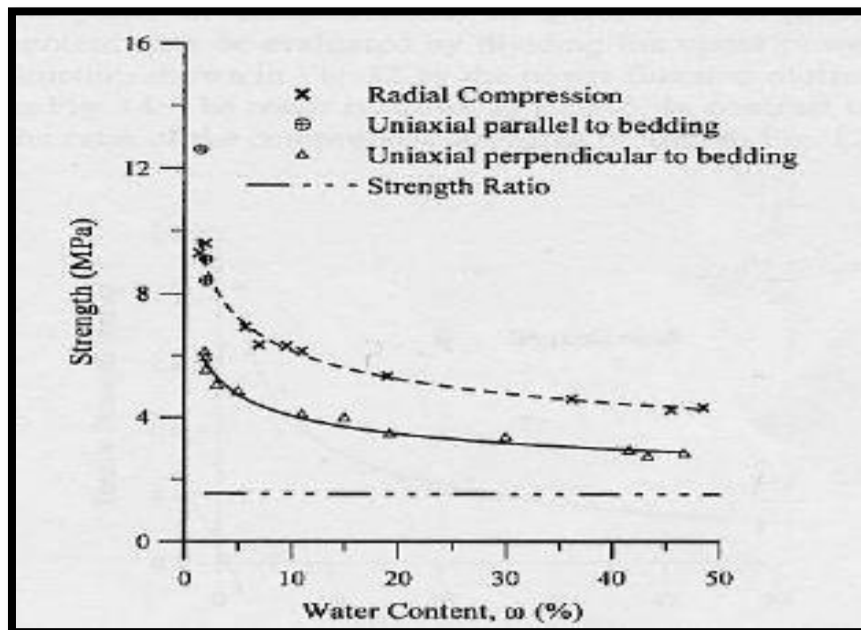


Figure II.13 : Résistance de la craie Marasha en fonction de la teneur en eau, d'après (SILVANI,2007)

en condition sèche est soulignée également par les travaux de **BROCH (1983)** et peut s'expliquer par la diminution de l'énergie de surface et donc de la contrainte nécessaire pour ouvrir les fissures en présence d'eau. D'après **TRAN (2006)**, Broch note une diminution d'autant plus forte que la roche est fracturée à l'origine. D'après **SILVANI (2007)**, le **tableau II.3** résume les variations de résistance mesurées dans des conditions sèches et saturées, dans le cas d'essais de compression uni-axiale.

Tableau II.3 : Résistance en compression sèche et saturées pour différentes roches (SILVANI,2007)

| Type de roche | σ_c sec (MPa) | σ_c saturée (MPa) | Réduction (%) |
|-----------------------|----------------------|--------------------------|---------------|
| Quartziorite | 241 | 162 | 33 |
| Gabbro | 324 | 189 | 42 |
| Gneiss | 179 | 84 | 53 |
| Gneiss | 184 | 115 | 38 |
| Calcaire de Tonerre | 72 | 27 | 62 |
| Calcaire de Chauvigny | 42 | 19 | 55 |
| Calcaire de Lavoux | 30 | 19 | 37 |
| Craie de Lixhe | 7.7 | 3.6 | 53 |
| Craie de Marasha | 5 | 3 | 40 |
| Tuffeau | 12 | 4.75 | |
| Pierre de Sébastopol | 10.1 | 6.4 | 60 |

En récapitulant, dans des conditions saturées, la résistance des roches décroît généralement par rapport à la résistance en conditions sèches. Ceci s'exprime par la diminution de l'énergie de surface et donc de la contrainte nécessaire pour ouvrir les fissures.

IV.4 INFLUENCE DU CONFINEMENT

Les essais d'écrasement sont réalisés en dehors de tout confinement, dans des conditions idéales où il n'y a que deux points de contact opposés où sont transmis-les efforts. Dans un échantillon, un bloc est soumis à un ensemble de forces dont on peut déduire un tenseur de contraintes local (SILVANI, 2007). On définit donc deux directions principales : la direction de chargement, correspondant à l'entre-axe des plateaux dans l'essai d'écrasement, et la direction de confinement perpendiculaire à celle-ci.

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \sum F_i l_j \quad (1.21)$$

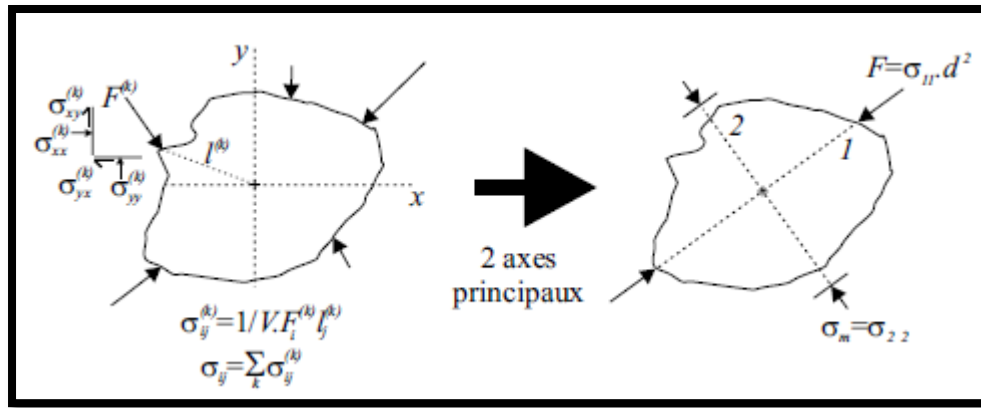


Figure 12 : Direction de changement et direction de confinement pour un bloc soumis à plusieurs efforts.

Comme une particule chargée diamétralement rompt en traction suivant son diamètre, si la contrainte de confinement vaut σ_m , il faut appliquer une contrainte équivalente égale à $\sigma_t + \sigma_m$ pour atteindre la rupture.

$$F_{rup} = \eta d^A + b \sigma_m d^2 \quad (1.22)$$

Où b est un paramètre expérimental dépendant de la forme des grains et du nombre de contacts. Jaeger montre également que la probabilité de rupture des blocs décroît avec le nombre de contacts, ce qui correspond ici à une augmentation de b . b a une valeur théorique de $\pi/4$ pour des sphères, mais peut prendre des valeurs plus importantes pour des particules de formes plus complexes.

V. COMPORTEMENT MECANIQUE DES ENROCHEMENTS

La réalisation d'ouvrage de grandes dimensions avec de bonnes marges de sécurité nécessite une bonne connaissance du comportement du matériau utilisé. Pour des ouvrages en remblai, la résistance des matériaux au cisaillement est une donnée fondamentale car elle est utilisée dans la plupart des méthodes de calcul de stabilité (d'équilibre limite, lignes de glissement, de calcul à la rupture). Une bonne connaissance de la déformabilité des matériaux est également nécessaires, car les charges dues à de fortes hauteurs de remblai et d'eau sont souvent très importantes et induisent des tassements de la structure. Enfin, le comportement dynamique est une donnée essentielle pour la prédiction de la résistance des ouvrages aux séismes.

L'étude du comportement mécanique des enrochements a commencé de manière vraiment systématique vers la fin des années 1950 quand le savoir-faire technique doublé d'une forte

demande des bureaux d'études chargés de concevoir des barrages sans cesse plus nombreux et plus hauts, ont permis la réalisation d'essais de laboratoire sur des matériaux dont les particules dépassaient souvent la taille des cellules triaxiales classiques. Parallèlement, l'étude théorique du comportement des matériaux granulaires en général se développait et faisait apparaître les particularités des enrochements. Ces particularités sont dues, en grande partie, au phénomène de rupture des blocs au cours de la sollicitation.

VI. INFLUENCE DE L'EAU SUR LE COMPORTEMENT DES ENROCHEMENTS

Les tassements importants observés sur les recharges en enrochements lors du remplissage de barrages ont amené des interrogations sur l'influence de l'eau sur le comportement mécanique des enrochements. Le phénomène d'effondrement sous mouillage a été alors mis en évidence : ce phénomène consiste en une diminution du volume du milieu granulaire sous charge constante suite à l'addition d'eau.

Les essais permettant de comprendre les phénomènes d'effondrement sous mouillage sont de deux types : chemin œdométrique avec saturation sous charge constante et chemin triaxial avec saturation sous déformation constante

– Les essais œdométriques mettent en évidence les effets de l'eau sur la compressibilité du matériau. Ces essais montrent un tassement de l'échantillon lors de la saturation sous sollicitation constante et une compressibilité du matériau plus importante que celle du matériau sec ; 48 Roches, blocs rocheux, enrochements : Aspects expérimentaux

– Les essais triaxiaux mettent en évidence les effets de l'eau sur la rupture du matériau. Les essais montrent une chute du déviateur des contraintes lors de la saturation de l'échantillon sous déformation constante.

Les phases de consolidation isotrope des essais triaxiaux montrent que l'influence de l'eau est nulle sous ce type de sollicitation.

Afin d'explicitier correctement ce phénomène, il est nécessaire de revenir en premier lieu à l'échelle de la roche, sur des essais menés sur des éprouvettes régulières, et donc où la forme n'a pas d'influence sur le comportement.

VII. EXPERIMENTATIONS SUR LES ENROCHEMENTS

VII.1. LE PROBLEME DE LA REPRESENTATIVITE DES ECHANTILLONS

Les enrochements sont des matériaux dont les blocs peuvent atteindre plus d'un mètre. Les plus grandes cellules triaxiales, déjà extrêmement coûteuses, dépassent rarement le mètre de diamètre. Afin de pouvoir tester des enrochements, il faut donc en modifier la granulométrie afin de ne garder que des particules pouvant rentrer dans la cellule. Le mode de mise en place et de compactage des échantillons est également important car il convient de reproduire l'état de compacité et d'anisotropie du matériau réel, ces deux paramètres jouent un rôle important dans le comportement mécanique des matériaux granulaires.

VII.1.1. TRAITEMENT DE LA GRANULOMETRIE

HOBBS (1964) indique que la taille maximale des particules ne doit pas dépasser le cinquième du diamètre de la cellule triaxiale. En pratique, on préfère prendre une marge de sécurité beaucoup plus importante et prendre un rapport de 10 ou 20. Il y a trois méthodes principales pour obtenir des granulométries sans grosses particules (**figure II.14**) :

-soit on "coupe" la granulométrie en supprimant simplement la plus grosse fraction ; c'est la méthode la plus aisée.

-soit on translate la granulométrie en conservant la même forme de courbe granulométrique mais avec des tailles plus petites. C'est une méthode beaucoup plus complexe car elle nécessite une séparation de chaque classe granulométrique.

-soit on reconstitue une courbe granulométrique avec une distribution quadratique telle que le pourcentage p de masse passant le tamis de taille d soit donné par :

$$p = 100 \sqrt{\frac{d}{d_{max}}} \quad (1.23)$$

La première méthode a comme principal inconvénient qu'en modifiant a priori la courbe granulométrique, on modifie les densités minimales et maximales du matériau et donc le

comportement de celui-ci. En revanche, les deux autres méthodes imposent très souvent un remaniement très profond du matériau. Notons d'ailleurs que la plupart du temps, les essais sur les enrochements sont réalisés en supprimant les plus fines particules qui compliquent le drainage des échantillons.

Dans tous les cas, les blocs les plus grands sont au moins 5 fois plus petits que dans les enrochements réels. Si les particules sont incassables, le comportement du matériau est théoriquement indépendant de leur taille. Dans le cas contraire, puisque la résistance des blocs dépend largement de leur taille, la résistance globale de l'enrochement en dépend également. Les échantillons testés n'ont donc pas exactement le même comportement que les enrochements réels.

VII.1.2. INFLUENCE DE LA METHODE DE COMPACTAGE

BRAUNS & KAST (1991) soulèvent l'importance du compactage des échantillons. En effet, l'un des paramètres influençant le plus le comportement des enrochements est la densité du matériau, et plus précisément sa densité relative exprimée par rapport aux indices des vides maximal et minimal **BOLTON (1986)**. Afin d'obtenir un bon compactage, les expérimentateurs utilisent la plupart du temps, en laboratoire, des plateaux vibrants. La réalité sur les chantiers est toute autre : Les enrochements sont compactés au rouleau (vibrant en général).

Le compactage au rouleau présente deux différences principales par rapport au compactage par plateau vibrant. Premièrement, il transmet des chocs qui peuvent conduire, localement, à des ruptures de blocs ou d'arêtes fragiles. La production de fines particules qui en résulte explique que les fortes densités des matériaux compactés sur chantiers soient difficiles à

reproduire en laboratoire. Deuxièmement, le compactage par plateau vibrant induit des déplacements dans un plan orthogonal à la gravité, tandis que le compactage au rouleau se fait parallèlement à celle-ci. Il en résulte une anisotropie différente pour les deux méthodes : les enrochements réels sont beaucoup plus rigides dans la direction verticale que les échantillons vibrés, et inversement dans la direction horizontale. **BRAUNS & KAST (1991)** ont montré cette différence en utilisant deux modes de compactage (**figure II.15**)

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (1.24)$$

VII.2. TYPES D'ESSAIS DE CARACTERISATION DES ENROCHEMENTS AU LABORATOIRE

Il existe quatre types d'essais principaux. Les deux les plus importants sont les essais œdométriques et triaxiaux qui servent à caractériser la compressibilité et la résistance au cisaillement des matériaux. Cette dernière est parfois mesurée en déformations planes, ce qui donne des résistances plus élevées et des déformations plus faibles, ou par un essai de cisaillement direct dans lequel le plan de cisaillement est imposé et qui permet d'obtenir de très fortes déformations.

Le **tableau II.4** récapitule les essais de plus grandes dimensions réalisés principalement au cours des années 1970-1980.

Tableau II.4 : Essais de grandes dimensions sur des enrochements (DELUZARCHE, 2004)

| laboratoire | Type d'essai | Dimensions Ø x h (mm) | d _{max} mm |
|--|--------------|--------------------------|------------------------|
| ISMES ¹ (Italie) | Triaxial | 350 x 700 | 35 |
| | œdométrique | 600 x 1200 | 50 |
| Indraratna et al (Australie) | Triaxial | 300 x 600 | 38 |
| UNAM ² (Mexique) Marsal | Triaxial | 1130 x 2500 | 200 |
| | œdométrique | 1140 x 675 | 75 |
| | Déf° planes | 700 x 750 x 1800 | 150 |
| Université de Berkeley (E.U.) Marachi et al. | Triaxial | 910 x 2300 | 150 |
| BRE ³ (Angleterre) Charles & Watts | Triaxial | 230 x 500 | 30 |
| Université de Stuttgart (Allemagne) Brauns & Kast | Triaxial | 1000 x 1800 | 150 |
| | œdométrique | 800 x 800 | - |
| LNEC ⁴ (Portugal) Veiga Pinto | Triaxial | 300 x 750 | - |
| | œdométrique | 500 x 500 | - |
| Université de Naples (Italie) Flora et al. | Triaxial | 355 x 820 | 60 |
| IMG ⁵ (France) | Triaxial | 400 x 1000 | 60 |
| CSMRS ⁶ , New Dehli (Inde) | Triaxial | 381 X 813 | 80 |
| | Triaxial | 500 X 600 | 80 |

¹ Istituto Sperimentale Modelli e Strutture

² Universidad Nacional Autonoma de México

³ Building Research Establishment

⁵ Institut de Mécanique de Grenoble

⁶ Central Soil and Materials Research Station

Les figures II.14 et II.15 respectivement

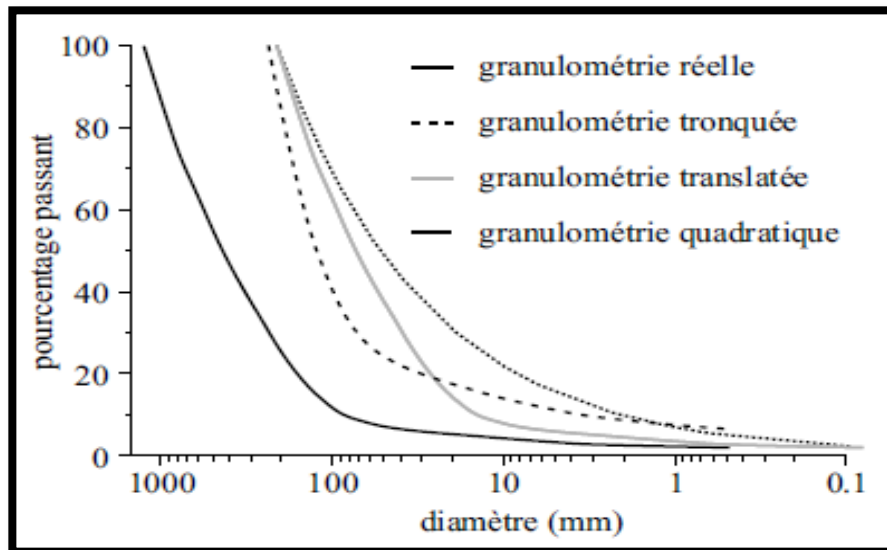


Figure II.14. Différentes façons de traiter la granulométrie (DELUZARCHE, 2004).

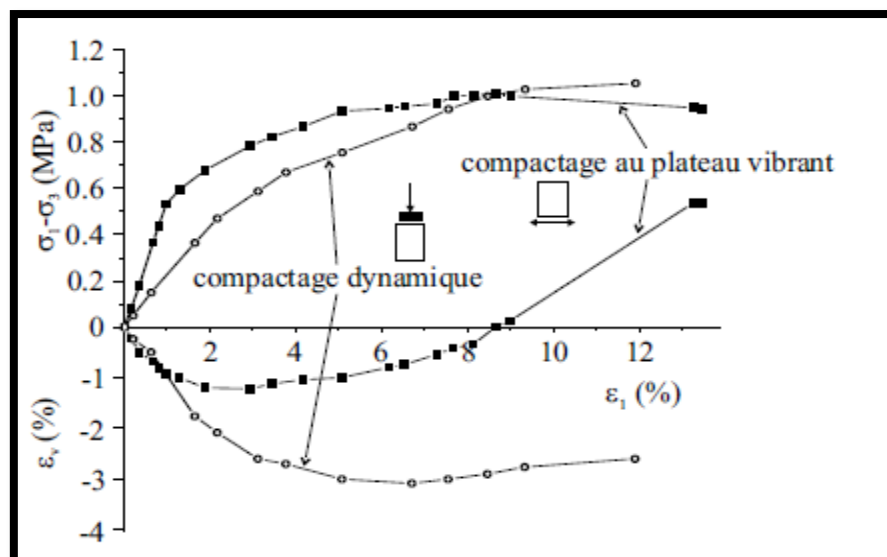


Figure II.15 : Comparaison de deux modes de compactage (DELUZARCHE, 2004).

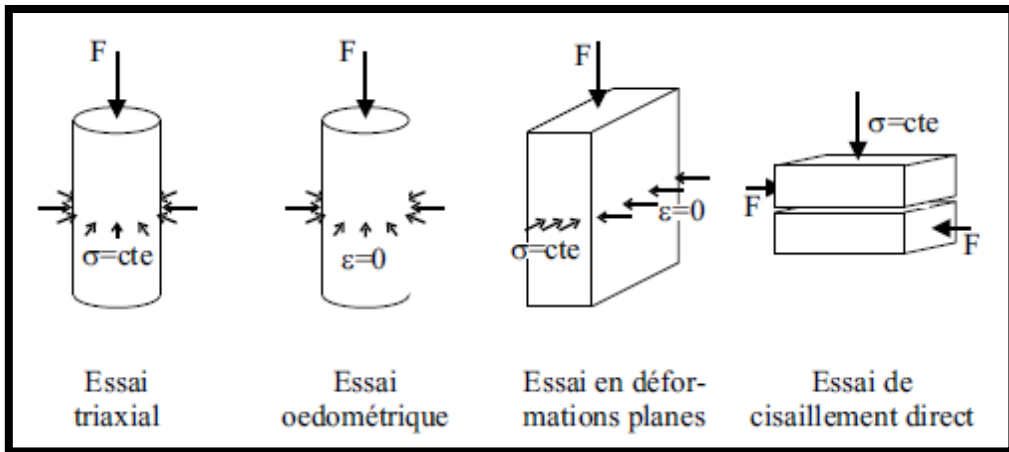


Figure II.16 : Différents types d'essais de laboratoire.

VIII. COMPORTEMENT S GENERAUX DES ENROCHEMENTS

VIII.1. GENERALITES : COMPORTEMENT DES MATERIAUX GRANULAIRES

Pour caractériser le comportement des matériaux granulaires précisément le sable, on introduit quelques notions utiles. On verra au paragraphe suivant qu'un certain nombre des constats faits sur les sables ne sont plus vrais pour les enrochements.

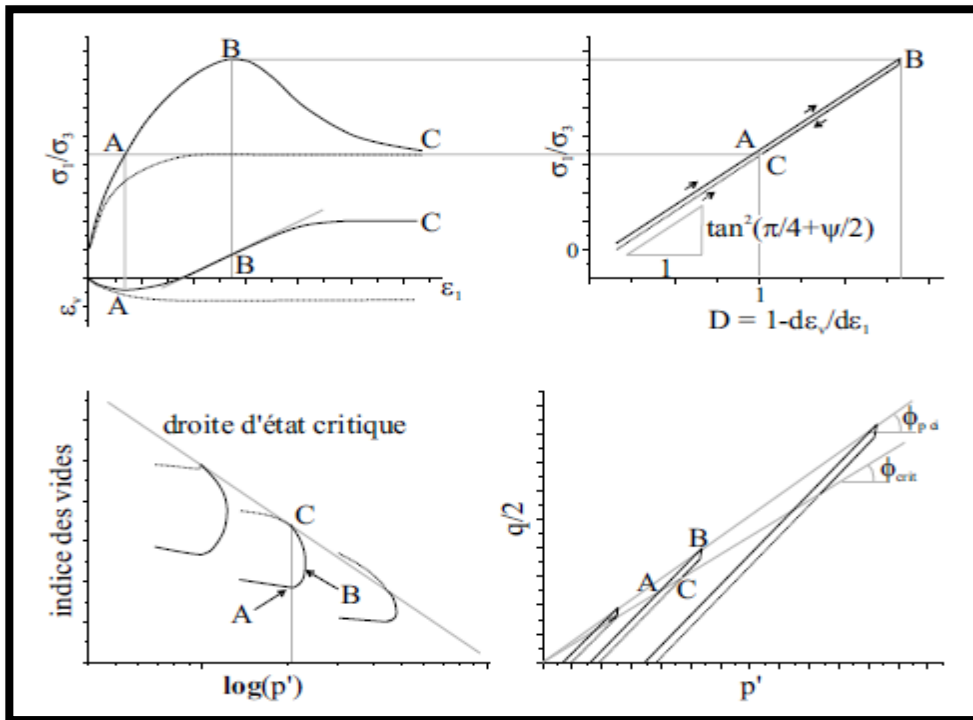


Figure II.17 : Comportement des matériaux granulaires sous sollicitation triaxiale (SILVANI, 2007).

La **figure II.17** détaille les traits principaux du comportement des matériaux granulaires sous sollicitation triaxiale. Les courbes grises correspondent aux états lâches, les courbes noires aux états denses. Sur les deux figures du bas, les trois familles de courbes correspondent à des contraintes de confinement différentes.

On remarque donc :

1. Le comportement des matériaux granulaires denses est marqué par une phase de contractance pour de faibles déviateurs de contrainte, suivie d'une phase où le volume du matériau augmente (dilatance). La limite entre ces deux comportements est appelée état caractéristique (A).
2. La rupture est définie par le pic de la courbe de chargement. La valeur du rapport σ'_1 / σ'_3 à la rupture dépend de la pression de confinement et de la compacité du matériau.
3. Sous fortes déformations, quelle que soit la densité initiale de l'échantillon, le plateau final est le même (C), définissant un angle de frottement critique. On tend vers l'état de plasticité parfaite ou état critique, pour lequel le matériau granulaire s'écoule à volume constant.
4. L'enveloppe de rupture est le lieu des pics dans le plan ($p' - q$). Pour un sable, c'est une droite qui définit le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\frac{q}{p'} = \frac{\sin(\theta)}{3 - \sin(\theta)} \quad (1.25)$$

5. Rowe définit le taux de dilatance qui dépend principalement de la densité et de la contrainte de confinement :

$$D = \left(1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}\right) \quad (1.26)$$

6. Le pic de contrainte correspond au taux de dilatance maximal. La résistance au cisaillement d'un matériau granulaire peut donc se décomposer entre l'angle de frottement à l'état critique θ_{crit} , qui ne dépend pas des conditions initiales, et la composante de dilatance, θ_{dil} qui dépend fortement de la densité relative, D_r définie par **BOLTON (1986)** et de la contrainte de confinement p'_0 .

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (1.27)$$

BOLTON propose d'écrire :

$$I_R = I_D \cdot (10 - \ln p') - 1 \quad (1.28)$$

$$\emptyset_{dil} = 3 \cdot I_R \quad (1.29)$$

$$D_{max} = 1 + 0.3 \cdot I_R \quad (1.30)$$

Où I_R : l'indice de dilatance relative.

p' : la pression moyenne au pic [KPa].

La compressibilité isotrope ou œdométrique des matériaux granulaires diminue avec le niveau de contrainte, les possibilités de réarrangement des particules diminuant quand la contrainte augmente. Dans le plan ($e - \log(p)$), les courbes tendent toutes les deux vers une droite (droite de compressibilité normale.

- normal compression line ou NCL en anglais - ou droite de consolidation isotrope et œdométrique) parallèle à la droite d'état critique

VIII.2. SPECIFICITE DES ENROCHEMENTS

Le comportement d'un sable est différent que celui d'un enrochement grâce à la taille considérable des particules qui les constituent.

VIII.2.1. EFFET D'ECHELLE DANS LES ENROCHEMENTS

Premièrement, les enrochements présentent, à faibles contraintes, des angles de frottement beaucoup plus élevés : 55° contre 45° pour donner un ordre de grandeur. **HABIB (1985)** explique cette différence par la difficulté à faire apparaître des plans de glissement dans un milieu où il y a peu de particules. En effet, pour un sable, l'apparition de plans de glissement se produit pour des déplacements relatifs entre les grains de l'ordre de dix fois leur taille. Pour des enrochements, l'impossibilité de mobiliser de tel déplacements qui seraient de l'ordre de grandeur de dizaine de mètres, conduit à une augmentation considérable de la résistance ; la rupture se produit alors de manière localisée et brutale.

Les fortes valeurs d'angle de frottement sont donc un artéfact dû à la faiblesse de l'échantillonnage ; avec un échantillonnage suffisamment grand, on retrouverait des angles

de frottements similaires à ceux des sables, en supposant qu'il n'y ait pas de ruptures de particules. Cependant, ces angles de frottement élevés sont représentatifs de ceux des matériaux des barrages de moins d'une centaine de mètre pour lesquels l'échantillonnage n'est pas encore suffisant.

VIII.2.2. COURBURE DU CRITERE DE RUPTURE

A fortes contraintes, les angles de frottement des enrochements redeviennent similaires à ceux des sables. Il en résulte que le critère de rupture n'est plus la droite de Mohr-Coulomb comme pour les sables, mais une courbe s'aplatissant vers les fortes contraintes (voir **figure II.18**). Les déformations au pic sont beaucoup plus importantes que pour un sable (jusqu'à 20%).

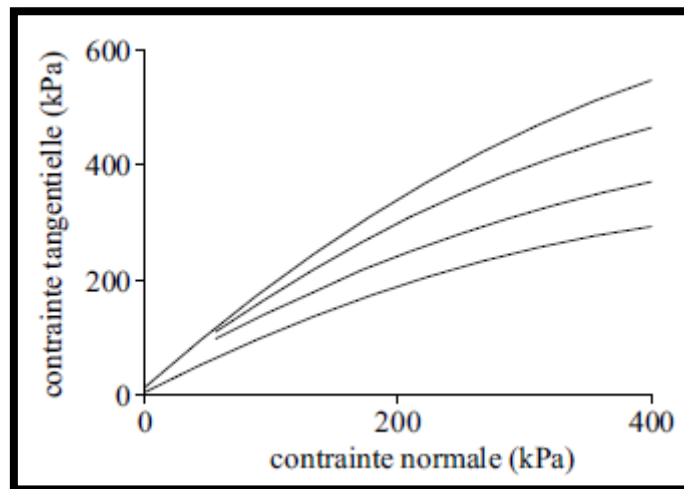


Figure II.18 : Courbure du critère de rupture pour les enrochements

VIII.2.3. COURBURE DES DROITES D'ETAT CRITIQUE ET DE COMPRESSION NORMALE

Selon **Biarez & Hicher (2011)** et **Verdugo & Ishihara (1996)** la droite d'état critique des enrochements est courbée (voir **figure II.19**).

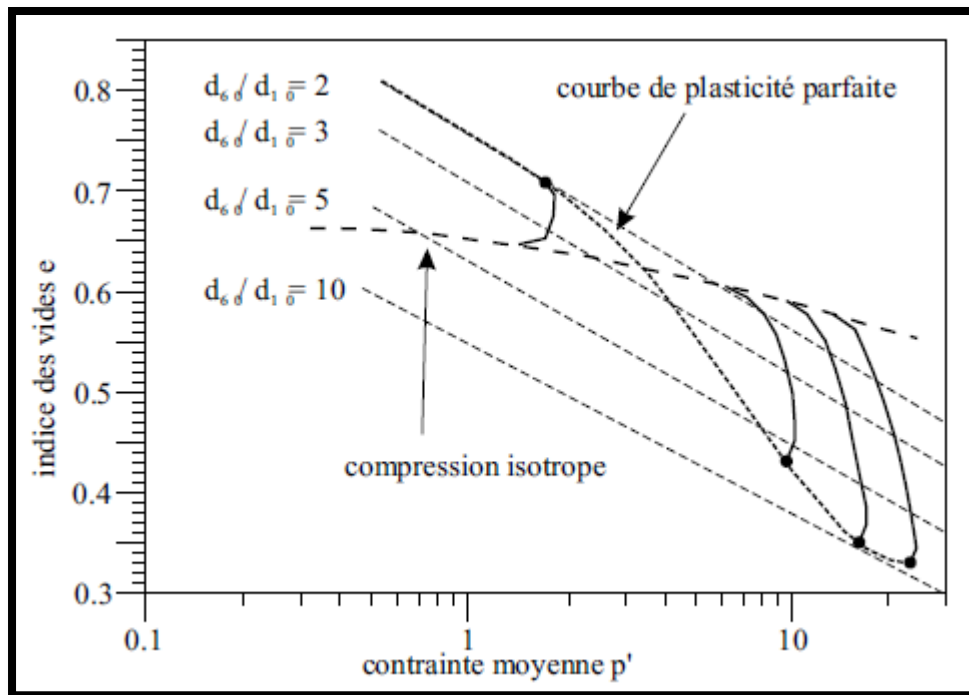


Figure II.19 : Courbure de la courbe de plasticité parfaite d'après

De nombreux auteurs [Airey, Biarez & Hicher] montrent que la droite de compressibilité est également incurvée : on note ainsi une augmentation de la compressibilité, suivie d'une stabilisation sur une autre droite de compressibilité (figure II.20).

VIII.2.4. RELATION CONTRAINTE-DILATANCE

Pour les enrochements, le pic de contrainte ne correspond pas au taux de dilatance maximum. La phase de contractance est plus longue et le pic se produit avant le début de la dilatance AIREY (1993). Il en résulte une courbure de la courbe de contrainte dilatance qui n'est plus une droite.

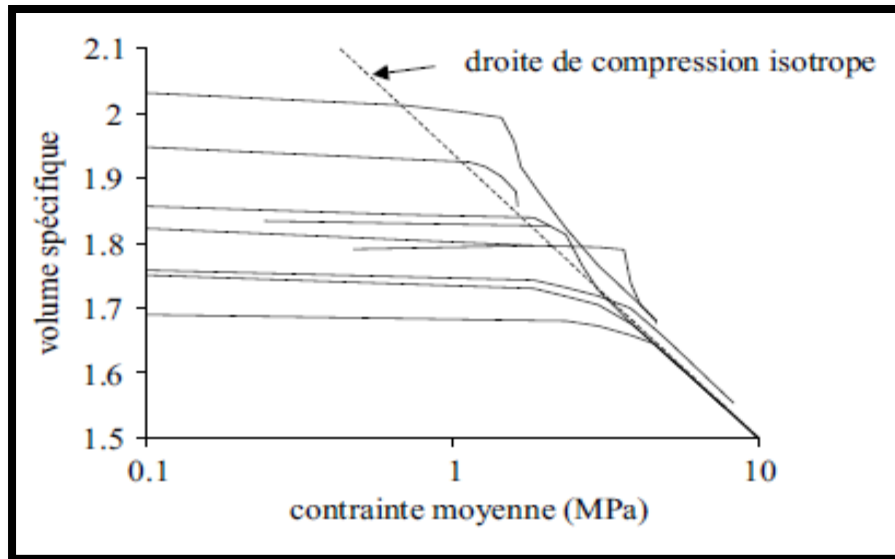


Figure II.20 : Courbure de la courbe de compressibilité isotrope

VIII.2.5. SPECIFICITE DU COMPORTEMENT DES ENROCHEMENT DENSES

Les enrochements, même denses, se comportent généralement comme des matériaux lâches, c'est à dire sans pic de contrainte marqué et avec une phase de dilatance réduite, voire inexistante.

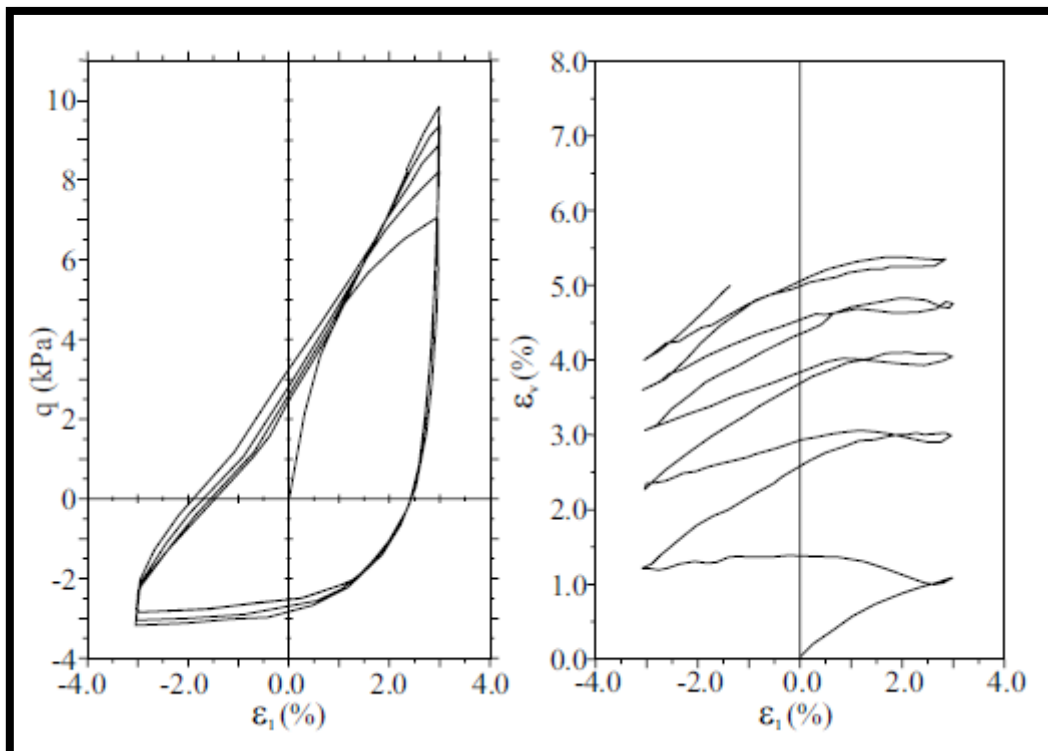


Figure II.21 : Essais à déformation imposée sur un sable lâche : densification et accommodation (DELUZARCHE, 2004).

IX. MODULE DE DEFORMATION DES ENROCHEMENTS

Le module de déformation est un des paramètres les plus importants pour représenter le comportement des matériaux. Il est cependant présenté sous formes diverses dans la littérature, ce qui pourraient parfois perturber l'utilisation correcte de cette quantité. L'objectif de ce chapitre est de clarifier les définitions des différents modules rencontrés, leur domaine d'utilisation, la technique de calcul ou de mesure. Ce chapitre donnera aussi une estimation de certains modules à partir des résultats d'auscultation des CFRD. Ils s'identifient alors facilement sur la base de données générale concernant le barrage, tel que la hauteur du barrage, la surface du masque amont et l'indice des vides des enrochements (CHEN, 2012).

IX.1. Module des enrochements en phase de construction E_{rc} ou E_v :

C'est un module de déformation mesuré par cellule de tassement installé dans le barrage pendant la construction. Il est défini comme le rapport entre la contrainte verticale et la déformation correspondante (Figure II.22).

$$E_{rc} = \frac{\gamma \cdot H \cdot d_1}{1000 \cdot \delta_s} \quad (1.31)$$

$$E_{rc} = \frac{0,001 \cdot H^2}{D} \quad (1.32)$$

Où

E_{rc} : Module des enrochements en phase de construction (MPa),

γ : Poids volumique des enrochements (kN/m^3),

H : Profondeur du point mesuré (m),

d_1 : Epaisseur au-dessous du point mesuré (m),

δ_s : Tassement de l'épaisseur d_1 en phase de construction à la profondeur H (m),

D : Déflexion maximale située entre 40% et 50% de la hauteur du barrage (m).

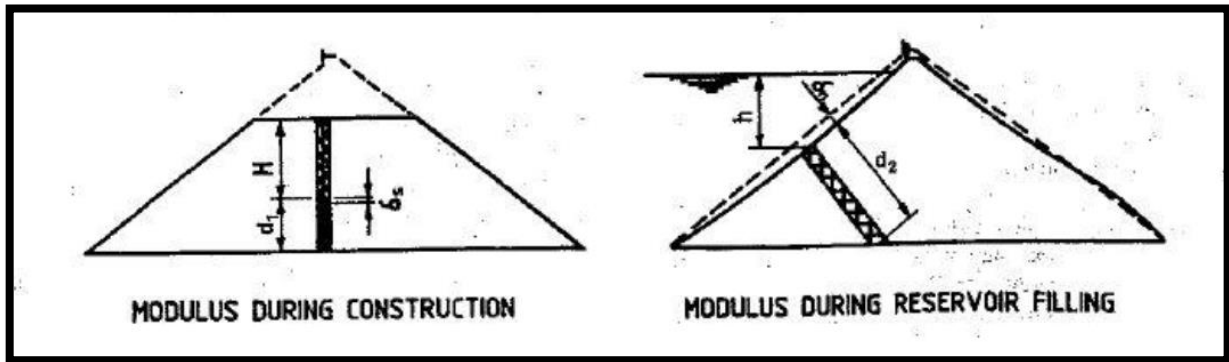


Figure II.22 : Modules des enrochements (CHEN, 2012).

Ce module dépend de la position de la cellule de tassement dans le barrage. Les mesures les plus utilisées sont situées dans le tiers inférieur du barrage.

D'après CHEN (2012), Pinto et Marques ont évalué des modules de déformation de différents enrochements à l'égard de l'indice des vides et de la forme de vallée où les barrages ont été construits. D'après eux, le module E_{rc} dépend non seulement du rapport d'allongement (L/H , la longueur de la crête sur la hauteur du barrage), mais aussi de la forme de la vallée. L'effet voûte est plus marqué dans une vallée en V que dans une vallée en U, malgré le même rapport d'allongement. En outre, la densité des enrochements a un effet important sur le module E_{rc} .

Le facteur de forme est défini au-dessous :

Le facteur de forme : A/H^2 ,

A : Surface totale du masque amont, en m^2 ,

H : Hauteur maximale du barrage, en m.

Pour les canyons étroits avec le facteur de forme A/H^2 égal à 3 ou moins, le module de déformation indiqué est plus grand (courbe supérieure de la figure II.22). Cela semble être le résultat d'un effet voûte traversant le canyon. Le poids a été transféré par frottement sur les rives et la déformation mesurée par les cellules de tassement a diminué proportionnellement à la contrainte.

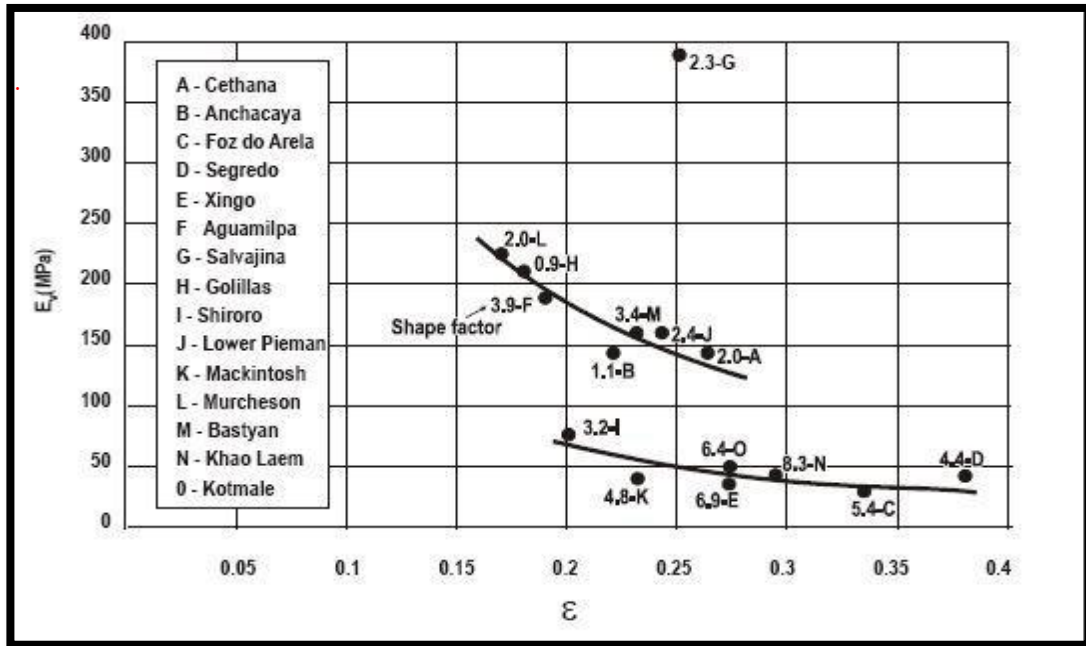


Figure II.23 : Module verticale E_v (CHEN, 2012).

Des formes analytiques différentes sont données pour estimer rapidement le module des enrochements en phase de construction (Figure II.24). La limite du facteur de forme prise ici est de 4 entre les deux courbes.

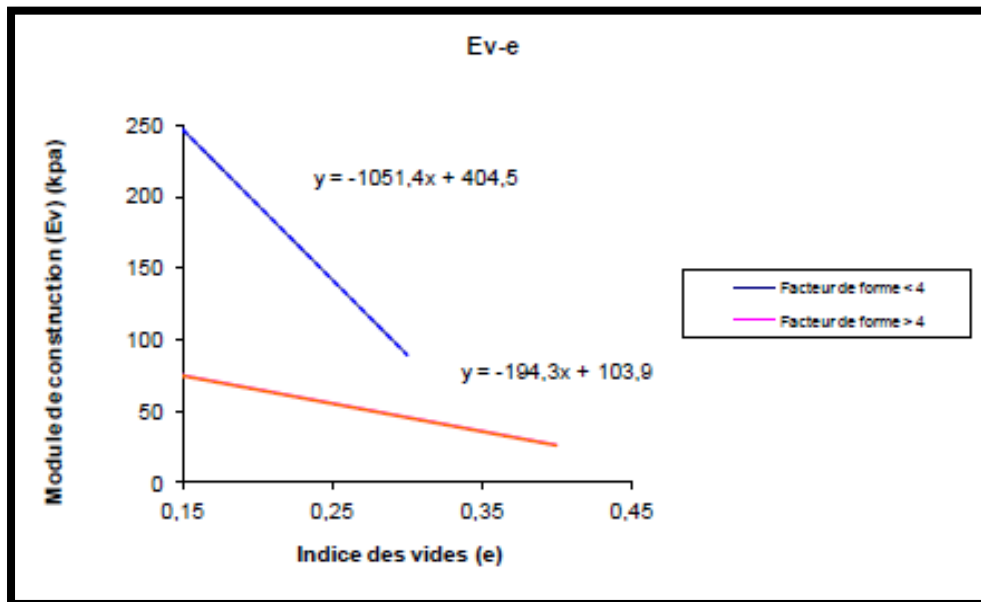


Figure II.24 : Corrélation entre E_v et l'indice des vides (CHEN, 2012).

IX.2. Module des enrochements en phase de mis en eau E_{rc} ou E_v :

C'est un module qui représente la déformabilité des enrochements en phase de mise en eau. Il peut être estimé par la déflexion du masque amont.

$$E_{rf} = \frac{\gamma_w \cdot H \cdot d_2}{1000 \cdot \delta_n} \quad (1.33)$$

$$E_r = \frac{0,003 \cdot H^2}{D} \quad (1.34)$$

E_{rf} : Module des enrochements en phase de mise en eau,

γ_w : Poids volumique de l'eau (kN/m^3),

δ_n : Déflexion du masque amont à une profondeur h de la surface de réservoir (m),

d_2 : Distance normale au masque entre le point de déflexion maximale et la base du barrage (m),

D : Déflexion maximale située entre 40% et 50% de la hauteur du barrage (m),

H : Hauteur du barrage (m).

IX.3. Relation entre E_T et E_V :

Selon les mesures observées sur 15 barrages à travers le monde, E_T , le module transversal est lié à E_V par l'intermédiaire du facteur de forme de la vallée, A/H^2 comme indiqué dans la figure II.24. La corrélation peut être écrite comme suite:

$$\frac{E_T}{E_V} = e^{0.21 \cdot (1 + \frac{A}{H^2})} \quad (1.35)$$

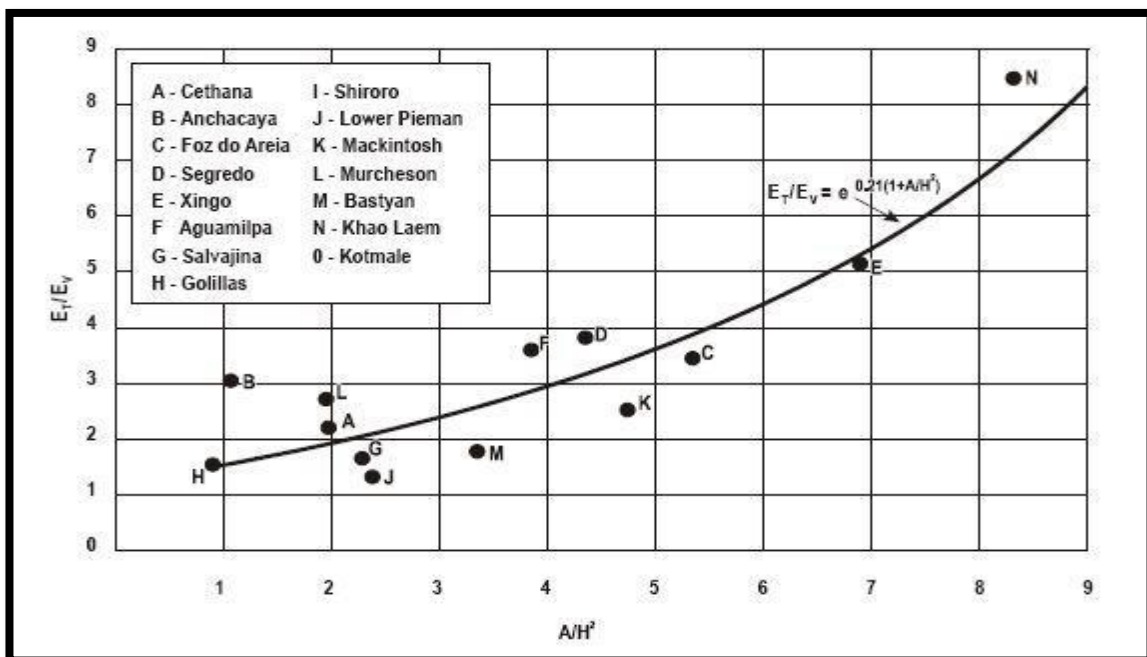


Figure II.25 : Corrélation entre E_T et E_V (CHEN, 2012).

La déflexion maximale (D) sous la pression de l'eau est située au centre du masque amont, à environ 40% à 50% de la hauteur du barrage, qui peut être définie par la formule ci-dessous comme indiqué dans la **figure II.25**.

$$D = 0.003 \frac{H^2}{E_r} \tag{1.36}$$

$$D = \frac{0.003}{e^{0.21 \cdot (1 + \frac{A}{H^2})}} \cdot \frac{H^2}{E_v} \tag{1.37}$$

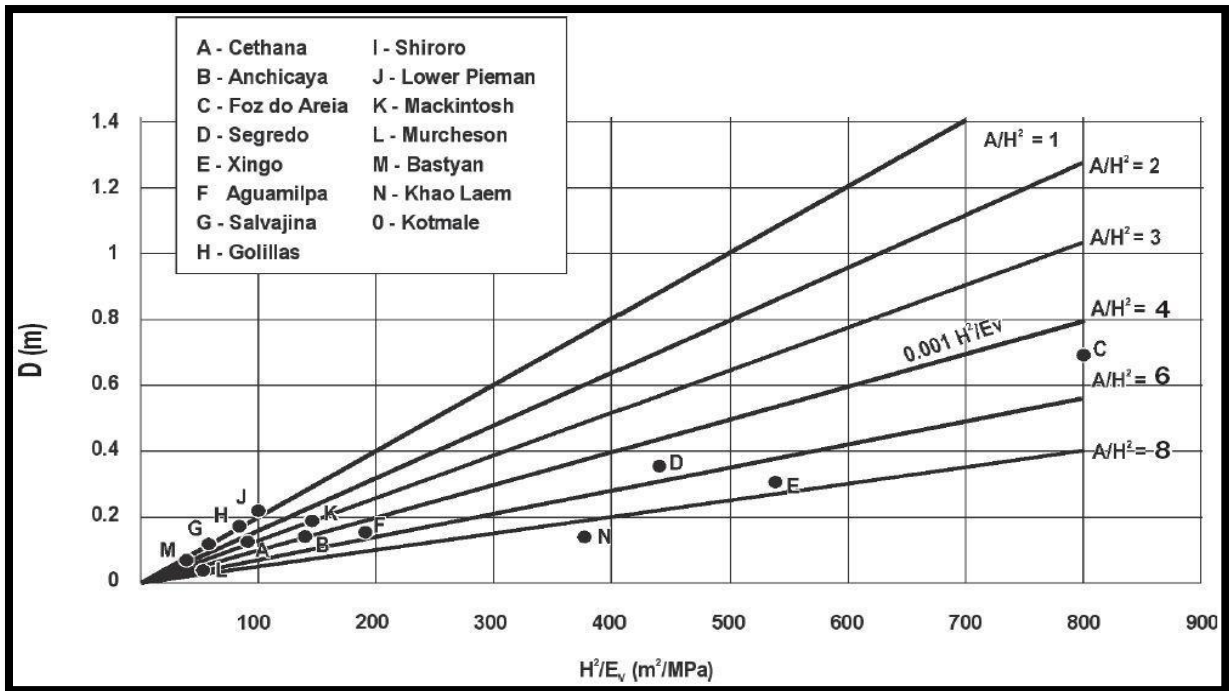


Figure II.26 . Déflexion de barrage (D) (CHEN, 2012).

X. LE PHENOMENE DE RUPTURE

X.1. ANALOGIE AVEC LE COMPORTEMENT DES SABLES SOUS FORTES CONTRAINTES

La résistance des blocs dépend fortement de leur taille. Ainsi, à contrainte constante, des matériaux plus grossiers présentent plus de ruptures que des matériaux fins : les blocs des enrochements commencent à se rompre sous de faibles contraintes (à partir de quelques dizaines de kPa), tandis qu'il faut souvent plusieurs MPa pour briser des grains de sable. Les comportements des enrochements sous contraintes moyennes voire faibles et des sables sous fortes contraintes sont donc très similaires. La rupture des grains est plus souvent étudiée dans le cadre des sables fortement chargés, car les essais sont beaucoup moins coûteux.

X.2. EFFET D'ECHELLE

De nombreux auteurs [comme **AI HUSSAINI (1983)**] ont réalisé des séries d'essais sur des échantillons où le seul paramètre variable est la taille maximale des grains. L'étalement granulométrique, la densité et le nombre de grains dans l'échantillon sont égaux (la taille des échantillons est donc proportionnelle à celle des grains). Les échantillons les plus petits présentent des angles de frottement systématiquement plus élevés que les plus grands (**figure II.27**). Cet effet d'échelle est entièrement différent de celui constaté entre les sables et les enrochements, puisqu'il n'y a pas ici de différence d'échantillonnage. Il est dû uniquement à la plus grande résistance des petits grains qui se rompent moins que les plus gros blocs.

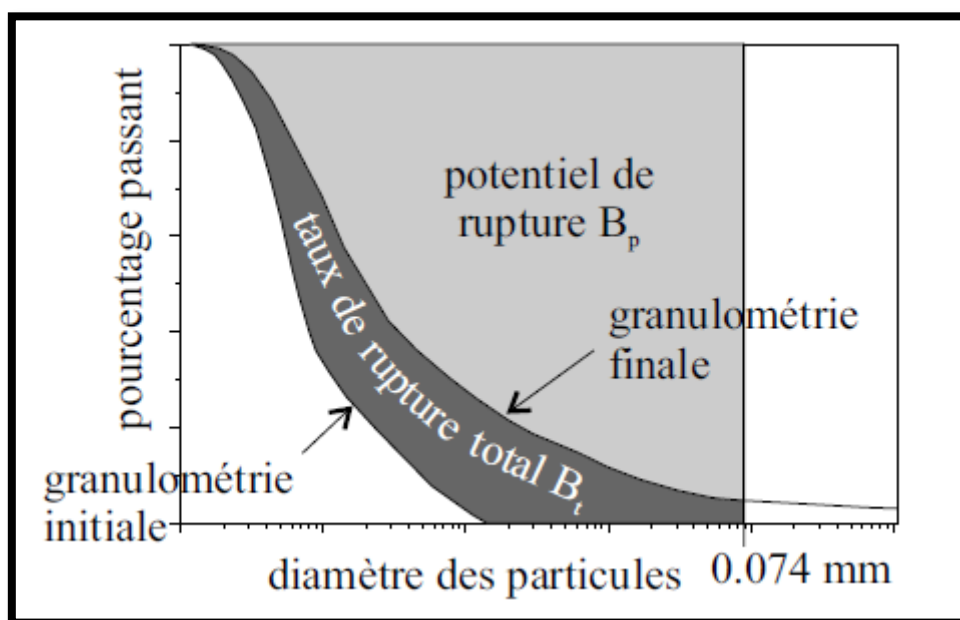


Figure II.27 : Effet d'échelle (SILVANI, 2007).

X.3. INFLUENCE DE LA GRANULOMETRIE

Les blocs constituant un enrochement sont soumis à un ensemble d'efforts de la part de leurs voisins. Le nombre de contacts moyen par bloc, appelé nombre de coordination est un paramètre important pour la description de l'arrangement. On a vu précédemment que la résistance des blocs augmentait avec le nombre de coordination. Par ailleurs, on a montré **CUNDALL & STRACK (1979)** que les efforts étaient transmis, au sein de la structure granulaire, par un nombre limité de particules, faisant apparaître des chaînes de force qui traversent principalement les grosses particules.

Selon la granulométrie, la rupture ne se produira donc pas de la même façon : pour des granulométries serrées, les grosses particules ont un nombre de coordination faible et sont très chargées ; elles vont donc rompre préférentiellement et en grand nombre. En revanche, dans un matériau bien gradué, les grosses particules ont un grand nombre de coordination, et ce sont les particules les plus petites avec le plus petit nombre de coordination

X.4. TYPES DE RUPTURES

La résistance en traction de la roche mère permettait de décrire de manière satisfaisante la rupture des blocs par fragmentation, mais plus difficilement la rupture des arêtes (épaufrage).

Or, au cours d'un essai, les particules subissent des transformations qui affectent :

- leur état de surface (abrasion)
- leur angularité (épaufrage)
- leur forme (fragmentation)

De plus, autres auteurs montrent que le taux de rupture à une contrainte donnée est mieux corrélé avec la probabilité de rupture des arêtes des particules sous cette même contrainte qu'avec la probabilité de rupture des particules elles-mêmes.

X.5. PARAMETRES FAVORISANT LA RUPTURE

Outre les aspects mentionnés précédemment, les paramètres suivants favorisent la rupture des particules :

1. la diminution de la résistance des particules
2. les indices des vides enlevés qui favorisent des nombres de coordination faibles et donc un faible effet de confinement
3. l'allongement des particules qui induisent des contraintes locales équivalentes fortes.
4. l'augmentation de la contrainte de confinement
5. le chemin de contrainte effective : les forts déviateurs favorisent les ruptures qui sont ainsi plus importantes lors d'un essai triaxial que lors d'un essai oedométrique.

6. l'apport d'eau : dans une cellule œdométrique, sous contrainte constante, on constate une diminution de volume si l'on sature l'échantillon. Ce phénomène, appelé effondrement, a deux origines : la diminution de résistance des particules et la lubrification des zones de contact qui favorise les réarrangements (DELUZARCHE, 2004).

X.6. DEFINITION DU TAUX DE RUPTURE

La rupture des particules conduit donc à une modification notable de la courbe granulométrique, avec apparition d'un grand nombre de fines particules. La définition d'un indicateur mesurant la rupture des particules est difficile, car elle doit tenir compte de l'évolution de la courbe granulométrique dans son ensemble.

Plusieurs auteurs proposent des facteurs de ruptures qui ne tiennent compte que de l'évolution de la partie fine de la granulométrie qui sert à l'étude du pouvoir auto filtrant des filtres des barrages ou de la perméabilité. D'après DELUZARCHE (2004), Marsal propose une relation qui tient compte de l'évolution de toute la granulométrie mais n'est pas adaptée aux cas où celle-ci évolue beaucoup, notamment quand il y a des ruptures de grosses particules.

La définition la plus satisfaisante, la plus stable vis à vis des petites perturbations, et qui tient de plus compte de toute la granulométrie, est celle proposée par Hardin qui repose sur la notion de potentiel de rupture mentionnée plus haut. Il définit le taux de rupture total, B_t , par l'aire comprise entre la courbe initiale et la courbe finale, limitée aux particules de 0.074 mm. Le taux de rupture relatif est donnée par :

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \quad (1.38)$$

B_r est ainsi compris entre 0 (pas de rupture) et 1 (toutes les particules ont été réduites à une taille inférieure à 0.074 mm. En général, B_r ne dépasse pas 0.3.

XI. CONSTITUTION DES MASSIFS D'ENROCHEMENTS

Ce genre d'ouvrage ne se prête pas au calcul. Le massif tient, sous la poussée de l'eau s'exerçant sur le parement amont, par le simple poids, et le frottement entre eux, des

matériaux amoncelés dans le massif. C'est tout ce que l'on peut dire. C'est l'expérience seule qui permet de dégager les principes de leur construction.

On cherche tout d'abord à réduire les tassements possibles du terrain de fondation :

- En enlevant soigneusement la terre végétale de surface et les terres susceptibles de fluer : c'est l'opération du décapage.
- En donnant à la base du barrage un développement suffisant.

On a parfois établi un radier général en maçonnerie, sous l'ouvrage pour assurer une meilleure répartition de la charge sur le sol et éviter ainsi la pénétration des matériaux dans le terrain, surtout quand celui-ci risque d'être détrempe par des eaux d'infiltration. Mais un radier général fait apparaître des sous-pressions qui tendent à provoquer un effort de soulèvement. Si un radier général s'impose il faudra veiller à le réaliser avec des dalles juxtaposées, à joints vifs, ou encore prévoir tout un réseau de drainage sous le radier comportant un tapis filtrant inversé, traversé de drains collecteurs.

Dans certains ouvrages, les enrochements reposent directement sur le tapis filtrant, mais sont jointoyés entre eux, au mortier de ciment, sur une épaisseur de 30 à 40 centimètres au-dessus du filtre. En somme, au lieu d'un radier général en béton, on réalise un radier général en enrochements maçonnés.

L'assise du barrage étant correctement assurée, il s'agit, ensuite, en vue de l'établissement et de la bonne tenue du masque d'étanchéité, de réduire le plus possible les tassements propres du massif d'enrochements. A cet effet :

- On ne doit utiliser que des pierres dures et résistantes qui ne risquent pas de s'écraser ou de s'effriter sous le poids des autres ; de plus, nous avons vu, ci-dessus, que les pierres ne doivent pas être gélives ;
- Les pierres doivent être rangées à la main. On réalise, dans ce cas, une véritable maçonnerie en pierres sèches, mais le coût de la main-d'œuvre utilisée à ce travail patient fait perdre une grande partie de l'économie que les barrages en enrochements paraissent devoir procurer par rapport aux barrages en béton ou en pierres de taille. Lorsqu'on dispose de machines puissantes d'extraction, de transport

et de mise en œuvre, on peut regretter de ne pouvoir constituer le massif du barrage en déposant les enrochements en vrac. Mais les tassements risquent alors d'être considérables, surtout avec les ouvrages de grande hauteur.

On adopte souvent un moyen terme : le corps central et le corps aval du barrage sont édifiés avec des enrochements en vrac, tandis que la partie amont, sur laquelle doit s'appuyer ultérieurement le masque étanche, est réalisée en pierres rangées. Par exemple, au barrage des grandes pâtures, les enrochements ont été soigneusement placés à la main, sur les 20 mètres de hauteur du barrage, entre le plan oblique du parement amont (fruit 0.35) et un plan oblique de fruit 0.16 situé en aval, à la distance de 1 mètre en retrait du couronnement et de 5 mètres à la base. En arrière de cette maçonnerie en pierres sèches, les enrochements ont été déversés en vrac jusqu'au parement aval (fruit : un sur un).

Pour faciliter l'imbrication des blocs les uns contre les autres, on favorise leur glissement en les arrosant puissamment et abondamment au moment de leur mise en place ; du même coup on les lave et on élimine les particules terreuses et les pierrailles qui couvrent les blocs ou s'insinuent entre eux et empêcheraient un contact franc. Elles seraient la cause de glissements locaux ultérieurs qui, généralisés dans la masse, pourrait amener d'importants tassements.

Enfin les pentes données aux parements amont et aval ne doivent pas être trop raides, principalement lorsque les enrochements sont disposés en vrac. Sinon le remblai flue à sa base. Si cet accident se produit, il faut charger jusqu'à une certaine hauteur les pieds des talus ; ceci revient à corriger, mais après coup, la raideur excessive donnée initialement aux parements. Heureusement, ces renforcements sont toujours possibles, car il n'y a pas à faire de reprise de maçonneries au mortier ou au ciment. Il suffit d'ajouter de nouveaux blocs aux anciens. Mais le travail est très coûteux, parce qu'il intervient après la fermeture du chantier de construction ; il faut donc rouvrir un chantier pour un travail relativement restreint (VARLET, 1966).

CONCLUSION

Le comportement des barrages en enrochement est étroitement lié aux caractéristiques des matériaux les constituant ainsi que leur mode de mise en place. Les deux critères ont constitué les axes sur lesquels s'est articulé ce chapitre.

Une analyse des paramètres physiques des enrochements servant à la réalisation de ces barrages a été engagée. Cette partie a été consolidée par l'étude des différents essais au laboratoire pour caractériser le comportement des enrochements, en particulier la compressibilité et la résistance au cisaillement.

Enfin, ce chapitre a été achevé par l'analyse des ruptures des enrochements sous différentes sollicitations ainsi que les paramètres influençant cette rupture.

INTRODUCTION :

Tous les sols se déforment sous les charges qui leur sont appliquées, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. La prévision de ces déplacements est demandée par les nouvelles normes de calcul, pour vérifier qu'ils seront acceptables par les ouvrages à construire.

L'amplitude des déformations du sol dépend de la nature et des charges appliquées. Ces charges sont limitées par les conditions de stabilité qu'il faut respecter lors de la conception des ouvrages. En pratique, les fondations superficielles de bâtiments sont construites sur des sols relativement résistants et subissent des déformations faibles, Les déformations les plus importantes sont celles des massifs d'argiles molles saturées, qui peuvent durer pendant des périodes longues. Dans ce cas, on utilise une loi de déformabilité non linéaire pour évaluer l'amplitude finale du tassement et des déformations horizontales, et l'évolution du tassement au cours du temps est analysée en tenant compte de l'effet de la perméabilité limitée du sol sur la vitesse de déformation (consolidation) et de la viscosité du sol (fluage) **(Laouedj, 2013)**.

Les barrages en enrochement à masque amont (CFRD) est en plein développement, car ils ont une grande stabilité et sa résistance remarquable au séisme. Le plus grand CFRD atteint 233 m à Shuibuya en Chine. Cependant, des fissures sur le masque amont en béton ont été souvent observées sur un grand nombre de très grands CFRD (Tianshengqiao-1, Aguamilpa, Campos Novos, Barra Grande, Mohale) attirant l'attention sur les limites de la conception traditionnelle basées principalement sur l'expérience et le jugement d'ingénierie.

Pour éviter de tels déboires, les experts disposent de la modélisation numérique pour mieux comprendre les pathologies observées sur ces ouvrages récemment construits, principalement des fissures, précisé ou complété les solutions pour éviter ces désordres **(Chen et al, 2013)**.

Les simulations numériques classiques des barrages en enrochement sont généralement effectuées par la méthode des éléments finis (FEM), dans lequel le corps de roche-remplir est traité comme matériau de continuum. Mais le corps enrochement possède une forte discontinuité et FEM sur la base de continuum idéalisation ne peut pas simuler le processus

d'échec. La méthode d'analyse de la déformation discontinue (DDA) est l'outil idéal pour résoudre ce problème de façon satisfaisante (Kong & Liu, 2002).

Plusieurs méthodes numériques sont utilisées en mécanique des roches pour modéliser la réponse des masses rocheuses de chargement et déchargement. Ces méthodes comprennent méthode l'élément fini (FEM), la méthode des éléments frontière (BEM) et la méthode des éléments discrets (DEM). Bien que discontinuités du massif rocheux peuvent être modélisés dans une discrète manière avec des méthodes BEM et FEM aide mixte spécial éléments, les descriptions des discontinuités sont généralement difficile et il y a souvent des restrictions sur le degré de déformation permise. En outre, le nombre de discontinuités qui peuvent être traitées est limité.

D'autre part, le procédé est généralement de DEM adaptée pour les problèmes dans lesquels il y a beaucoup de matérielles discontinuités, mettant particulièrement l'accent sur la façon dont des contacts sont manipulés. Il permet également de grande déformation le long de discontinuités et peut reproduire bloquer le mouvement (translation et rotation) très bien.

La déformation Analyse discontinue (DDA) méthode est une technique récemment développée qui est un membre de la famille des méthodes DEM. Il a d'abord été proposé par Shi et Goodman pour le calcul les contraintes et les déplacements de systèmes à blocs (Lin, 1996).

I. LES MOUVEMENTS DES ENROCHEMENTS :

L'analyse de la déformation d'un type quelconque d'un corps déformable comprend une analyse géométrique et d'interprétation physique. Le but ultime de l'analyse géométrique est de déterminer dans l'ensemble objet déformable les champs de déplacement et de déformation de la espace et en temps. Interprétation physique consiste à établir la relation entre les facteurs de causalité (charges) et la déformation. Celle-ci peut être obtenue par modélisation déterministe des déformations en utilisant, par exemple, la méthode des éléments finis (FEM). En comparant le modèle géométrique et déterministe de déformations, on peut vérifier le comportement de la conçu objet déformable. En outre, les enquêtes de surveillance bien conçus, on peut aussi déterminer la déformation réelle mécanisme et d'expliquer les causes de la déformation dans un cas de comportement inattendu de l'objet étudié. Ainsi, le rôle de l'enquête de suivi de déformation devient beaucoup plus large que la

détermination conventionnelle de l'état géométrique de l'objet déformable (Chrzanowski et al, 2005).

I.1 UN MATERIAU GRANULAIRE NON COHERENT :

Les enrochements de barrage sont des matériaux grossiers à granulométrie resserrée. Ce sont des matériaux granulaires non cohérents, caractérisés par :

- un comportement non linéaire de nature dissipative ;
- une influence importante de la contrainte moyenne sur le comportement ;
- l'apparition de changement de volume (contractance ou dilatance) sous sollicitation déviatorique.

Les dimensions des blocs rocheux peuvent aller du centimètre au mètre. Toutefois, il n'est pas possible de considérer les enrochements comme un sable très grossier. En effet, l'angle de frottement à la rupture ϕ_f des enrochements n'est pas une constante matérielle. Il peut prendre des valeurs très élevées (supérieures à 45°), et augmente avec la diminution de la taille des particules.

I.2 INFLUENCE DE L'EAU SUR LES ENROCHEMENTS.

Les tassements importants subis par les barrages en enrochement lors du premier remplissage peuvent prendre des ampleurs considérables, et conduire à des fissures ou des tassements différentiels de l'ordre du mètre. Ces observations ont amené des interrogations relatives à l'influence de l'eau sur le comportement mécanique des enrochements (Nobari et Duncan, 1972).

Une saturation d'eau sous compression œdométrique ou uni axiale, à déplacements latéraux nuls et à force axiale imposée, provoque un tassement. A déplacement axial imposé, cette saturation provoque une chute de la contrainte axiale.

Une saturation d'eau sous compression à la presse triaxiale, à pression latérale constante et à déplacement axial imposé, provoque une chute du déviateur des contraintes qui reflète une chute de l'angle de frottement (mobilisé et à la rupture). L'eau n'a par contre aucune influence sous sollicitation sphérique.

Les barrages en enrochement sont des grands barrages de plus de 50 mètres de hauteur. Les gammes de contraintes sont donc larges et dépassent le Méga Pascal. D'un point de vue

physique, les auteurs avancent deux mécanismes susceptibles d'entrer en jeu dans le phénomène d'effondrement :

- la lubrification ; elle favorise les déformations irréversibles de glissement et la réorganisation du matériau ; la lubrification ne peut à elle seule expliquer l'ampleur des tassements observés ;
- l'écrasement des zones de contact entre grains ; l'eau va diminuer la résistance superficielle de la roche mère en s'infiltrant dans les microfissures des zones de contact et provoquer l'épaufrage des arêtes et la cassure des pointes, voire la rupture des blocs eux-mêmes.

I.3 IMPORTANCE DE L'ECRASEMENT :

Le comportement mécanique des enrochements est notablement influencé par l'écrasement. Ce dernier augmente avec :

- la taille des particules (Marsal, 1969; Barton, 1981; Hardin, 1985) ;
- l'angularité des particules (Barton, 1981) ;
- le resserrement de la granulométrie (Marsal, 1969; Marsal, 1973; Barton, 1981; Loret, 1982; Kim, 1995; Biarez et Hicher, 1997).

Il semble peu dépendant de la densité (Marsal, 1973; Hardin, 1985; Kim, 1995).

Enfin l'écrasement dépend fortement du chemin de contrainte et augmente avec le déviateur. Le chemin de contrainte triaxial est plus favorable à l'écrasement que le chemin œdométrique (Marsal, 1973). L'écrasement sous sollicitation isotrope est négligeable (Loret, 1982).

II. TYPES DE MOUVEMENT :

Dans le barrage : vertical → tassement

Horizontal transversal

Horizontal longitudinal (selon axe)

Dans la fondation : vertical → tassement

Horizontal transversal.

III. CAUSE DES DEFORMATIONS DANS LES BARRAGES :

Les causes de déformation des barrages sont multiples :

- **Tassement de la fondation**
- **Compression dans le barrage**
- **Déformation horizontale** (effet de Poisson) : déformation latérale en réaction à une charge verticale = ν (coefficient de Poisson)
- **Influence de la Mise en eau**
- **Les effets des cycles gel-dégel.**
- **Perte de matériel par érosion interne.**
- **Plasticité** : approche de rupture (karray, 2012).

IV. ANALYSE DE COMPORTEMENT DES BARRAGES EN ENROCHEMENT A MASQUE AMONT :

Les barrages en enrochement avec masque amont en béton de ciment (CFRD) se déforment pendant leur construction et sous l'effet de la poussée hydrostatique de l'eau pendant le remplissage du réservoir. Pendant la mise en eau du barrage, le masque amont en béton de ciment suit les déplacements de l'enrochement du talus amont. Deux sections types et quatre hauteurs différentes de barrage CFRD ont été utilisées. Cet article présente les analyses de stabilité des pentes à la fin du remplissage du réservoir et les déplacements du talus amont et les déplacements internes qui se développent dans les remblais en enrochement et leur fondation pendant l'étape de la construction et pendant le remplissage du réservoir (Massiera, 2006).

IV.1 MODULE DE DEFORMATION :

Le module de déformation est un des paramètres les plus importants pour représenter le comportement des matériaux. Il est cependant présenté sous formes diverses dans la littérature, ce qui pourraient parfois perturber l'utilisation correcte de cette quantité.

L'objectif de ce chapitre est de clarifier les définitions des différents modules rencontrés, leur domaine d'utilisation, la technique de calcul ou de mesure. Ce chapitre donnera aussi une estimation de certains modules à partir des résultats d'auscultation des CFRD. Ils s'identifient alors facilement sur la base de données générale concernant le barrage, tel que la hauteur du barrage, la surface du masque amont et l'indice des vides des enrochements

Le module de déformation varie grandement en fonction de l'indice des vides de l'enrochement et du matériau de la roche mère. Un enrochement à granulométrie uniforme, comme celui utilisé pour les barrages de Foz do Areia et de segredo au Brésil, présentent un faible module de déformation. Les barrages dont l'enrochement est composé de gravier compacté présentent des modules grandement supérieurs. Les modules sont dérivés des mesures de tassement vertical survenu au cours de la construction et de la charge verticale de l'enrochement au-dessus du tassomètre, selon la formule ci-dessous :

$$E_V = \frac{H \cdot \gamma_r \cdot h}{1000 \cdot S}$$

Où:

E_V = module de déformation verticale, en MPa

H = hauteur vertical d'enrochement au-dessus du tassomètre, m

γ_r = poids unitaire de l'enrochement, kN/m^3

h = colonne d'enrochement sous le tassomètre, m

s = tassement de la jauge, m (CIGB, 2010).

La figure III.1 illustre les différents modules pendant deux phases : pendant la construction et sous l'effet du remplissage du lac.

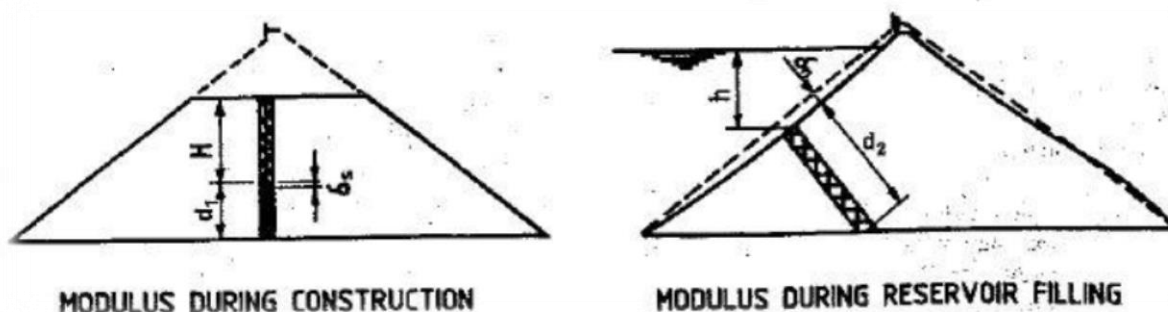


Figure III.1 : Deux différents modules des enrochements [Pinto & Marques,].

Ce module dépend de la position de la cellule de tassement dans le barrage. Les mesures les plus utilisées sont situées dans le tiers inférieur du barrage [Pinto & Marques, 1998].

Divers projets qui illustrent la gamme des modules calculés à partir des mesures prises sur le terrain sont présentés au niveau du tableau III.1 :

Tableau III.1 : module de déformations de quelques barrages (Pinto & Marques, 1998).

| Projet | Type de roche | Module de déformation MPa |
|----------------|-------------------|------------------------------|
| Foz do Areia | Basalte | 32 |
| Segredo | Basalte | 45 |
| Aguamilpa | Gravier | 190 |
| Salvajina | Gravier propre | 390 |
| Alto Anchicaya | Cornéenne-diorite | 145 |
| Golillas | Gravier silteux | 210 |

Pinto et Marques (1998) ont évalué des modules de déformation de différents enrochements à l'égard de l'indice des vides et de la forme de vallée où les barrages ont été construits. D'après eux, le module E_{rc} dépend non seulement du rapport d'allongement (L/H , la longueur de la crête sur la hauteur du barrage), mais aussi de la forme de la vallée. L'effet voûte est plus marqué dans une vallée en V que dans une vallée en U, malgré le même

rapport d'allongement. En outre, la densité des enrochements a un effet important sur le module E_{rc} (Chen, 2013).

Le module de déformation indiqué est plus grand (courbe supérieure de la figure III.2). Cela semble être le résultat d'un effet voûte traversant le canyon. Le poids a été transféré par frottement sur les rives et la déformation mesurée par les cellules de tassement a diminué proportionnellement à la contrainte (CIGB, 2010).

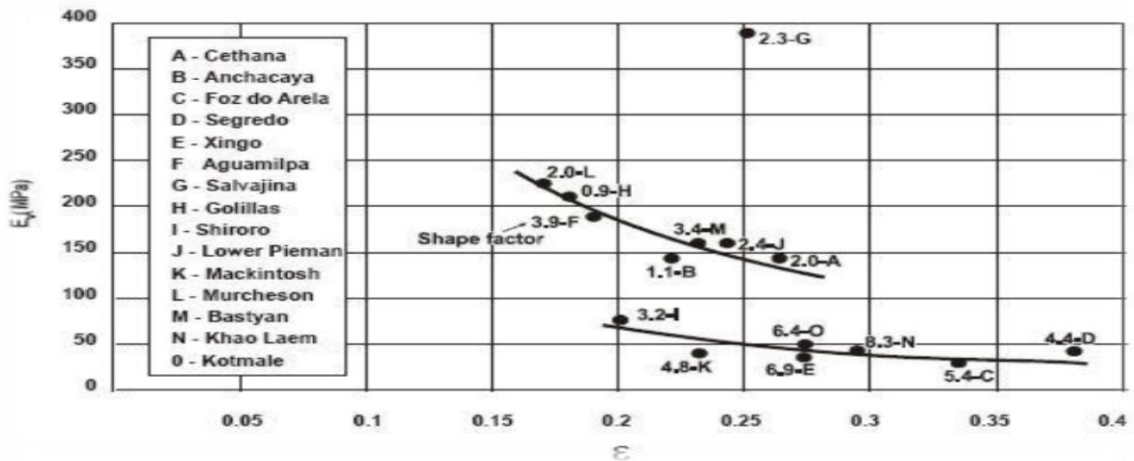


Figure III.2: Module verticale (E_v) (CIGB, 2010).

IV.2 ESTIMATION DU TASSEMENT EN COURS DE CONSTRUCTION :

Le tassement en cours de construction à un point du remblai varie en fonction du module de déformation, de l'épaisseur de matériau compressible sous le point étudié et de la charge sur le matériau compressible. La relation est simple : le module de déformation, E_v , est égal à la contrainte (la charge placée sur le matériau compressible) divisée par la déformation (tassement du dessus de la couche divisé par l'épaisseur de la couche). Cette relation peut être utilisée pour estimer le tassement et, pendant la construction, pour calculer le module de déformation à partir des mesures du tassement. Si par exemple une colonne d'un barrage en remblai est divisée en 10 couches horizontales, le tassement du dessus de la couche du fond, d'une épaisseur de $0,1H$, provoqué par la charge d'une couche, d'une épaisseur de $0,1H$, placée sur le dessus de la couche du fond correspond à :

$$S = \frac{\gamma_r \cdot H^2}{100 \cdot E_v}$$

Où :

S = tassement en m

γ_r = poids unitaire de l'enrochement, MN/m³

H = hauteur de la colonne dans le barrage, en m

E_v = module de déformation verticale, MPa

Par exemple, le tassement du dessus de la couche de fond d'une épaisseur de 20 m se trouvant à la base d'un barrage en enrochement avec masque amont d'une hauteur de 200 m dont le module de déformation est de 100 MPa et soumis à la charge d'une couche d'enrochement de 20 m dont le poids unitaire est de 22 kN/m³ serait de 0,09 m. Sous les neuf couches d'enrochement, soit 180 m, le dessus de la couche de 20 m à la base du barrage connaîtrait un tassement de 0,09 multiplié par 9, soit 0,8 m. le tassement maximal dans le barrage se produirait à peu près à la mi-hauteur. A ce point, cinq couches de matériau compressible se trouvent en dessous et cinq couches se trouvent au-dessus (C.I.G.B, 2010).

La figure III.3 montre des courbes d'iso-déplacements en fin de construction pour le barrage de Foz do Areia.

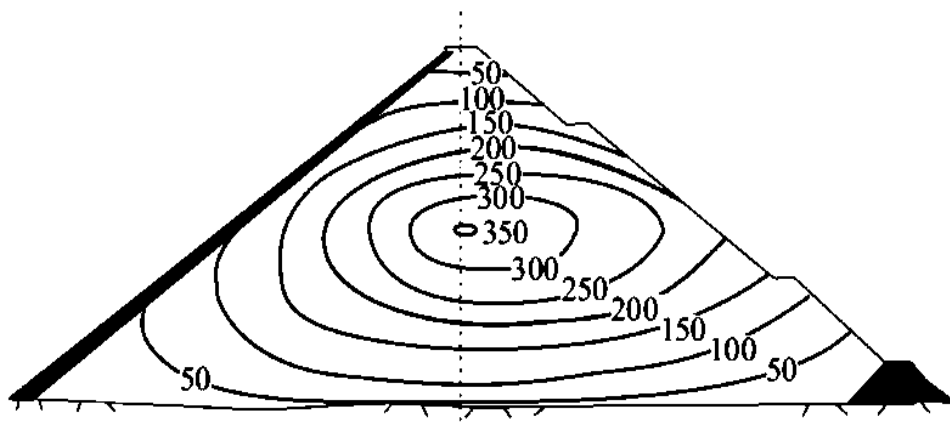


Figure III.3 . Courbes d'iso-déplacements perpendiculaires au masque du barrage de Foz do Areia avant remplissage de la retenue (Pinto et al, 1985).

La prédiction de ces tassements est fondée sur la connaissance de la compressibilité des enrochements (essais œdométriques). Le phénomène d'effondrement (diminution de volume

sous charge constante dans une cellule œdométrique lors d'une addition d'eau) est également essentiel puisque les enrochements sont arrosés à leur mise en place. Les tassements à la construction sont donc calculés en tenant compte de la réduction du module de compressibilité due à l'eau.

Le tassement à mi-hauteur dans l'exemple du barrage de 200 m serait de 0,09 multiplié par 5 multiplié par 5, soit 2,2 m. Il convient de noter que la base de la couche du fond ne subit aucun tassement car l'analyse suppose des fondations incompressibles. Par ailleurs, au moment où le barrage est complété, aucun tassement de la crête ne se produit puisque la charge ajoutée est nulle.

L'exemple ci-dessus démontre que le tassement de la surface de chaque couche serait proportionnel au produit du nombre de couches en dessous et du nombre de couches de remblai au-dessus. Lorsque le remblai est divisé en 10 couches comme dans l'exemple donné, le tassement de chaque couche sera approximativement proportionnel au coefficient de répartition présenté dans le tableau suivant. On peut constater que la répartition du tassement vertical à l'intérieur du barrage forme plus ou moins une parabole, avec le tassement maximal ayant lieu à mi-hauteur. Lorsque la construction du barrage est terminée, le tassement de la crête et de la base est nul.

Tableau III.2 : facteur de répartition de diverses couches (C.I.G.B, 2010).

| Couche Numéro | Couches au-dessus du dessus de la couche | Facteur de répartition |
|---------------|--|------------------------|
| 0 | 10 | 0 |
| 1 | 9 | 9 |
| 2 | 8 | 16 |
| 3 | 7 | 21 |
| 4 | 6 | 24 |
| 5 | 5 | 25 |
| 6 | 4 | 24 |
| 7 | 3 | 21 |
| 8 | 2 | 16 |
| 9 | 1 | 9 |
| 10 | 0 | 0 |

Ces techniques simples peuvent être utilisées pour calculer le module de déformation durant la construction, lorsque le barrage est partiellement construit (C.I.G.B, 2010).

IV.3 MODULE DES ENROCHEMENTS EN PHASE DE MISE EN EAU E_{rf} OU E_T :

C'est un module qui représente la déformabilité des enrochements en phase de mise en eau. Il peut être estimé par la déflexion du masque amont (Figure III. 1).

$$E_{rf} = \gamma_w \cdot h \cdot d_2 / 1000 \cdot \delta_n$$

$$\text{Ou } E_T = 0,003 \cdot H^2 / D \quad (\text{MPa})$$

E_{rf} : Module des enrochements en phase de mise en eau,

γ_w : Poids volumique de l'eau (kN/m³),

δ_n : Déflexion du masque amont à une profondeur h de la surface de réservoir (m),

d_2 : Distance normale au masque entre le point de déflexion maximale et la base du barrage (m),

D : Déflexion maximale située entre 40% et 50% de la hauteur du barrage (m),

H : Hauteur du barrage (m).

E_{rf} est un module calculé en phase de mise en eau, qui est généralement 1,5 à 4 fois plus grand que le module des enrochements en phase de construction (E_{rc}). En admettant le rapport entre E_{rc} et E_{rf} est de 3, l'équation E_T pourrait être également utilisée pour l'estimation de E_{rf} (Chen, 2013).

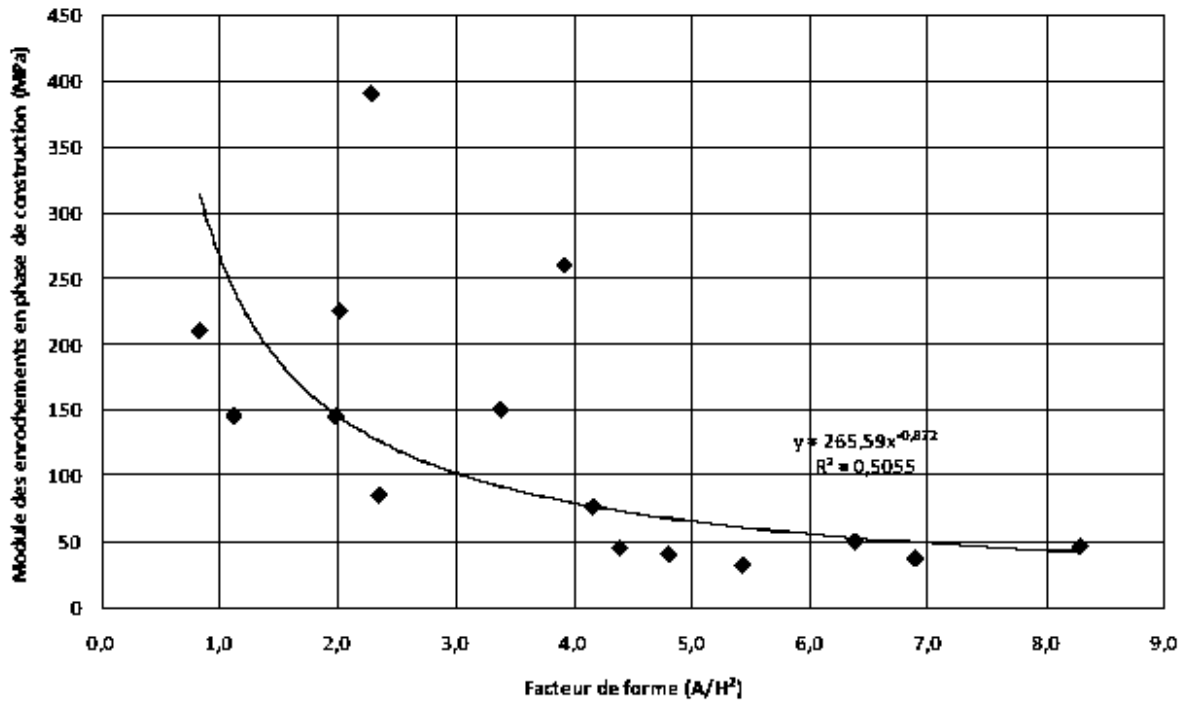


Figure III.4 : Module des enrochements en phase de construction en fonction du facteur de forme (Chen, 2013).

Le remplissage de la retenue est une phase critique : il correspond à la mise en charge de l'ouvrage. Les contraintes importantes conduisent à une déformation de tout le barrage. Ces déformations sont d'autant plus faibles que l'enrochement est bien compacté et que son module de compressibilité est élevé.

L'une des caractéristiques des CFRD est que les déplacements du masque dus aux tassements du remblai se font quasiment perpendiculairement au masque (voir figure III.5). Il y a donc peu de contraintes de cisaillement dans le masque ; en revanche, si les déplacements sont trop importants, ou s'il y a des tassements différentiels entre deux dalles, les joints peuvent s'ouvrir. Outre les déformations du masque, on constate une déformation globale de l'ouvrage, notamment en crête lors de la mise en eau (figures III.5) ; ces déplacements ont une composante horizontale qui n'est pas négligeable (Deluzarche, 2004).

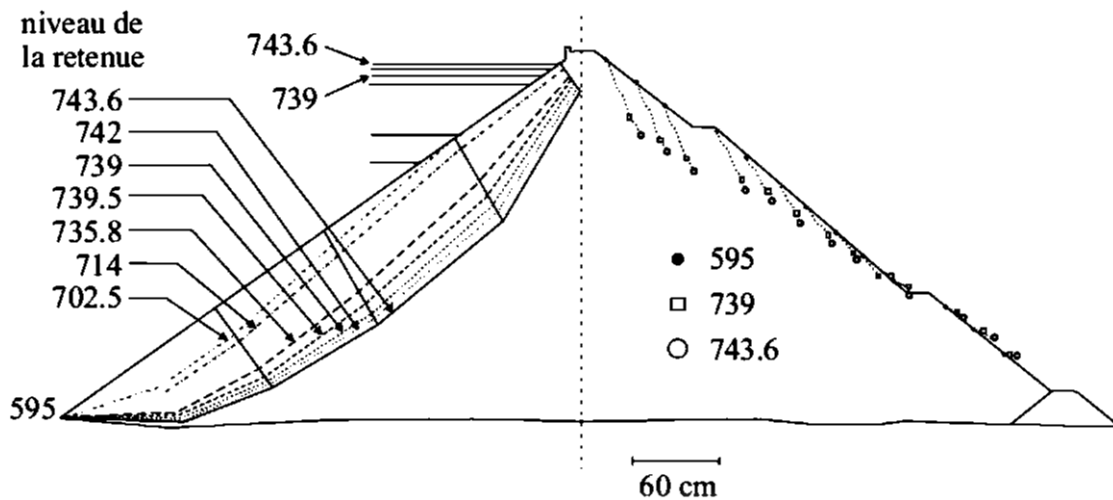


Figure III.5 : Barrage de Foz do Areia : déformations du masque et du parement aval au cours du remplissage (Pinto et al, 1985).

Selon les mesures observées sur 15 barrages à travers le monde, E_T , le module transversal est lié à E_V par l'intermédiaire du facteur de forme de la vallée, A/H^2 comme indiqué dans la figure III.6. La corrélation peut être écrite comme (Pinto & Marques, 1998) :

$$\frac{E_T}{E_V} = e^{0.21(1 + \frac{A}{H^2})}$$

IV.4 ESTIMATION DE LA COMPRESSION EN COURS DE CONSTRUCTION :

Pendant la construction du barrage, le tassement qui a lieu provoque une compression de l'enrochement. Une estimation de la compression totale pouvant être prévue peut être réalisée à l'aide de l'expression du tassement présentée précédemment. La compression en pourcentage de la hauteur, H , d'une colonne dans le barrage, est égale à la somme du tassement de chacun des 10 couches du barrage. La formule suivante en découle :

$$C = S \cdot 100 / H \cdot (9 + 8 + 7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1 + 0) = 45 \cdot \gamma_r \cdot H / E$$

Par conséquent, la compression, C , d'une colonne d'une hauteur 200 m dans le barrage en enrochement de l'exemple est de 2,0% de la hauteur de la colonne, si E égale 10 MPa et γ_r égale 0,022 MN/m³. La compression, C , d'une colonne de 100m à l'intérieur du même

barrage en enrochement de 200 m, serait d'environ 1,0 %, à l'aide de ces simples procédures, il est possible d'estimer la compression totale du barrage en enrochement durant sa construction.

IV.5 ESTIMATION DE LA DEFORMATION DE LA DALLE DU MASQUE :

Pinto et Marques (1998) ont présenté une méthode empirique pour estimer la déformation maximale de la dalle du masque une fois soumise à la charge du réservoir. La déformation maximale du masque est mesurée perpendiculairement à la dalle du masque et elle se produit à un point correspondant à environ de 0,4 à 0,5 fois la hauteur du barrage. Les mouvements du masque, tout comme le tassement en cours de construction, sont proportionnels à H^2/E_t . Dans cette formule, E_t correspond au module de déformation transversal mesuré dans le sens du mouvement sous la charge du réservoir et il est plus grand que le module de déformation verticale, E_v , mesuré pendant la construction. La compression de l'enrochement qui se produit pendant la construction crée un remblai plus dense, ayant un module de déformation transversal supérieur.

Tel que discuté précédemment, le coefficient de forme de la vallée, A/H^2 , influence le module de déformation en cours de construction, E_v . Dans les vallées étroites, lorsque le coefficient de forme est faible, l'effet de voûte d'un côté à l'autre de la vallée réduit la charge dans la colonne verticale d'enrochement dans la section de la hauteur maximale, réduisant du fait même le tassement mesuré. Etant donné ce tassement inférieur, l'estimation du module de déformation verticale, E_v , donne un résultat supérieur. Dans ce cas, le module transversal indiqué serait seulement légèrement supérieur au module E_v calculé. Le rapport entre le module E_t estimé à l'aide de la formule présentée : $E_t = 0,003.H^2/D$, et module E_v , est basé sur les mesures du tassement vertical et sur le déplacement maximal du masque du barrage mesuré. Le rapport ainsi calculé a ensuite été mis en rapport avec le coefficient de forme de la vallée sur courbe représentée à la fig. III.6. Il est possible de constater que le rapport entre le module E_t/E_v est plus grand si le coefficient de forme A/H^2 est supérieur. Le résultat de l'analyse des données réalisée par Pinto et Marques est présenté à la fig. III.7. Par exemple, la déformation maximale estimée du masque d'un barrage de 200 m lors de la mise en eau complète du réservoir serait environ 0,4, si le module de déformation vertical durant la construction, E_v , était de 100 MPa et si le barrage se trouvait dans une vallée dont le coefficient de forme était de 4.

Ces relations simples entre la forme de la vallée, le module de déformation durant la construction et la hauteur maximale du barrage peuvent être utilisées pour prévoir le comportement du barrage lors de la mise en eau du réservoir.

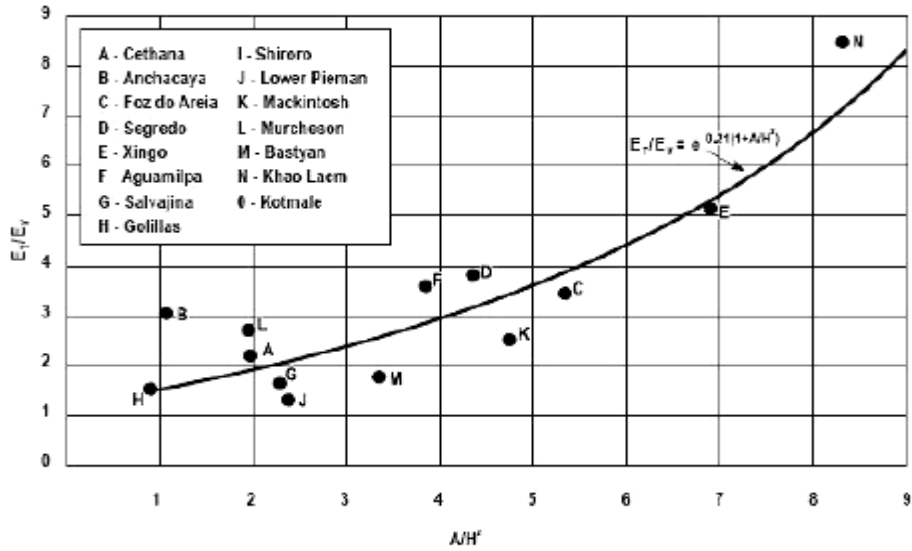


Figure III.6. rapport entre le module transversal et vertical, en fonction de A/H^2 (Pinto ET Marques, 1998).

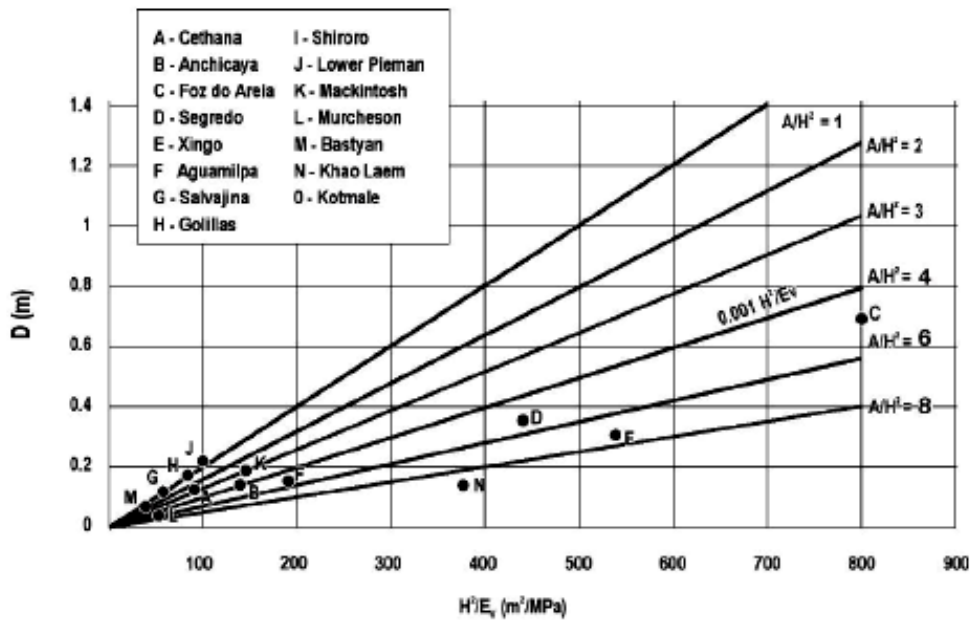


Figure III.7. Déflexion maximale du masque par rapport à H^2/E_y , (Pinto ET Marques, 1998).

IV.6 ESTIMATION DE LA PERCOLATION DES FONDATIONS ET DE LA DALE DU MASQUE :

Les fuites représentent un paramètre essentiel ayant trait au comportement global d'un barrage CFRD. D'importants débits de fuite signalent que le joint périmétral a subi des dommages et/ou que le masque en béton est fissuré dans une certaine mesure. La percolation par les fondations peut également contribuer à des débits de fuite élevés.

La percolation par les fondations peut être estimée grâce aux concepts habituels ayant trait à l'écoulement en milieu poreux, ou encore à des méthodes plus complexes qui tiennent compte de l'effet des discontinuités dans la masse rocheuse et de l'effet du rideau d'injection (Giesecke et al, 1992).

La conception des CFRD repose fondamentalement sur le principe que les nombreuses zones de remblai du barrage, y compris le matériau de soutien du masque, les filtres, les transitions, les drains de sortie et le corps du barrage, doivent demeurer stables, même si des débits de fuite extrêmement élevés devaient se produire. La capacité de l'enrochement de tolérer et de laisser passer des débits importants est largement documentée. Par conséquent, si les zones du remblai et le traitement des fondations ont été conçus et construits de façon adéquate, les débits élevés de fuite n'indiquent pas que la sécurité est menacée, mais plutôt que des mesures correctives peuvent être requises pour réduire les fuites (CIGB, 2010).

V. DEFORMATIONS DES BARRAGES A NOYAU CENTRAL :

V.1 DEFORMATIONS VERTICALES :

En ce qui concerne les déformations verticales, on distingue les phases suivantes :

- Le tassement dû à l'augmentation du poids pendant le remblayage, qui est une déformation instantanée ;
- La consolidation après l'achèvement de la construction.

Il est intéressant de décrire le comportement du noyau pendant la construction selon un modèle simplifié (figure III.8) (Herzog, 1993).

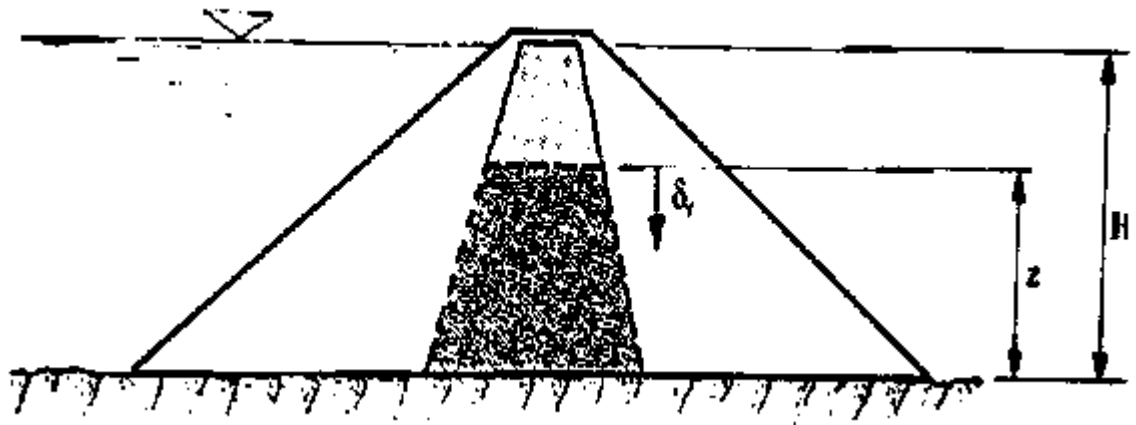
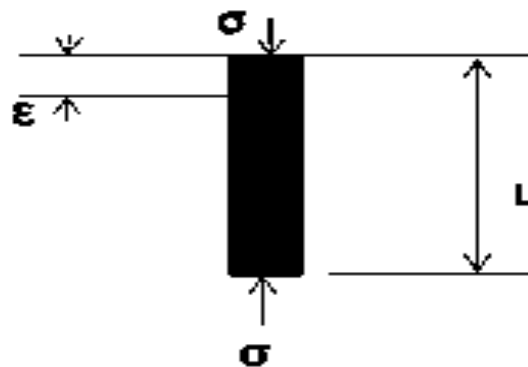


Figure III.8 . comportement du noyau pendant la construction (schleiss, 2011).

La partie de hauteur z déjà en place se tasse sous l'effet de la surcharge $(H-z) \gamma$. La déformation d'une couche est donnée par la relation

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \cdot L$$



Donc, le tassement se déduit de

$$\delta_r = \frac{1}{E_r} \cdot z \cdot (H - z) \cdot \gamma$$

Alors
$$\delta_r = \gamma \cdot (H \cdot z - z^2) / E_r$$

Avec γ : poids spécifique du remblai et E_r : module de déformation du remblai (inconnu).

Comme le montre la figure III.9, la distribution des tassements en fonction de la hauteur de la digue est parabolique.

Cette relation est théorique puisqu'en réalité le module de déformation n'est pas constant sur la hauteur de la digue et la surcharge est triangulaire.

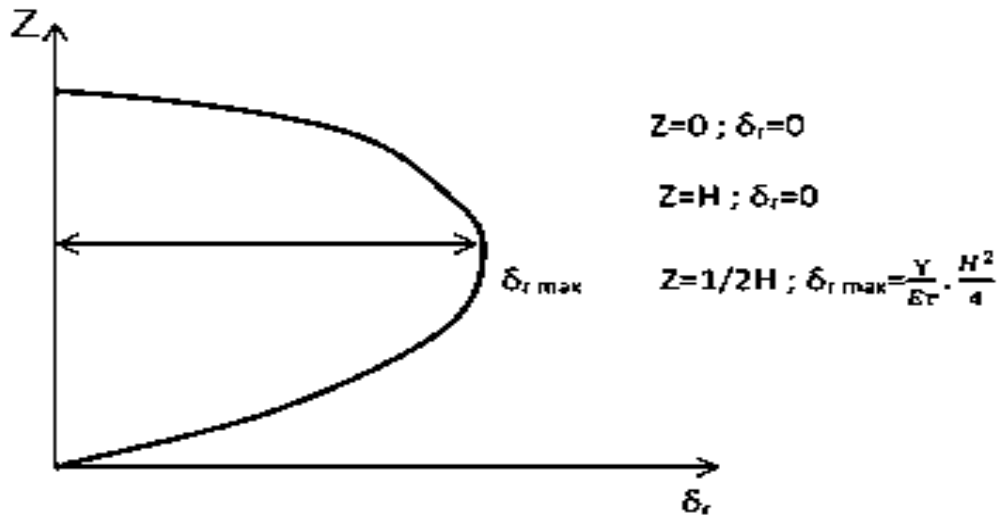


Figure III.9 . distribution des tassements en fonction de la hauteur de la digue (schleiss, 2011).

Les tassements après la construction (consolidation) sont calculés par la relation donnée dans la figure III.10. La distribution de la consolidation est donc une fonction demi-parabolique sur la hauteur. Le module de déformation n'est en principe pas connu et peut seulement être estimé à partir des mesures de déformations.

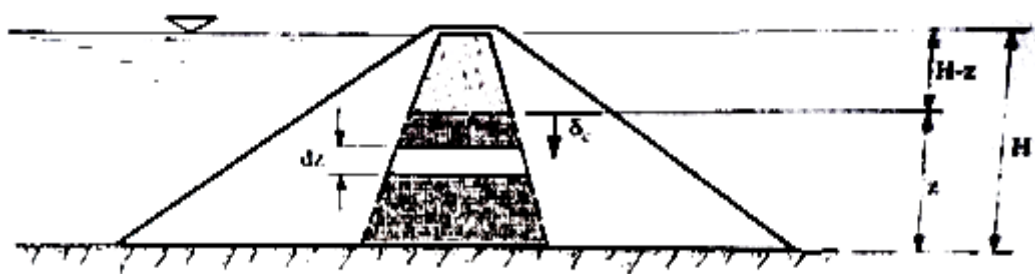


Figure III.10 . distribution des déformations verticales par la consolidation après la construction en fonction de la hauteur de la digue (schleiss, 2011).

$$\delta_c = \int_0^z (H - z) dz = \frac{\gamma}{E_c} \left(H - z - \frac{z^2}{2} \right)$$

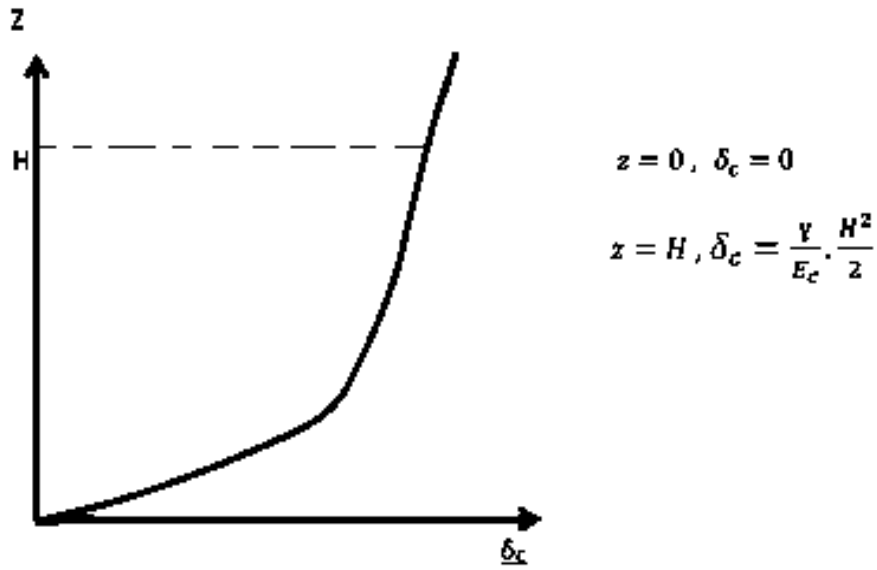


Figure III.11 : La courbe de la distribution des déformations verticales par la consolidation après la construction en fonction de la hauteur de la digue (schleiss, 2011).

Les figures III.12, III.13, III.14 donnent les tassements et les consolidations pour différentes zones du barrage :

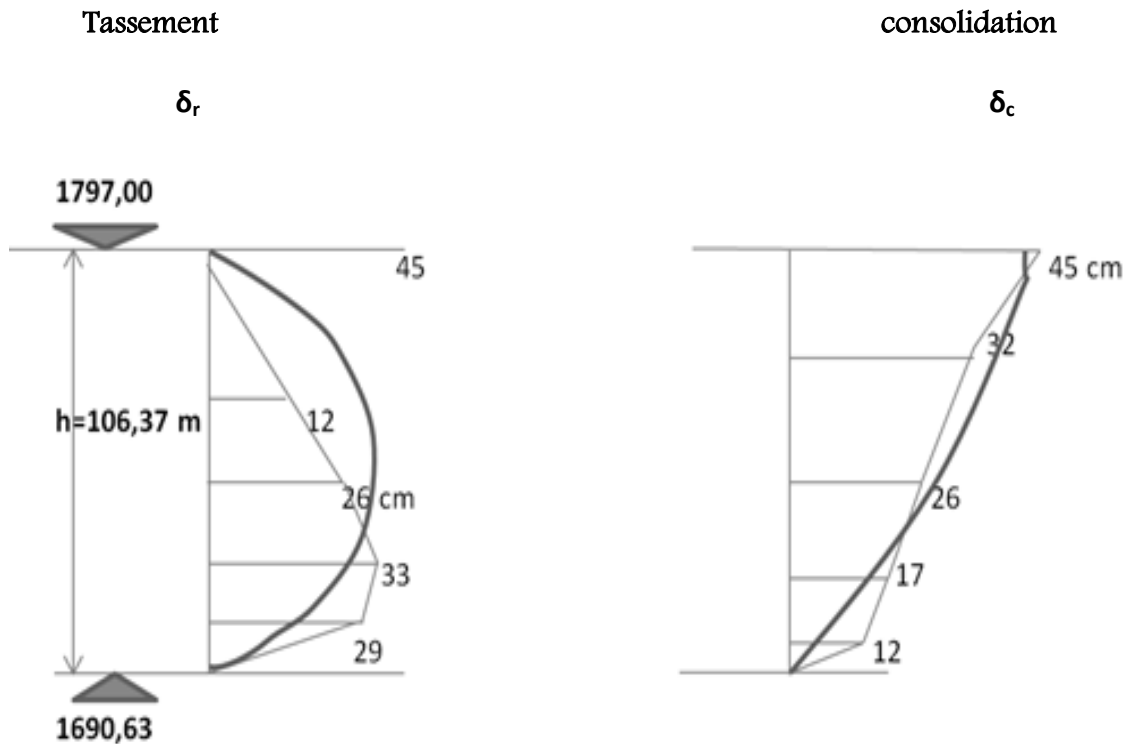


Figure III.12 : tassement et consolidation d'une partie de la digue de Goscheneralp (H=55 m) (« noyau »). Modules de déformation selon les courbes ajustées (Herzog, 1993).

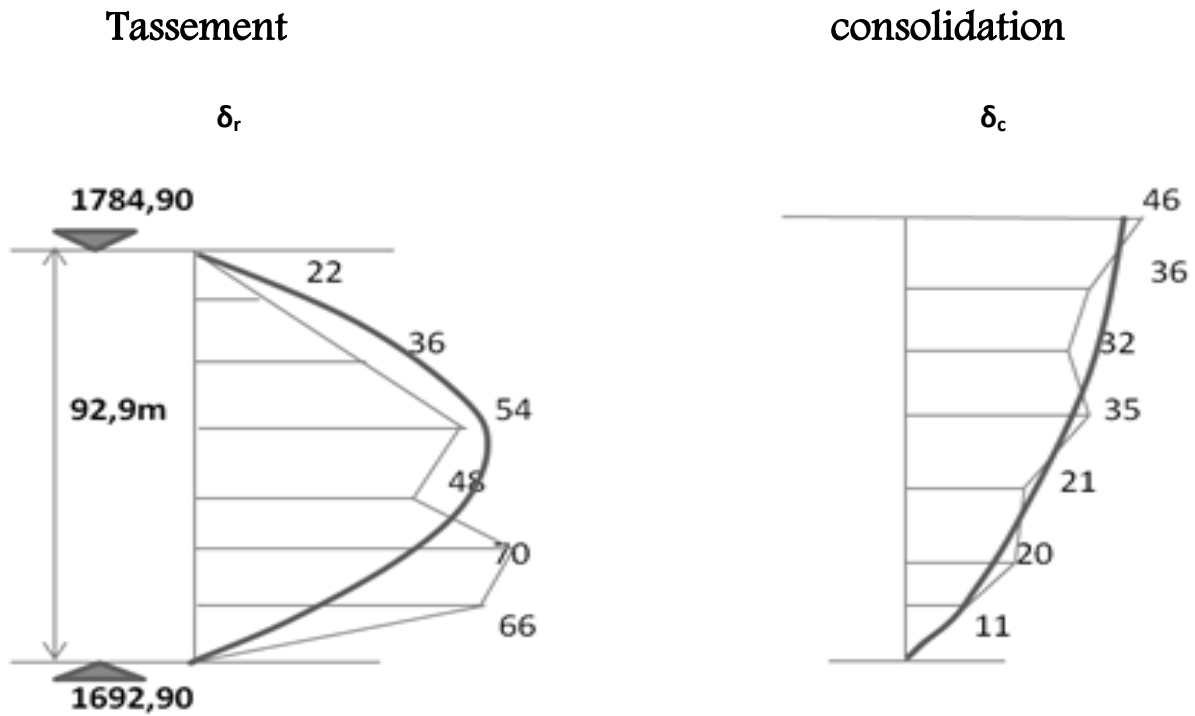


Figure III.13 : tassement et consolidation d'une partie de la digue de Goscheneralp (H=55 m) (« corps d'appui amont »). Modules de déformation selon les courbes ajustées (Herzog, 1993).

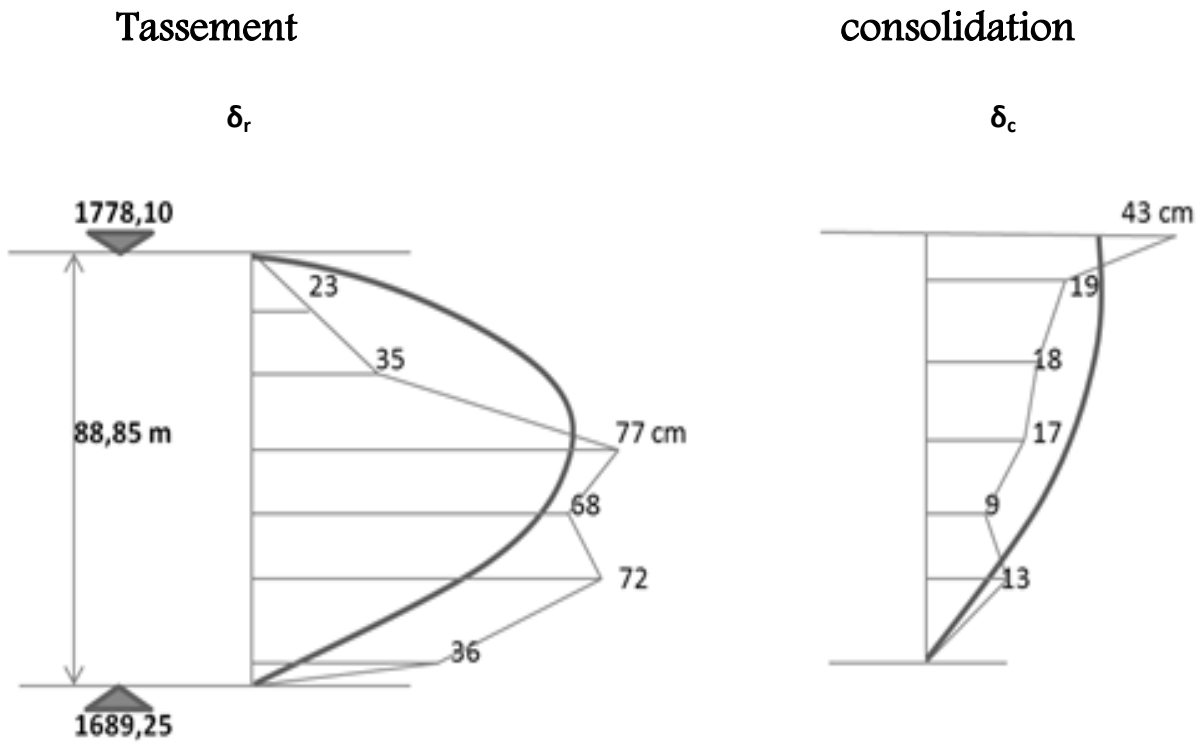


Figure III.14 : Tassement et consolidation d'une partie de la digue de Goscheneralp (H=55 m) (« Corps d'appui aval »). Modules de déformation selon les courbes ajustées (Herzog, 1993).

Les mesures sont comparées avec les relations théoriques en admettant un module de déformation. Pendant la construction les matériaux se tassent et se dilatent légèrement. Cette dilatation se reporte en partie au sous-sol. Le volume est donc finalement plus grand que la somme théorique des couches mises en place.

On donne quelques valeurs typiques des tassements pendant la construction (pour une hauteur d'environ 30 m) :

- Gravier et sable 0,9-1,4% de la hauteur totale
- Limons sableux 1,3-2,1% de la hauteur totale
- Graviers et sables argileux 1,9-3,3% de la hauteur totale

Un pour cent de la hauteur totale peut être donné comme ordre de grandeur du tassement de consolidation du couronnement d'un barrage en remblai, mesuré l'achèvement de celui-ci. Il est donc nécessaire de compenser le tassement par une surélévation du couronnement lors de sa construction dans l'optique également de conserver une revanche déterminée. Le tassement diminue vers zéro près des appuis.

V.2 INFLUENCE DU REMPLISSAGE DU LAC SUR LES DEFORMATIONS :

La présence de l'eau dans le réservoir engendre pour un barrage en remblai les effets suivants (tableau III.3) :

Tableau III.3 , influence du remplissage du lac sur les déformations (schleiss, 2011).

| | |
|-------------------------|--|
| immersion | Changement des contraintes effectives (en amont de l'élément d'étanchéité) |
| | Percolation à travers la digue et sa fondation |
| Poussée de l'eau | Changement des contraintes effectives (en amont de l'élément d'étanchéité) |
| | Poussée de l'eau sur l'ouvrage |
| | Disparition de cohésion dans les zones avec matériaux cohésifs saturés |
| percolation | Percolation à travers la digue et sa fondation |
| | Disparition de cohésion dans les zones avec matériaux cohésifs saturés |

V.2.1 IMMERSION :

L'immersion du corps d'appui amont provoque un changement des contraintes dans les matériaux remblayés. Dans le cas d'un barrage en remblai avec noyau central, la recharge amont est tout d'abord soumise à la poussée d'Archimède qui diminue les contraintes effectives. Malgré cette diminution, on constate souvent des tassements surtout dans les corps d'appui amont constitués en enrochement. Cela résulte d'une réduction possible de la résistance à la compression des grains à l'état saturé d'eau, les surfaces de contact étant de ce fait plus lisses. Ce tassement peut être réduit par un compactage adéquat et en ajoutant suffisamment d'eau pendant la mise en place (20% du volume d'enrochement).

V.2.2 INFLUENCE DE LA CHARGE AMONT :

La poussée de l'eau provoque un changement des contraintes dans la partie de la digue située à l'amont de l'élément étanche, y compris le sous-sol de fondation (contraintes effectives).

La poussée de l'eau agit toujours sur l'élément d'étanchéité (figure III.15). Ainsi le comportement d'un noyau central est complètement différent de celui d'un masque amont.

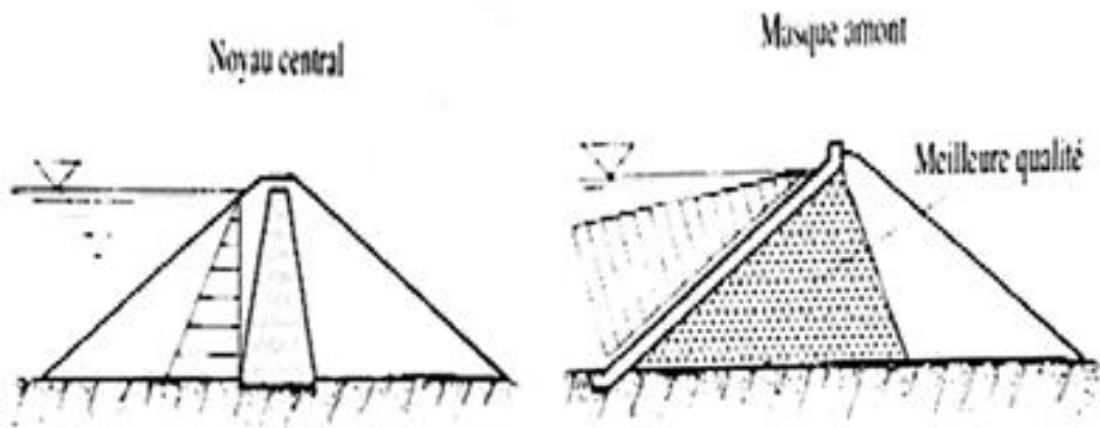


Figure III.15 , Effet de la poussée de l'eau sur l'élément étanche d'un barrage en remblai (schleiss, 2011).

Le barrage en remblai à noyau central n'est soumis qu'à une composante horizontale de la poussée de l'eau, qui provoque également une déformation horizontale (contraintes de cisaillement).

V.2.3 INFLUENCE DES INFILTRATIONS :

L'infiltration à travers la digue et sa fondation a une influence primordiale sur la stabilité de l'ouvrage. Une analyse d'accidents de tous les barrages en remblai construits après 1900,

montre que la cause la plus fréquente, soit 38% des accidents, était l'érosion interne ou la formation d'un renard consécutif à l'infiltration.

Les règles à respecter pour éviter de telles conséquences sont :

- ✚ Le choix judicieux des matériaux ;
- ✚ Le respect des critères des filtres entre les différentes zones de la digue et dans le contact avec le sous-sol ;
- ✚ Le traitement correct des zones de contact de la digue avec le sous-sol et les ouvrages en béton ;
- ✚ Le traitement approprié du sous-sol par l'injection et /ou drainage ;
- ✚ La mise en place des matériaux selon les règles de l'art ;
- ✚ Le compactage adéquat des matériaux près des conduites, puits et autres parties en contact direct avec le remblai.

La percolation à travers la digue est caractérisée par

- Le débit et sa grandeur ;
- La distribution des pressions interstitielles.

Le débit de percolation est un indice excellent du fonctionnement de l'ouvrage, donc tout effort doit être entrepris pour son contrôle continu et permanent.

L'analyse périodique de cette eau concerne

- La conductivité électrique,
- La composition chimique,
- La température,
- La teneur en matière solide,

Cette analyse permet ensuite :

- L'identification de la provenance de l'eau (réservoir ou sous-sol),
- L'appréciation des modifications éventuelles des caractéristiques des matériaux concernés par la percolation (lavage, entraînement de fines, érosion interne, réaction chimique).

La distribution et l'intensité des pressions interstitielles dues à l'infiltration, sont également d'une importance vitale pour la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Leur contrôle par des mesures fréquentes et une interprétation des résultats immédiats sont indispensables.

V.3 INFLUENCE DE L'EXPLOITATION DE LA RETENUE .

Pour beaucoup d'aménagement à accumulation, l'exploitation de retenues importantes engendre des variations annuelles de grande amplitude du niveau du plan d'eau. Le rythme de ces fluctuations peut aussi être mensuel ou hebdomadaire dans le cas de volume de retenue moyen ou petit.

Le noyau et particulièrement la partie amont de celui-ci sont concernés par les mouvements du niveau du plan d'eau. En effet, le niveau d'eau dans les matériaux peu perméables n'arrive pas à suivre celui de la retenue. Il s'ensuit que le régime de percolation transitoire joue un rôle particulièrement défavorable pour la stabilité de la partie amont de la digue.

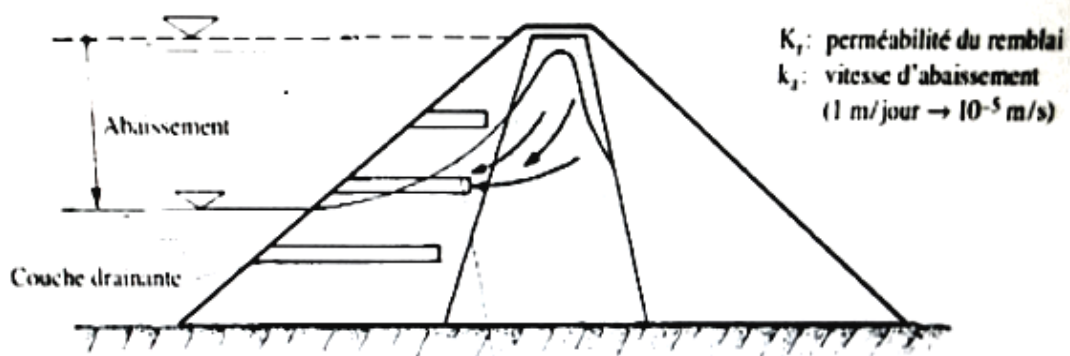


Figure III.16 . Effet de l'abaissement du niveau du plan d'eau (schleiss, 2011).

Pour éviter des niveaux d'eau élevés dans le corps amont des barrages en remblai, on recourt de préférence à des matériaux très perméables ($K_T/k_a > 10$). Si cela n'est pas possible, des couches drainantes peuvent être réalisées (figure III.16) (schleiss, 2011).

VI. CONSEQUENCE DES DEFORMATIONS :

Problèmes reliés surtout aux déformations différentielles

- **Perte de revanche** : Perte de hauteur du barrage (revanche) due au tassement de la fondation ;
- **Fissuration** : Fissuration généralement causée par déformation différentielle souvent associée à :
 - tassement de la fondation ;
 - compression des couches inférieures ;
 - compression de l'épaulement amont à la mise en eau;
- **Effet de voûte** : dans les vallées étroites, lorsque le coefficient de forme est faible, l'effet de voûte d'un côté à l'autre de la vallée réduit la charge dans la colonne verticale d'enrochement dans la section de la hauteur maximale;
- **Transfert de charge sur ouvrages ou appuis rigides;**
- **Cisaillement à l'appui rocheux (karray, 2012).**

CONCLUSION :

Pendant la construction d'un barrage en remblais, des déformations du corps du barrage se produisent. Ces déformations sont provoquées par l'augmentation des contraintes effectives lors de la construction par couche et aussi par les effets de fluage.

Les déformations, après la fin de la construction du barrage, des mouvements appréciables de la crête et du corps du barrage peuvent se développer pendant le premier remplissage du réservoir.

Le remplissage du réservoir a donc pour effet de produire des déformations supplémentaires. Par après, le taux des déformations diminue généralement avec le temps, à l'exception des variations associées aux variations périodiques du niveau du réservoir.

L'évaluation de ces déformations par la modélisation est la tâche essentielle dans le cadre de l'étude d'un barrage. Quelque soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. La modélisation vise essentiellement l'analyse du

comportement de l'ouvrage et sa comparaison avec un référentiel de comportement standard (Laouedj, 2013).

I. INTRODUCTION

Comme tous les domaines, la méthode des éléments finis est souvent utilisée dans le génie civil pour vérifier les différents comportements tel que la stabilité et l'interaction avec l'environnement, et pour contrôler de déplacements admissibles, et d'aider au dimensionnement des structures.

L'analyse de projets de génie civil est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses rend le passage de la réalité au modèle est difficile à réaliser. ANSYS nous permet le passage d'un projet réel complexe au model numérique et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement.

L'objectif de l'évaluation des déformations verticales est de comparer le comportement de l'ouvrage par rapport à un référentiel de comportement standard. Des déformations excessives ou dépassant celles prévus au niveau du projet peuvent remettre en cause la sécurité globale de l'ouvrage.

La modélisation, en vue de l'estimation de ces déformations, est souvent le recours pour en juger le comportement global du barrage vis-à-vis de ce phénomène.

Les barrages en enrochement sont souvent projetés dans le cas d'insuffisances de matériaux fins étanches et de disponibilité intense de carrières d'enrochement. Ce type de barrage est soumis à de grandes déformations verticales en raison de leur poids et du réarrangement des blocs d'enrochement.

L'étanchéité est souvent assurée par un masque amont et/ou noyau central.

Les déformations importantes du corps du barrage peuvent induire des déformations excessives de l'organe d'étanchéité, en particulier celles relatives au masque amont. L'objectif de la modélisation est d'évaluer les différentes déformations des matériaux constituant le corps du barrage et de mettre en évidence la présence ou pas de déformations différentielles remettant en cause la fonction étanchéité du barrage.

II. DESCRIPTION DU MODEL D'APPLICATION (BARRAGE GHRIB)

II.1. SITUATION ET CARACTÉRISTIQUES

Le barrage Ghrif est implanté sur l'oued Cheliff. Il est situé dans la commune d'Oued Chorfa (wilaya d'Ain Defla). La capacité totale du barrage est actuellement de 145 Hm³.

Le fort taux d'envasement, estimé à 48% est à l'origine de l'étude en cours qui consiste à une surélévation du mur de la retenue pour récupérer en capacité.

L'ouvrage est une digue en enrochement de 700.000m³ bétonnée, constitué au moins à 30% d'air (Interstitiel) longue de 400 m pour une hauteur de 65m. Dévasé de 1950 à 1954, il irrigue une superficie de 30.000 hectares et fournit 13700 kW en électricité pour l'Algérois.

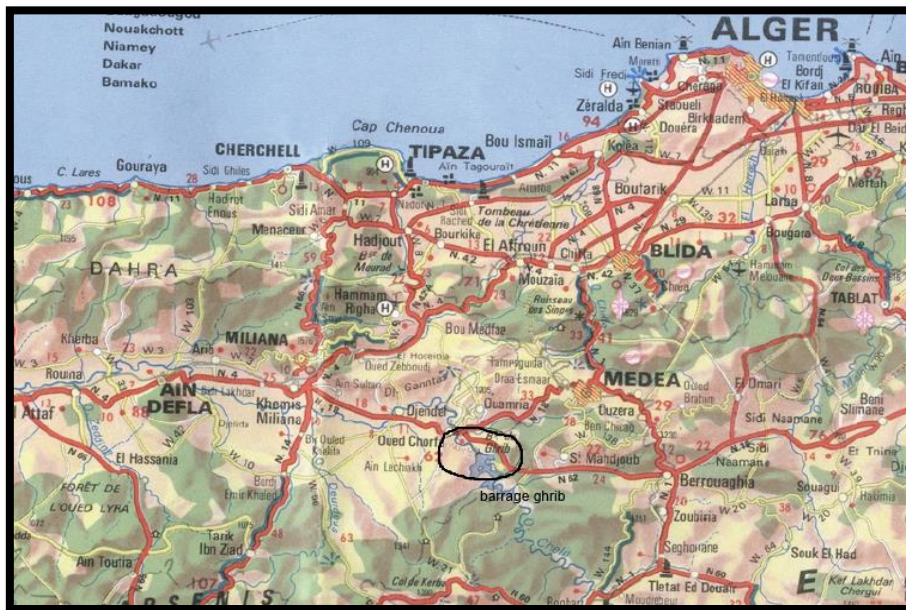


Figure IV.1 . situation de barrage Ghrif (ROESSINGER, 2013).

Les caractéristiques du barrage Ghrif et celles de son bassin versant sont présentées dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1 , Les caractéristiques du barrage Ghrib et celles de son bassin versant.

| | |
|--|---|
| Date de mise en service | 1939 |
| Superficie du bassin versant | 2 800 Km ² |
| Apport moyen interannuel du bassin versant | 148,50 Hm ³ (PNE) contre 138,40 Hm ³ estimé par l'ABH |
| La capacité initiale du barrage | 280 Hm ³ |
| La capacité estimée (2003) du barrage | 145,20 Hm ³ |
| Volume régularisé | 105,00 Hm ³ /an |
| Apport réel du barrage | 88,56 Hm ³ (période 1990 - 2001) |
| Taux d'envasement | 48 % |

II.2. CONCEPTION

Cette digue est la plus importante de l'Afrique du Nord de son genre. Elle a une hauteur de 65m. Au-dessus des fondations. Elle est construite sur le Chélif, en amont du village de dollfusville. Son terrain de fondation est constitué par des bancs alternés de marne se délayant dans l'eau et d'un grès hétérogène, généralement tendre et friable. Le choix d'une digue a été rendu nécessaire par la compressibilité du terrain. La digue du Ghrib est donc constituée par un remblai rocheux, renforcé sur le parement amont d'un masque d'étanchéité suffisamment souple pour pouvoir suivre l'inégalité de tassement du remblai. Notons que ce remblai est formé de blocs de grosseur variable, pouvant aller jusqu'à 10 tonnes, mis en place à la grue de manière à obtenir une maçonnerie cyclopéenne. Le masque étanche a été fait en béton bitumineux formé d'un mélange parfaitement gradué de pierraille, de gravier, de sable et de poussière fine enrobé dans le bitume jouant le rôle de liant. Le gros avantage de ce masque en béton bitumineux est sa flexibilité permettant de suivre les déformations du parement amont sans apparition de fissure. Ce masque est formé de deux couches de 6 cm d'épaisseur, appliquées sur une couche générale de béton poreux constituant un drain généralisé. Ce tapis est recouvert extérieurement d'une seconde couche de béton poreux destinée à protéger le masque bitumineux contre La chaleur (ROESSINGER, 2013).

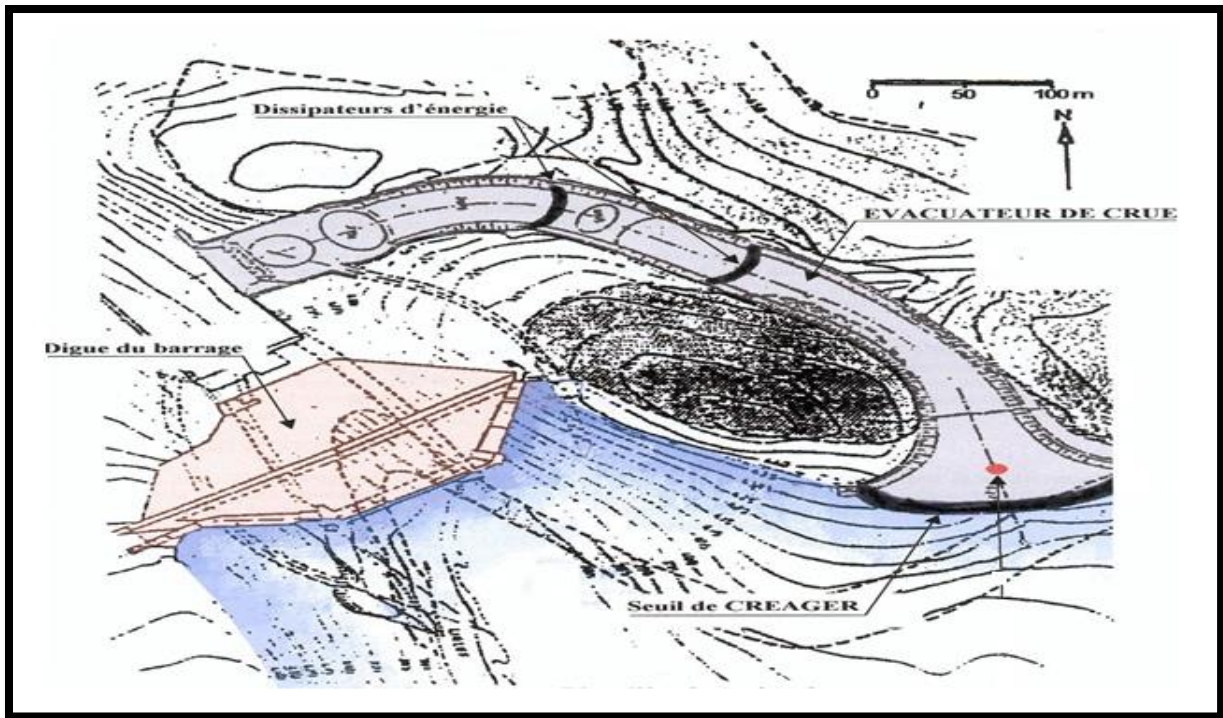


Figure IV.2 . Vue en plan des ouvrages du barrage ghrib.

Après dégradations avancées du masque amont, ce dernier a été remplacé par un masque amont en dalle en béton avec tiges de bourrage sur l'enrochement.

La fondation de la digue du Ghrib a donné lieu à des travaux très importants ayant pour but d'éviter tout risque d'entraînement du terrain d'appui. A cet effet, on a prévu à l'amont du barrage une parafouille dont la profondeur atteint jusqu'à 40 m, prolongé par un rideau d'injections descendant en certains points jusqu'à 100 m de profondeur.

Notons enfin que l'ouvrage d'évacuation des crues est particulièrement important, puisqu'on peut évacuer un débit de 4000 m^3 par seconde. Mais on pourrait théoriquement avoir au Ghrib des crues de l'ordre de $10\,000 \text{ m}^3$ par seconde. Le cours du Chélif a heureusement pu être régularisé à l'amont du Ghrib, plus exactement à Bougzoul, sur les Hauts Plateaux algériens, à l'aide d'un petit barrage en terre d'une dizaine de mètres de hauteur capable d'emmagasiner un volume de 1 milliard de m^3 .

La retenue du Ghrib est de 280 millions de m^3 , le débit régularisé annuellement distribuable.

II.3. PROFIL DU BARRAGE GHRIB

En général, ce type de barrages est composé d'enrochements de volume compris entre 0.1 et 10 m³ (0.25 à 25 tonnes). La mise en œuvre des enrochements se fait de deux façons différentes. Ils peuvent être soit rangés à la main ou au moyen d'une grue, soit déposés en vrac. L'inconvénient de ce dernier procédé est que l'ouvrage est soumis après achèvement à des tassements importants (de l'ordre de 5% de la hauteur). Ceux-ci peuvent être réduits en procédant à un arrosage d'eau sous hautes pressions, pendant la construction. Cet arrosage permettra de chasser les éléments fins d'entre les points de contact des enrochements et par suite de réaliser un remplissage des intervalles entre grosses pierres au moyen d'éléments fins. Le compactage du massif étant assuré par la chute des enrochements de hauteurs pouvant atteindre 50 m. La Figure 4 montre un profil en travers type d'un barrage en enrochement de forme de trapézoïdale.

La pente des talus est de l'ordre de 1/1. Les barrages en enrochements de faible hauteur, peuvent avoir des talus plus pentus, 1H/2V. En général, le talus aval est de pente 1.3H/1V, correspondant à l'angle de frottement interne des enrochements. Pour des barrages de hauteur supérieure à 60 m, le talus amont est en général une pente de 1.3H/1V (MAALEL & HAFSIA, 2012).

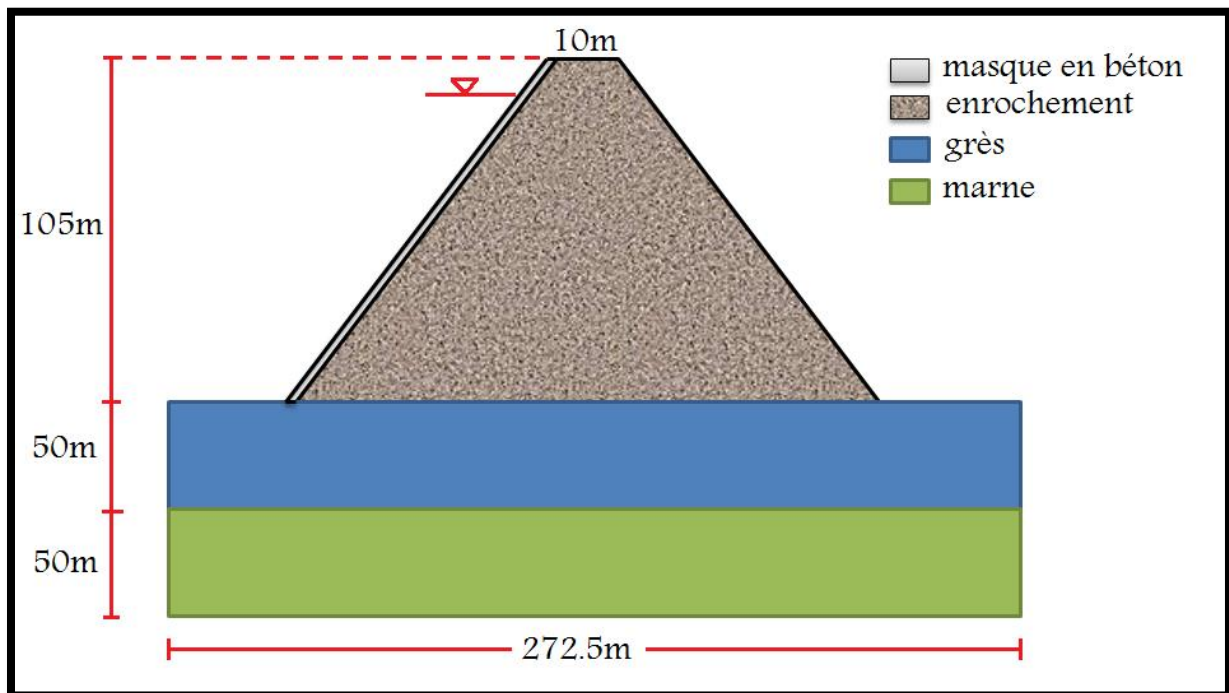


Figure IV.3 , profil simplifié du barrage ghrif.

III. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL SERVANT A L'ETUDE DES DEFORMATIONS DU BARRAGE :

Le logiciel ANSYS a été développé par Dr. John Swanson, fondateur de la société ANSYS Inc. Qui a son siège à Houston, PA, USA. Il s'agit d'un outil de développement en analyse d'ingénierie. La méthode utilisée est celle des éléments finis. Il est utilisé dans des domaines allant de l'automobile et l'électronique à l'aérospatiale et la chimie.

Le logiciel ANSYS permet la modélisation de structures, produits, composants ou systèmes et d'étudier leurs réponses physiques telles que les niveaux de contraintes, les distributions de température ou l'effet de champs électromagnétiques (KAOUANE, 2010).

Les logiciels commerciaux tels qu'ANSYS [Ansys-2011], COMSOL [Comsol-2011] ou Coventor [Coventor-2011], sont basés sur une formulation variationnelle et sont souvent mal adaptés aux matériaux à couches minces (SAHYOUN, 2011).

III.1. FONCTION D'ANSYS

Le nom ANSYS est le synonyme de la simulation par élément finis de haut niveau, c'est l'un des principaux programmes d'éléments finis commerciaux dans le monde et peut être appliqué à un grand nombre de domaines de technologie. Les solutions d'éléments finis sont disponible pour plusieurs disciplines de la technologie comme la statique, la dynamique, l'écoulement de la chaleur, flux de fluide, l'électromagnétiques et les problèmes de couplement de champ.

L'utilisateur d'ANSYS peut courir des simulations pour des problèmes linéaires et non-linéaires tel que la non-linéarité structural peut se produire en raison du comportement matériel non linéaire des grandes déformations ou l'état de contact des frontières.

Une classification générale des problèmes dynamique qui peuvent être résolus avec ANSYS sont donnés en considérant non seulement l'implicite mais également les possibilités explicites de la solution.

Un diapositif utile d'ANSYS qui est non seulement disponible pour des problèmes dans la dynamique structurale, c'est ANSYS Parametric Design Language (APDL) qui permet à l'utilisateur de paramètre complément le modèle (GHORZI, 2013).

Le logiciel ANSYS permet aux ingénieurs d'accomplir plusieurs tâche tel que :

- Etablir les modèles numériques ou transférer les modèles de DAO des structures, des produits, des composants, ou des systèmes,

- Appliquer les charges dynamique ou autre états de condition de conception,
- Etudier les réponses physiques, telles que les niveaux de contraintes, déformations, et les distributions de la température,etc,
- Optimiser une conception dans le procédé de développement pour réduire des coûts de production,
- Faire le prototype examinant dans les environnements où il autrement serait indésirable ou impossible (par exemple, applications biomédicales),
- Etudier les problèmes d'interaction fluide-structure.

Le logiciel ANSYS a été utilisé pour résoudre divers problèmes de génie civil, tel que :

- Problèmes géotechniques,
- Dynamique des structures,
- Comportements des différents matériaux (GHORZI, 2013).

III.2. INTERFACE GRAPHIQUE DU LOGICIEL

L'interface utilisateur est basée sur l'environnement X Windows conjointement à OSF/Motif. La partie graphique est interactive et permet la visualisation 3D, incluant le gradient, les isosurfaces, les flux de particules et les coupes de volumes. Il est possible de générer des images en Postscript, HPGL ou TIFF (KAOUANE, 2010).

En générale l'interface graphique d'ANSYS contient dix principales commandes (Fig. 5) :

- ***Icontoolbar Menu.*** contient les graphiques qui exécutent des commandes fréquemment utilisées par ANSYS.
- ***Utility Menu.*** contient les fonctions de service qui sont disponibles dans toute la session, d'ANSYS.
- ***Input Line.*** sert à exécuter des commandes plus complexes ; ou même des programmes APDL.
- ***Raise/Hidden Icon;***
- ***Abberviation toolbar Menu;***
- ***Main Menu*** : contient les principales fonctions d'ANSYS organisées comme suit (*preprocessor, solution, générale postprocesseur, design optimzer, ...ect*).
- ***Graphics Area***
- ***User Prompt Info***
- ***Current Setting***
- ***Output Windows*** : reçoit tout le texte externe du programme : les réponses des commandes, notes, erreurs, et d'autres messages (GHORZI, 2013).

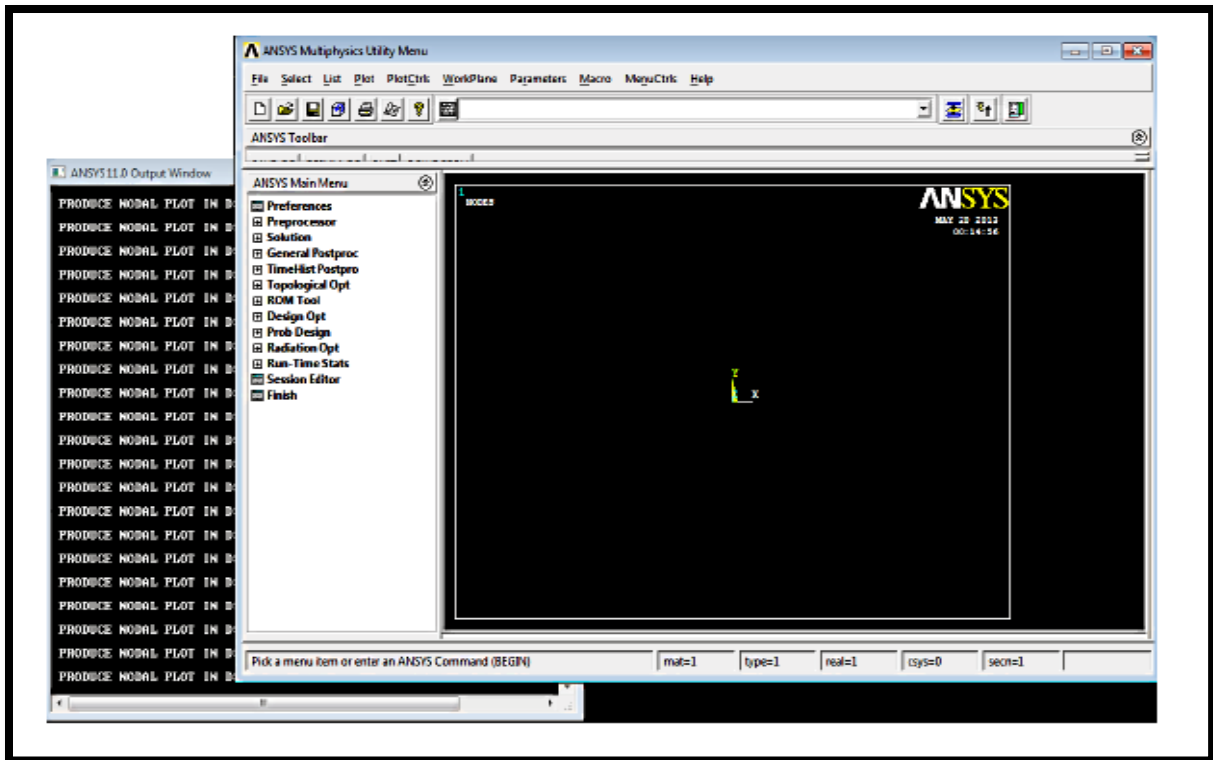


Figure IV.4 . Interface graphique du code de calcul ANSYS (GHORZI, 2013).

III.3. PREPROCESSEUR

La phase de préprocesseur est celle où sont spécifiées les données. L'utilisateur peut choisir le système de coordonnées et le type d'éléments, définir des constantes et des propriétés de matériaux, créer des modèles solides et les mailler, ainsi que définir des équations de couplage et contraintes. L'utilisateur peut aussi exécuter un programme qui lui indiquera la taille des fichiers générés, la mémoire nécessaire, le temps d'exécution et le *wavefront* nécessaire. Le maillage peut être de 3 types :

- ✚ Maillage conforme (seulement des briques) ;
- ✚ Maillage libre (tétraédrique) ;
- ✚ Maillage adaptatif (itératif) (KAOUANE, 2010).

ANSYS possède une riche bibliothèque des éléments de maillage tel qu'il a deux cent cinquante-deux éléments, pour différents type de problèmes (thermique, dynamique, statique, linéaires, non linéaire, en deux ou en trois dimensions).

Le choix du type d'élément c'est l'étape la plus importante, car on détermine les caractéristiques des éléments tel que :

- Le degré de liberté (D.O.F), par exemple pour l'élément structural à plus de six degré de liberté : UX,Uy, Uz, ROTx, ROTy, ROT z,
- La forme d'élément : 2D solide, 3D solide.

III.3.1. DEFINITION DES ELEMENTS

La figure 6 illustre les actions à mener au niveau du logiciel pour la définition des éléments.

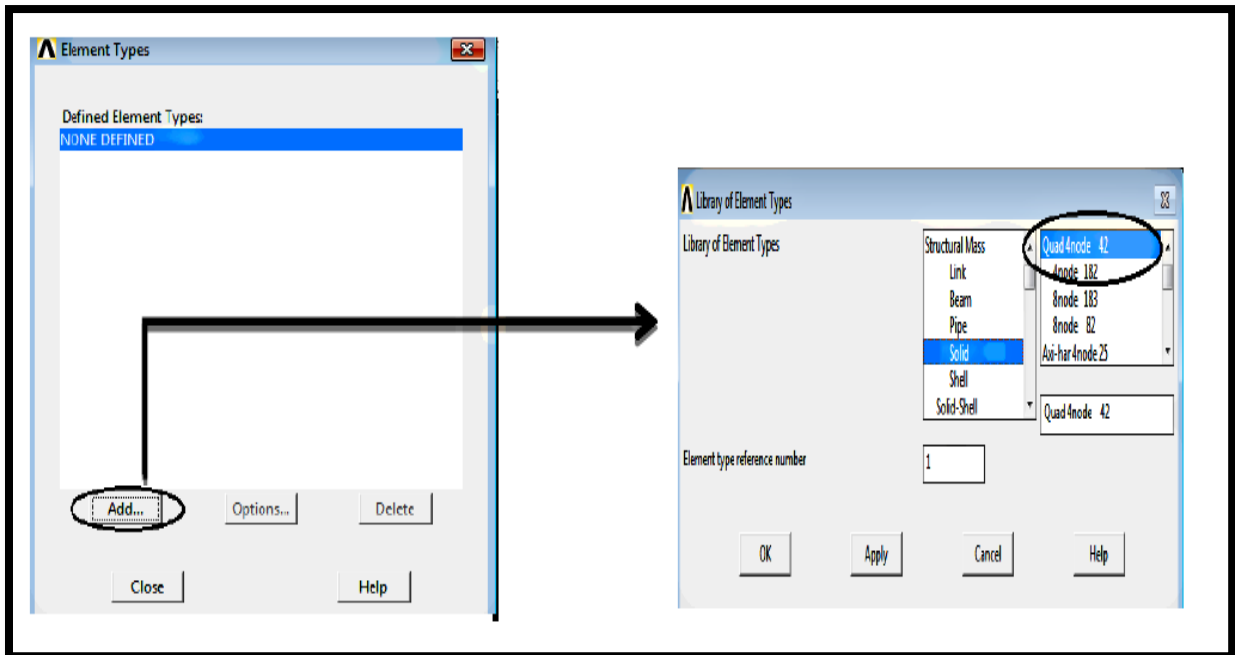


Figure IV.5 . Actions pour la définition des éléments - Code de calcul ANSYS (GHORZI, 2013).

III.3.2. LES METHODES DE MAILLAGE

Il existe deux principales méthodes de maillage : libre et tracé.

i Le maillage libre .

- Le maillage n'épouse aucune forme,
- Préférable pour les formes de surface et volume complexes.
- Le volume maillé possède un grand nombre de D.O.F (4noeuds).

ii Le maillage tracé .

- Forme des éléments est limitée, pour les quadri- latérales (surface) et les hexaèdre (volume).
- Typiquement ont aura un modèle régulier.
- Préférable pour des formes régulières comme les rectangles et les cubes.

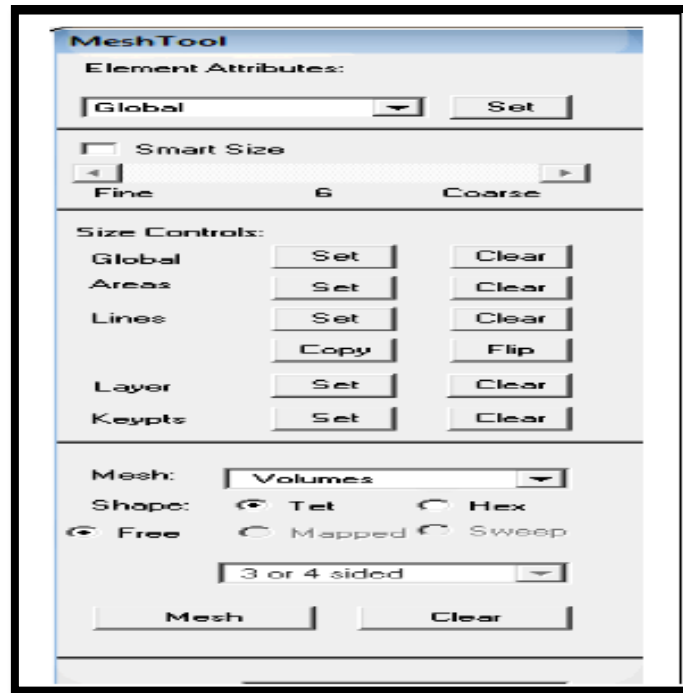


Figure IV.6 : Méthodes de maillage-code de calcul ANSYS (GHORZI, 2013).

III.3.3. PROPRIETES DES ELEMENTS

Chaque analyse a besoin de définir la propriété des matériaux, tel que: module d'élasticité, coefficient de poisson ... etc.

Une ou plusieurs propriétés de matériaux peuvent être définie selon le problème.

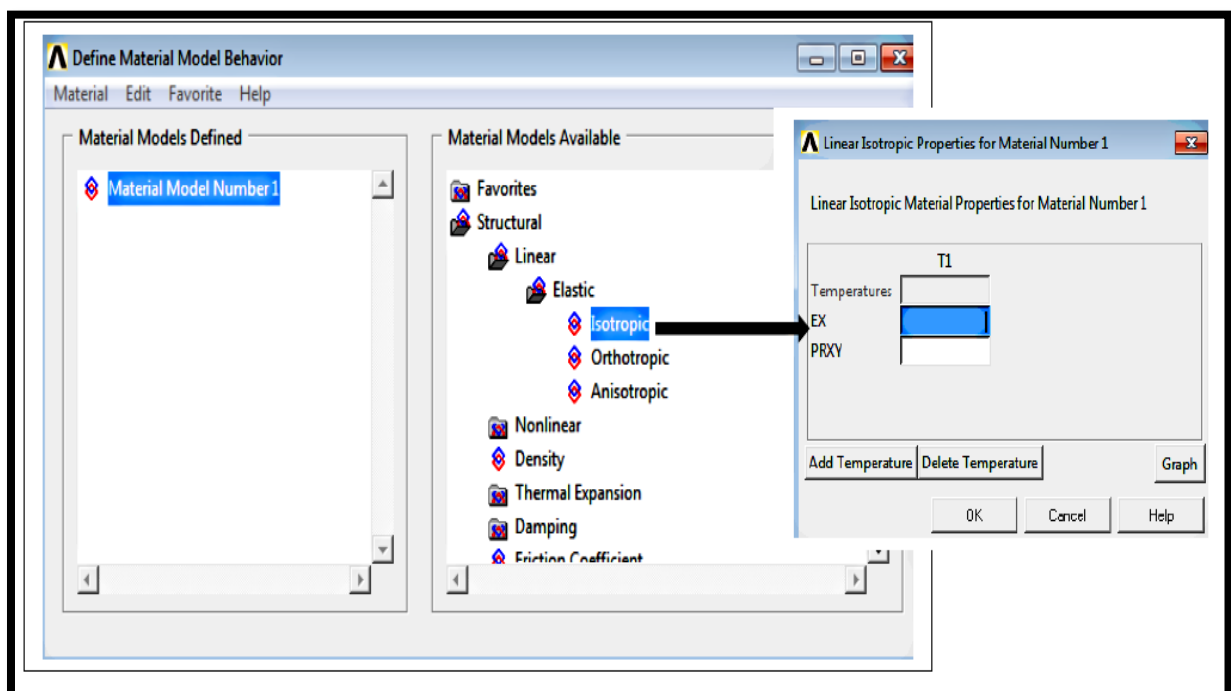


Figure IV.7 : Choix des propriétés des éléments- code de calcul ANSYS (GHORZI, 2013).

III.3.4. LES TYPES DES CHARGES

Après avoir défini les options de solutions souhaitées, vous êtes prêt à appliquer une charge sur le modèle. Tous les types de charges suivantes sont applicables à l'analyse statique :

- Déplacements (displacements) : (UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ) ;
- Pressions (pressures) ;
- Températures (TEMP) ;
- Gravité (gravity) ;

III.4. SOLVEUR

Le type d'analyse sélectionné détermine les équations qui seront utilisées par le solveur. Les catégories disponibles incluent :

- Structure, thermique, champ EM, champ électrique, électrostatique, fluides, acoustique ;
- Champs couplés : ceci signifie qu'il est possible de résoudre simultanément plusieurs aspects (par exemple, la thermomécanique, l'hydromécanique, la thermo- fluidique, etc.).

Chaque catégorie peut encore inclure différents types d'analyses spécifiques (statique ou dynamique, etc.). Dans le simulateur ANSYS [4] utilisé dans nos travaux, il existe différents algorithmes de résolution pour traiter les problèmes à éléments finis. On peut citer deux classes de méthodes :

- Les méthodes de résolution directes ;
- Les méthodes itératives (gradient conjugué par exemple) (KAOUANE. 2010).

Vous êtes maintenant prêt à résoudre l'analyse. Commencez les calculs de la solution :

GUI : Main menu>Solution>Solve>Current LS

III.5. POST PROCESSEUR

C'est la phase où l'utilisateur peut manipuler les résultats de la phase précédente et les visualiser interactivement ou faire des sauvegardes pour impression et/ou vidéo (KAOUANE, 2010).

GUI : Main menu>General Postproc> Plot Results> Contour Plot> Nodal Solu ou Element Solu.

IV. OBJECTIF DE LA MODELISATION

Les barrages en enrochement constituent une variante assez compétitive dans certaines zones à géologie bien spécifique. L'indisponibilité des matériaux fins étanches, les inconvénients bien connus des barrages poids en béton peuvent motiver le choix de ce type de barrage. Toutefois, les déformations relativement importantes du corps du barrage en liaison avec la nature et du type de son assise ont toujours constitué une préoccupation majeure pour les concepteurs.

La modélisation engagée permettra l'évaluation des différentes déformations de ce type de barrage, l'analyse de l'influence des déformations sur les organes d'étanchéité projetés (masque et/ou noyau) et d'orienter le choix de cette conception en fonction de la nature des fondations qui le supportent.

Le code de calcul utilisé pour cette modélisation est ANSYS. Plusieurs variantes de conception des organes d'étanchéité ont été étudiées en l'occurrence :

- Masque amont en béton ;
- Masque amont en béton bitumineux ;
- Masque amont en géomembrane ;
- Masque amont en argile ;
- Variante à noyau central (large et mince) en argile.

La modélisation a été également engagée pour deux alternatives :

- Influence du remplissage du lac ;
- Influence des fondations.

IV.1. CHRONOLOGIE DE LA MODELISATION

La figure IV.8 illustre l'ensemble des variantes et cas de modélisation.

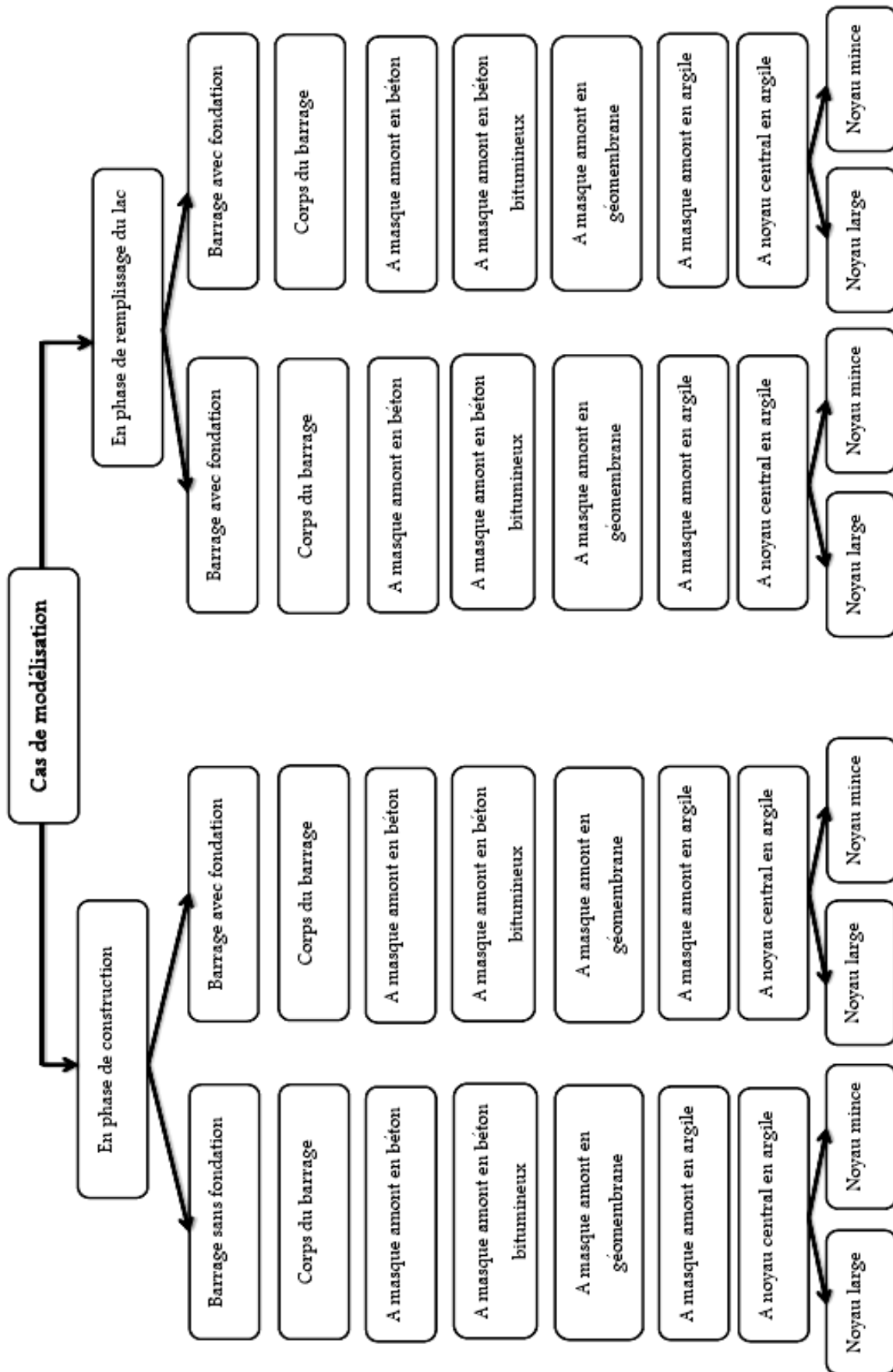


Figure IV.8 : Variantes et cas de modélisation.

IV.2. INFLUENCE DES CONDITIONS PRINCIPALES

Lors de ce travail, trois conditions principales influent sur les résultats de la modélisation. Ces conditions sont résumées en ce qui suit :

IV.2.1. FIN DE CONSTRUCTION (BARRAGE VIDE)

Dans cette phase, nous avons étudié le barrage vide, ceci implique qu'on ne va appliquer sur ce dernier que la charge de son poids propre.

IV.2.2. INFLUENCE DU LAC (MISE EN EAU)

Dans cette phase, on introduit la pression interstitielle qui représente, en phase de remplissage, la charge d'eau du lac appliquée sur le parement amont du corps du barrage.

IV.2.3. INFLUENCE DU MASQUE AMONT POUR DIFFERENTS MATERIAUX

Nous avons utilisé plusieurs types de masques qui comprennent différents matériaux avec diverse paramètres géomécaniques. Les masques utilisés sont comme suite : masque en béton, masque en béton bitumineux et masque en argile.

IV.3. DETAILS DE LA MODELISATION

La procédure de la modélisation avec les différentes étapes suivies est résumée ci-dessous.

IV.3.1. PARAMETRES GEOMECANIQUES DES MATERIAUX

Le calcul est établi sur la section de la digue en enrochements du barrage qui comprend plusieurs types de matériaux (**tableau IV.2**)

Tableau IV.2 : Paramètres géomécaniques des matériaux utilisés pour la modélisation.

| Matériaux | Module de déformation E (Pa) | Coefficient de poisson | Densité (Kg/m ³) |
|------------------|------------------------------|------------------------|------------------------------|
| Enrochement | 500 x 10 ⁶ | 0.3 | 2 000 |
| Béton | 25 000 x 10 ⁶ | 0.2 | 2 400 |
| Béton bitumineux | 3 300 x 10 ⁶ | 0.35 | 2 550 |
| Géomembrane | 1 680 x 10 ⁶ | 0.46 | 950 |
| Argile | 20 x 10 ⁶ | 0.3 | 2 200 |
| Sable | 50 x 10 ⁶ | 0.3 | 1 800 |
| Gravier | 150 x 10 ⁶ | 0.3 | 2 000 |
| Grès | 150 x 10 ⁶ | 0.3 | 2 600 |
| Marne | 270 x 10 ⁶ | 0.3 | 2 300 |

IV.3.2. PRESENTATION DES RESULTATS DE LA MODELISATION

Pour l'ensemble des cas de modélisation, les résultats sont représentés sous forme de :

- Discrétisation et déformée du maillage.
- Tassements du barrage.
- Déplacements horizontaux.
- Déplacements verticaux.

V. RESULTATS DE LA MODELISATION

V.1. CAS DU BARRAGE VIDE

V.1.1. SANS FONDATION

Pour le cas sans fondation, et pour chaque type d'organe d'étanchéité, les figures de **IV.9** à **IV.36** montrent respectivement :

- La déformée du maillage.
- Les tassements du barrage.
- Les déplacements horizontaux du barrage.
- Les déplacements verticaux du barrage.

a) Corps du barrage

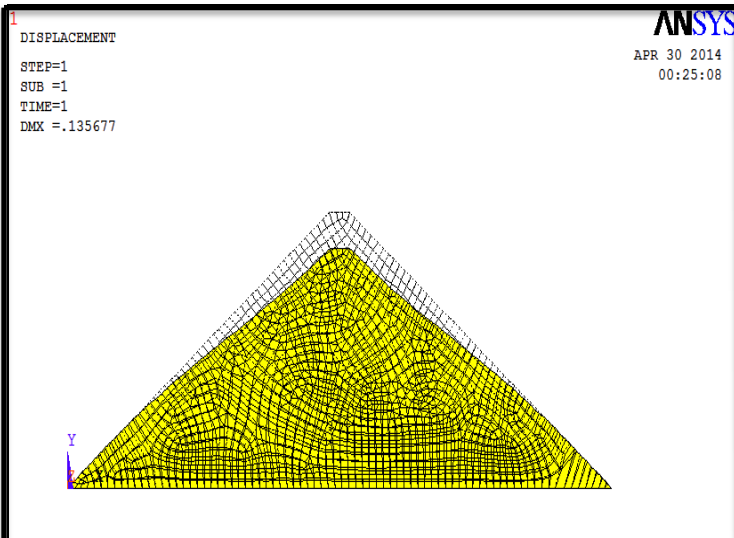


Figure IV.9 : Déformée du maillage.

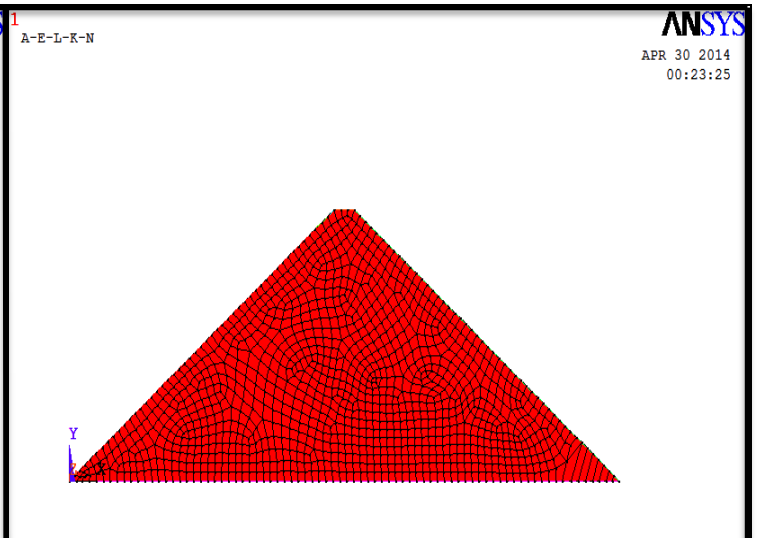


Figure IV.10 : Tassement du barrage en phase de construction.

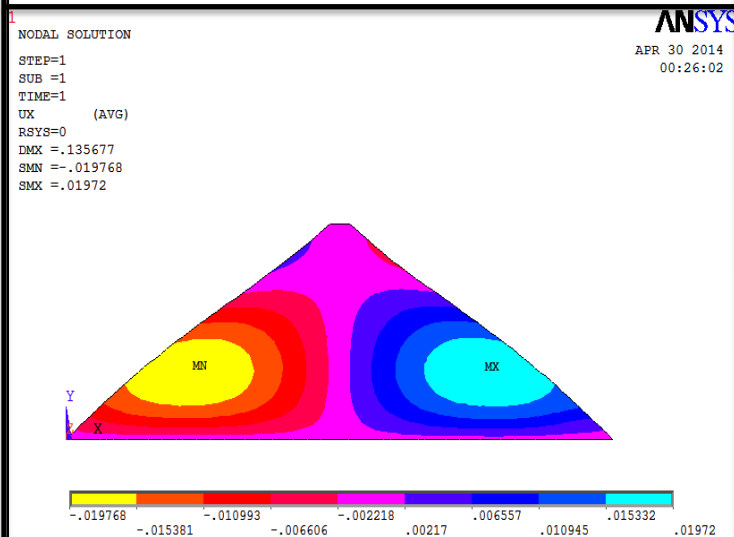


Figure IV.11 : Déplacements horizontaux du barrage.

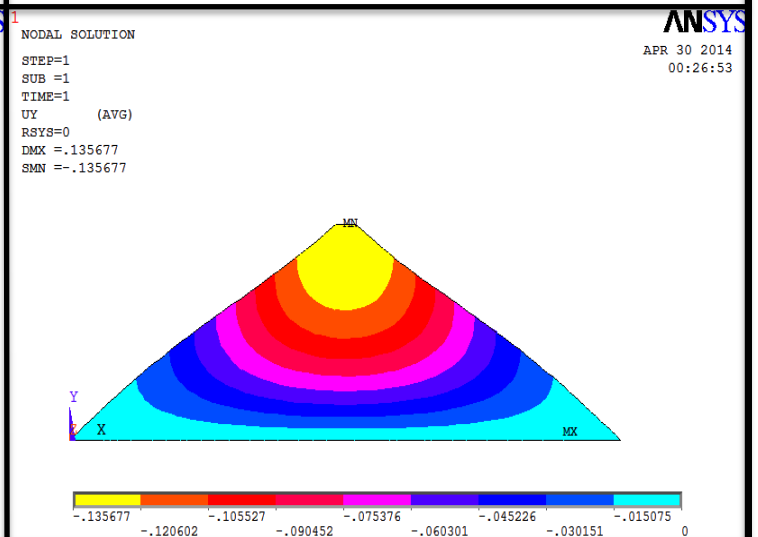


Figure IV.12 : Déplacements verticaux du barrage.

b) Barrage à masque en béton

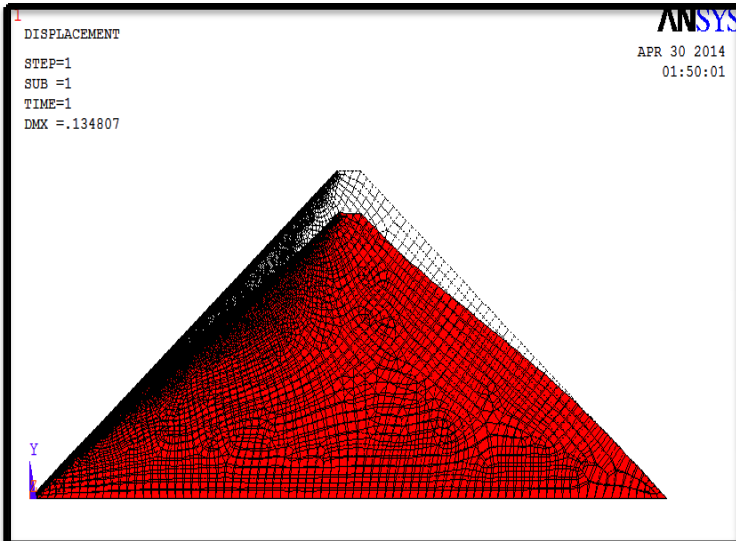


Figure IV.13 : Déformée du maillage.

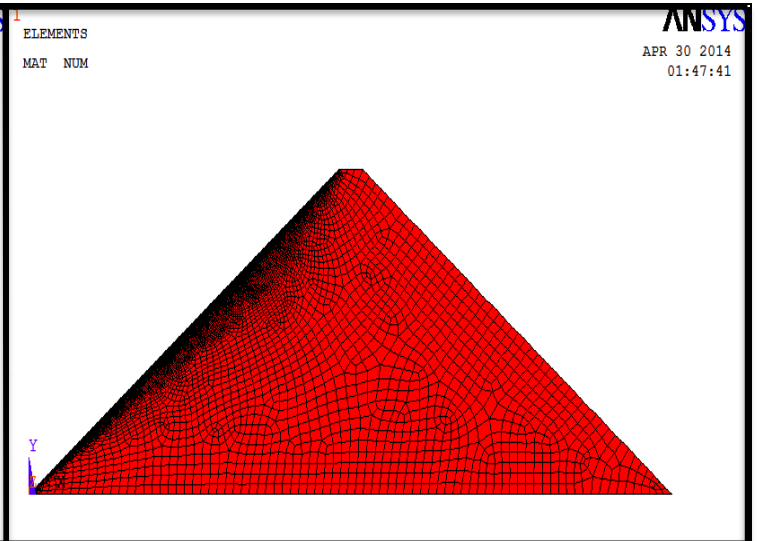


Figure IV.14 : Tassement du barrage en phase de construction.

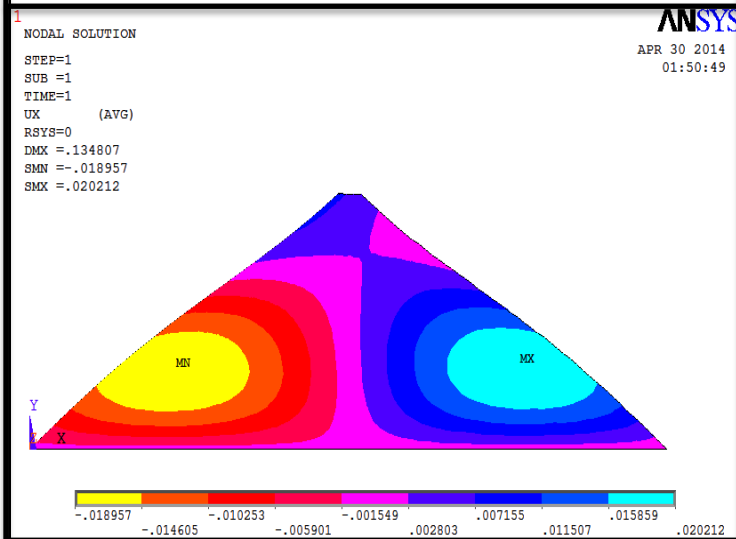


Figure IV.15 : Déplacements horizontaux du barrage.

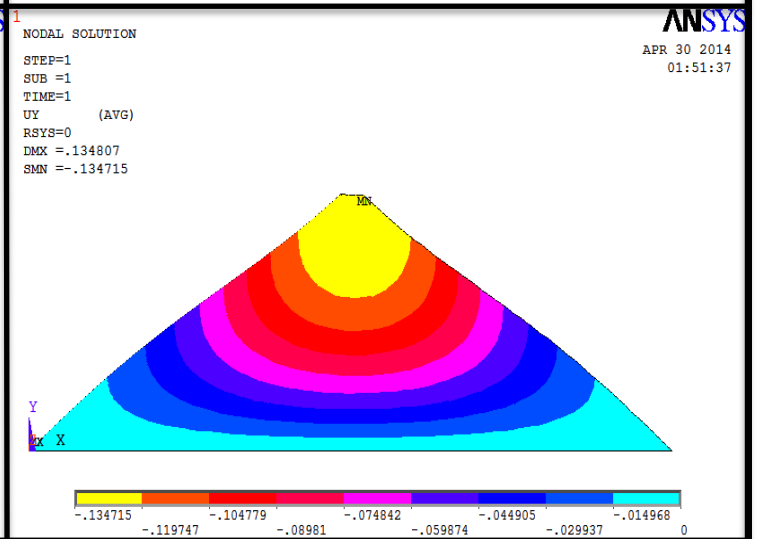


Figure IV.16 : Déplacements verticaux du barrage.

c) Barrage à masque amont en béton bitumineux

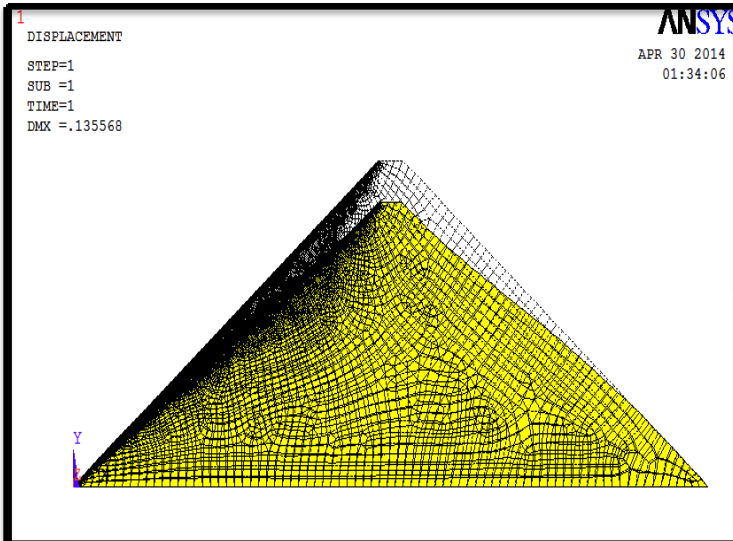


Figure IV.17 : Déformée du maillage.

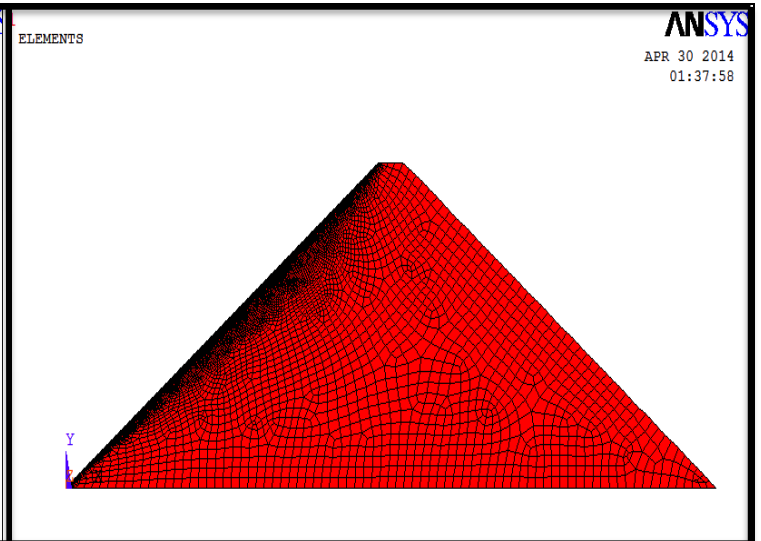


Figure IV.18 : Tassement du barrage en phase de construction.

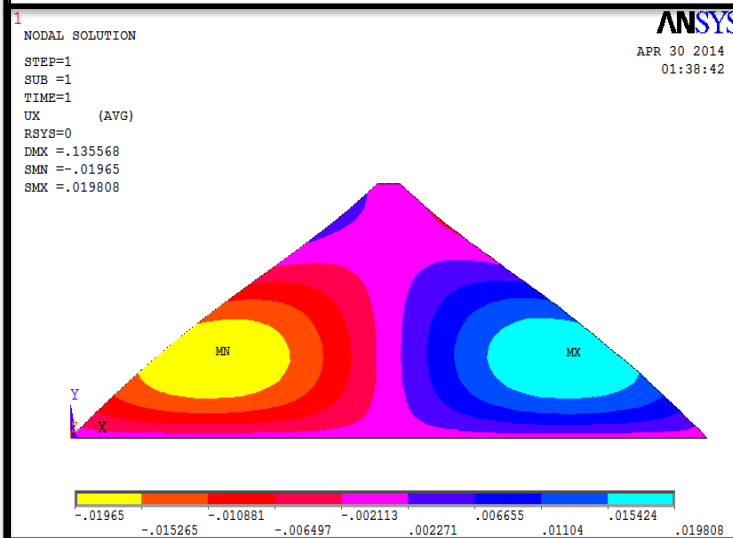


Figure IV.19 : Déplacements horizontaux du barrage.

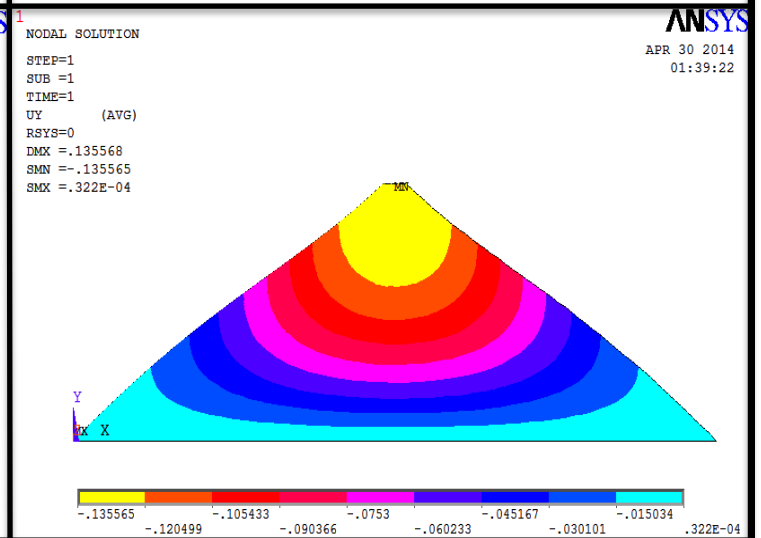


Figure IV.20 : Déplacements verticaux du barrage.

d) Barrage à masque amont en géomembrane

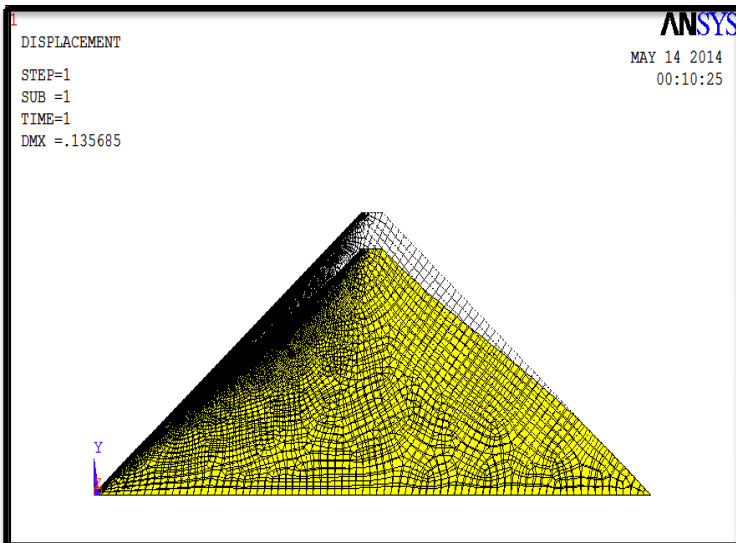


Figure IV.21 : Déformée du maillage.

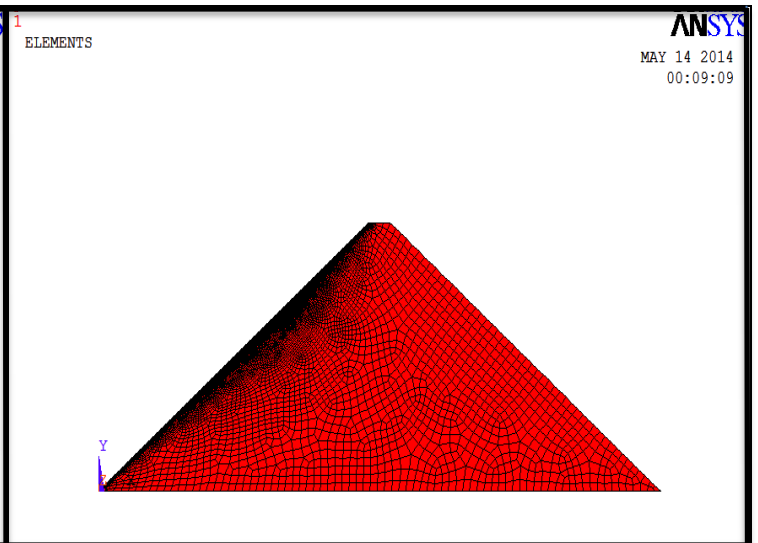


Figure IV.22. Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

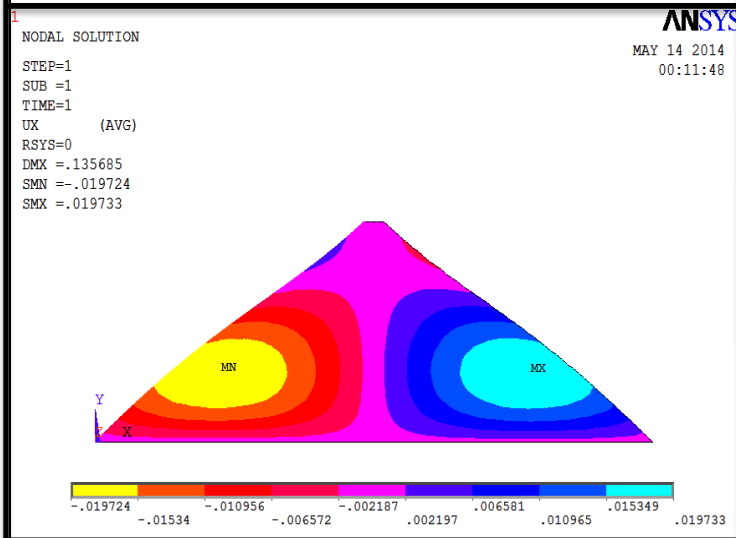


Figure IV.23 : Déplacements horizontaux du barrage.

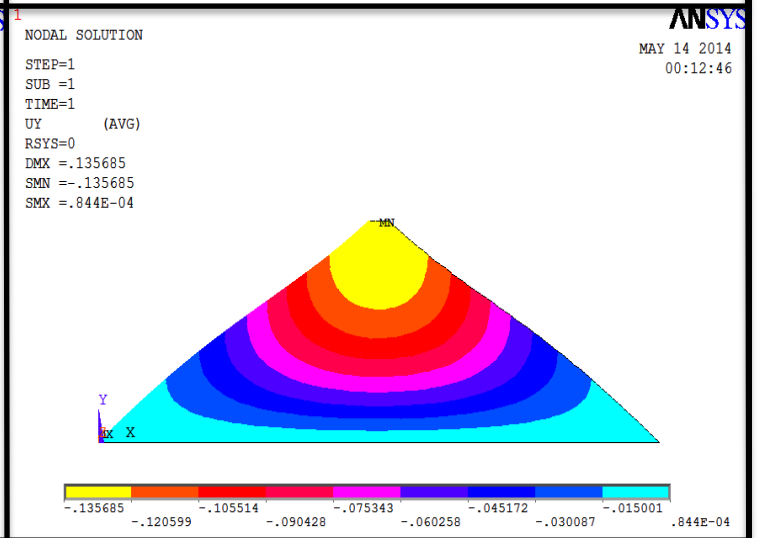


Figure IV.24 : Déplacements verticaux du barrage.

e) Barrage à masque amont en argile

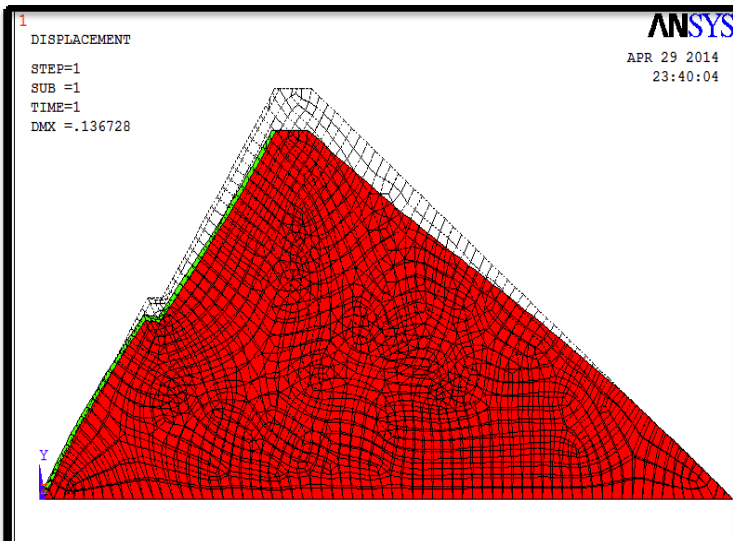


Figure IV.25 : Déformée du maillage.



Figure IV.26 : Tassement du barrage en phase de construction.

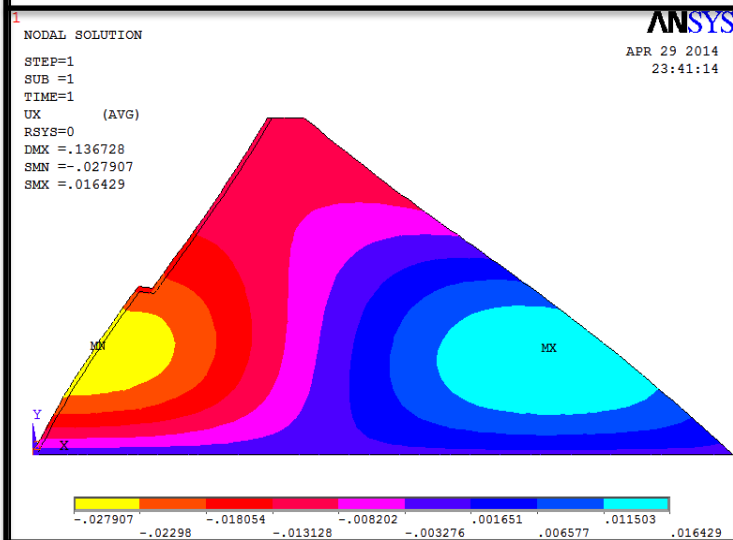


Figure IV.27 : Déplacements horizontaux du barrage.

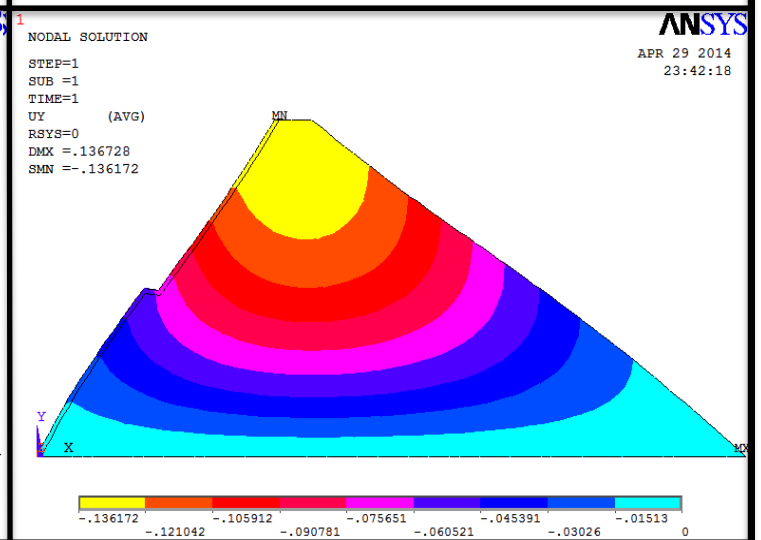


Figure IV.28 : Déplacements verticaux du barrage.

f) Barrage à noyau central en argile

- Noyau large

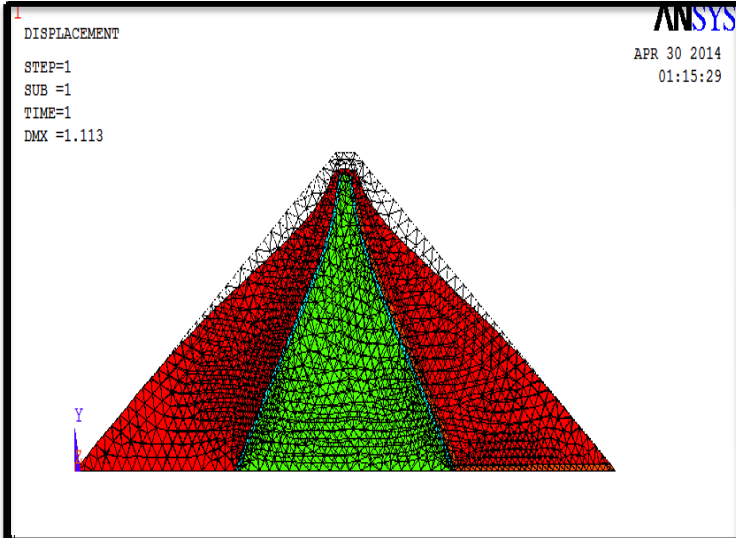


Figure IV.29 : Déformée du maillage.

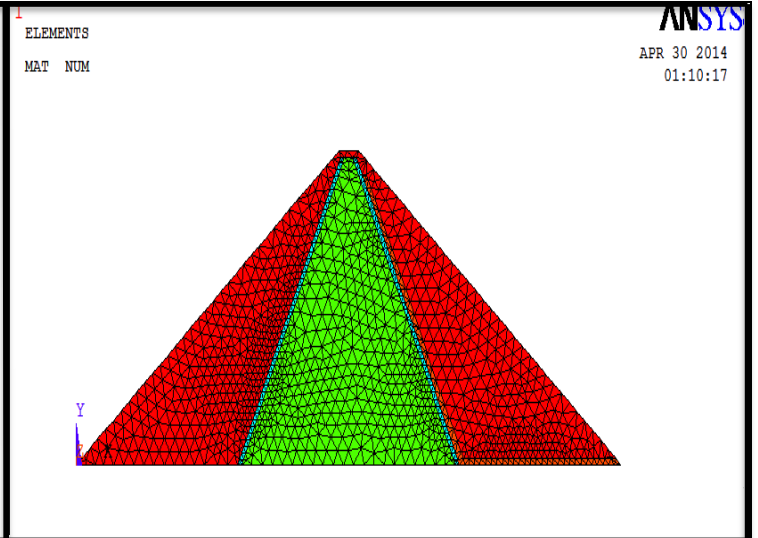


Figure IV.30 : Tassement du barrage en phase de construction.

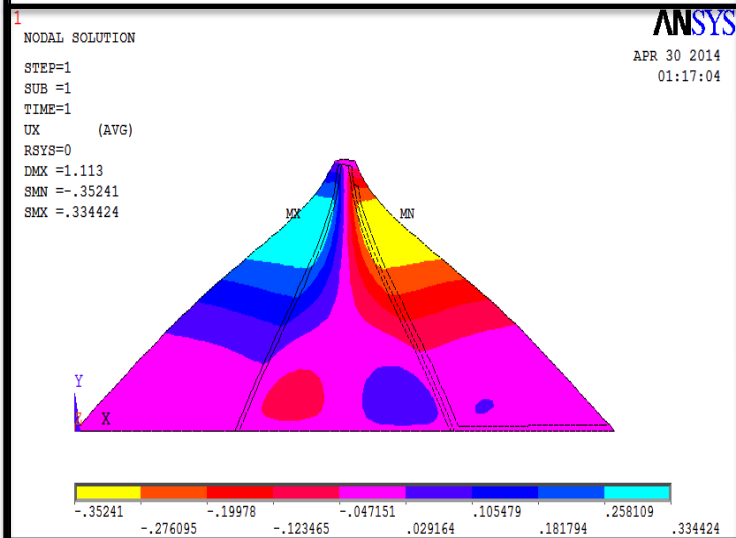


Figure IV.31 : Déplacements horizontaux du barrage.

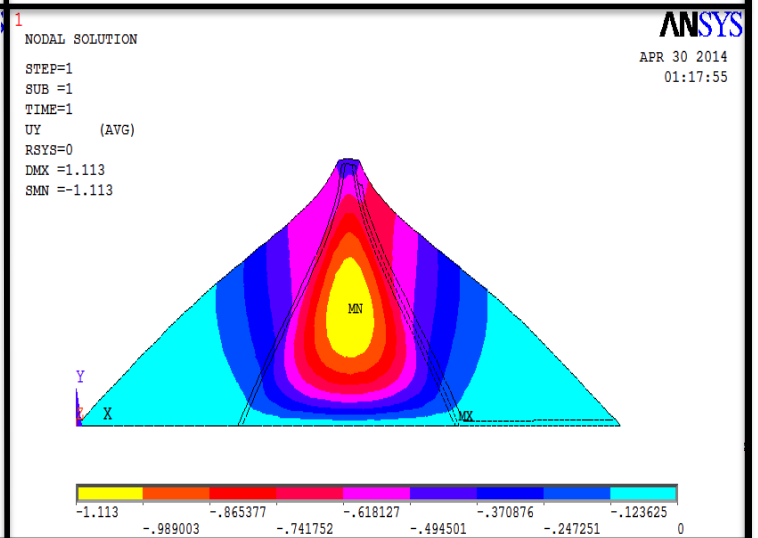


Figure IV.32 : Déplacements verticaux du barrage.

- Noyau mince

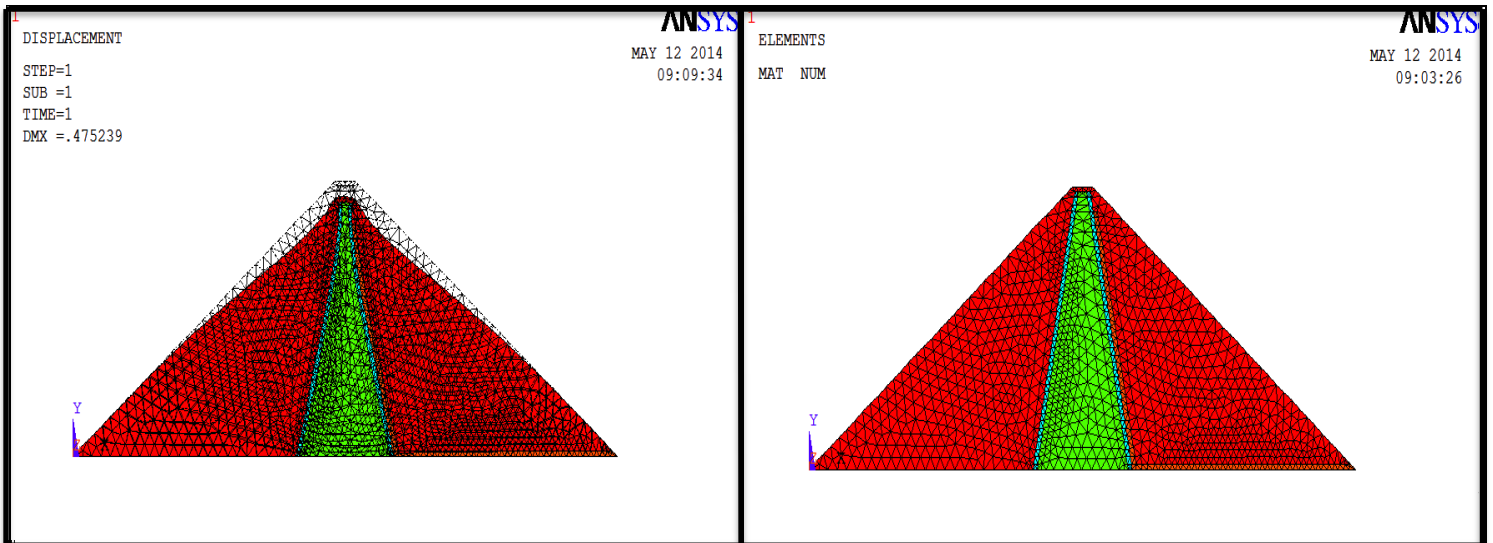


Figure IV.33 : Déformée du maillage.

Figure IV.34 : Tassement du barrage en phase de construction.

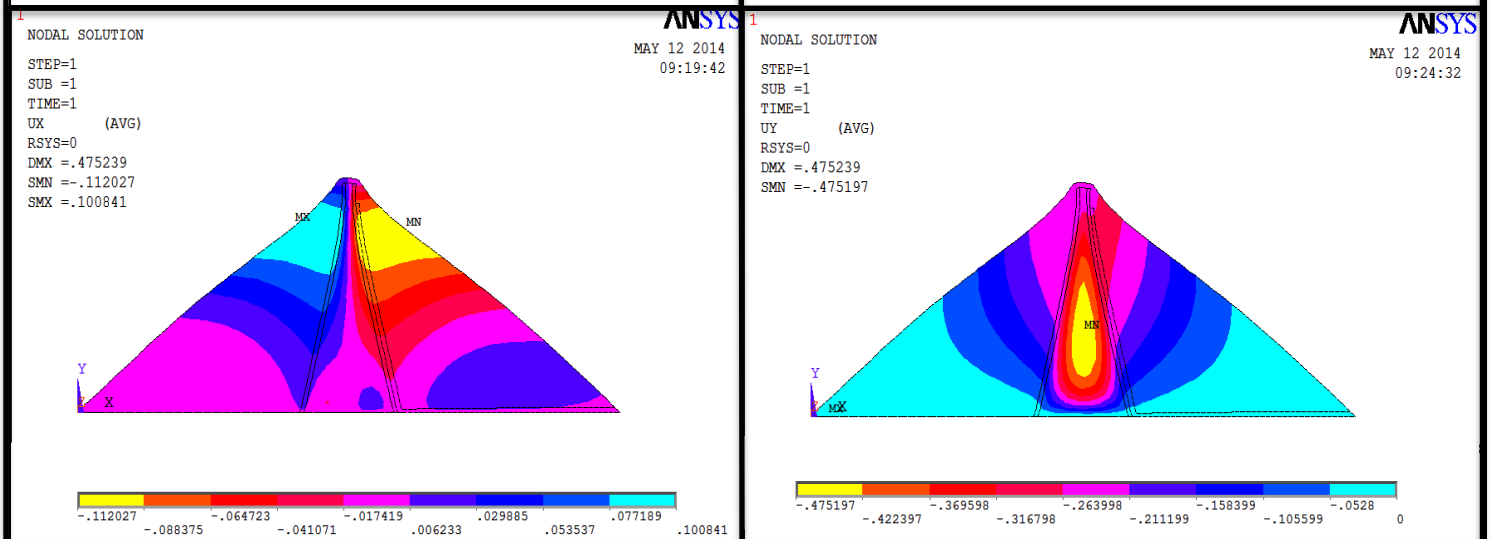


Figure IV.35 : Déplacements horizontaux du barrage.

Figure IV.36 : Déplacements verticaux du barrage.

V.1.2. AVEC FONDATION

Pour le cas avec fondation, et pour chaque type d'organe d'étanchéité, les figures de IV.37 à IV.64 donnent respectivement :

- La déformée du maillage.
- Les tassements du barrage.
- Les déplacements horizontaux du barrage.

- Les déplacements verticaux du barrage.

a) Corps du barrage

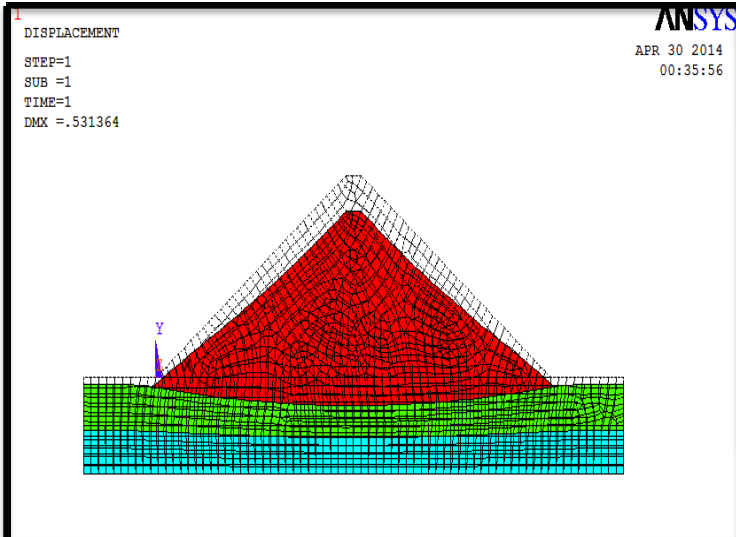


Figure IV.37 : Déformée du maillage.

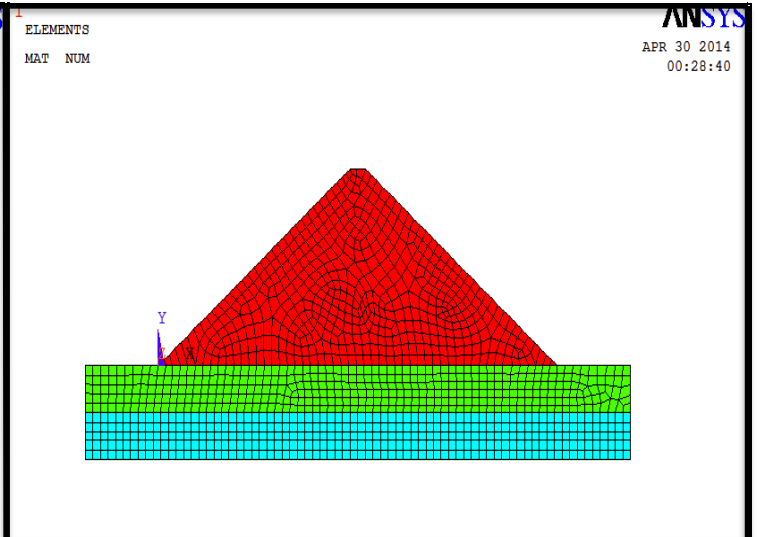


Figure IV.38 : Tassement du barrage en phase de construction.

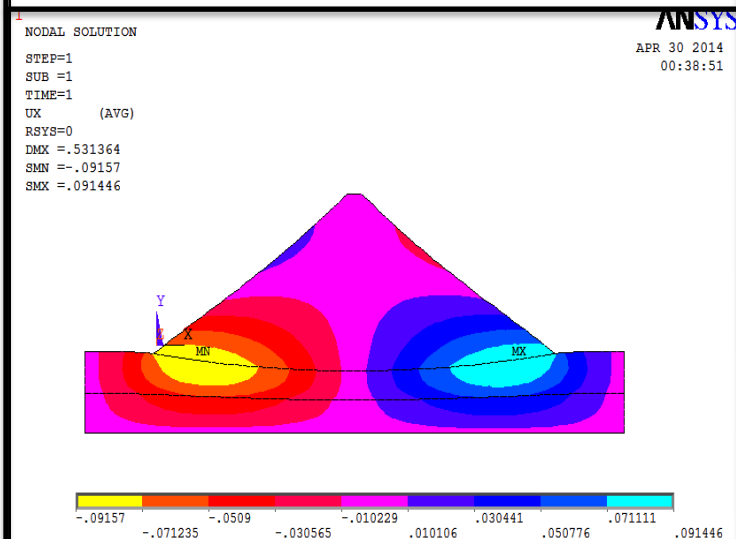


Figure IV.39 : Déplacements horizontaux du barrage.

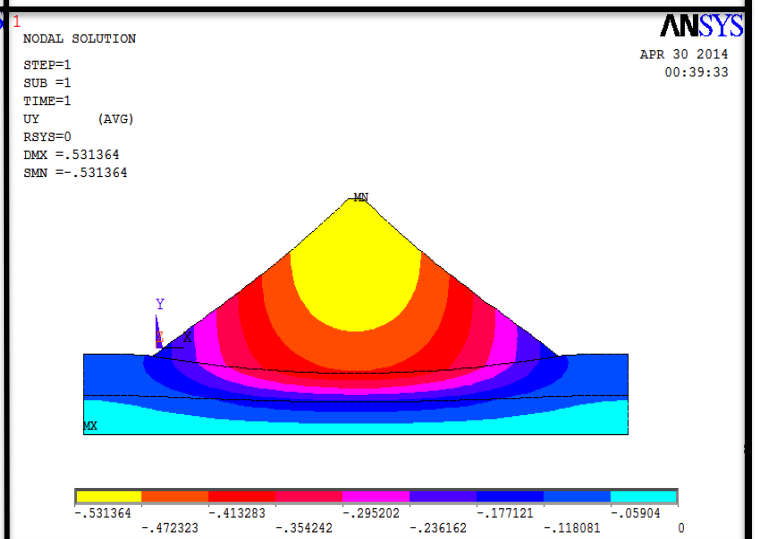


Figure IV.40 : Déplacements verticaux du barrage.

b) Barrage à masque en béton

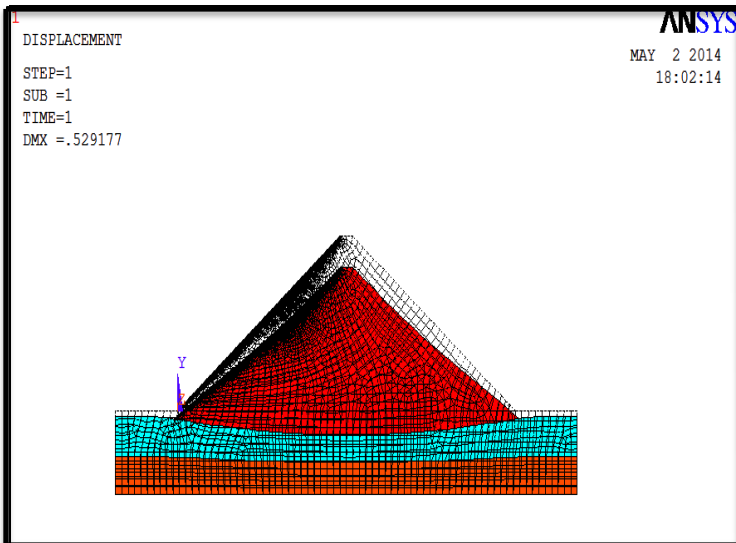


Figure IV.41 : Déformée du maillage.

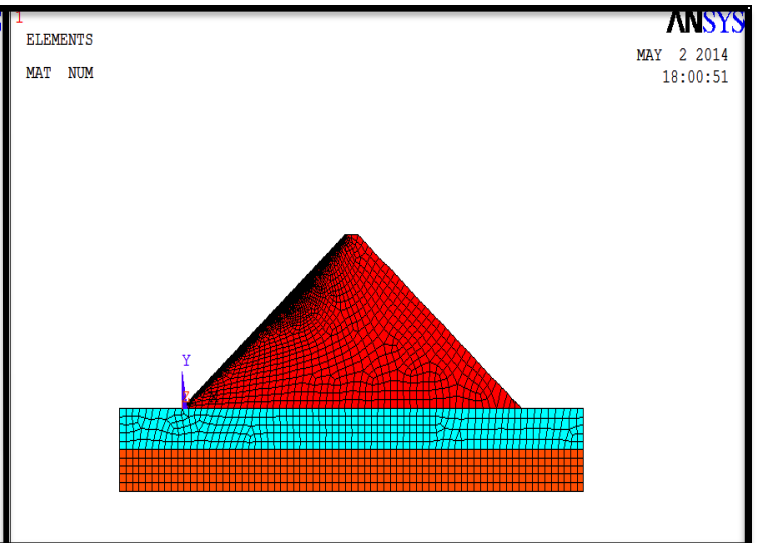


Figure IV.42 : Tassement du barrage en phase de construction.

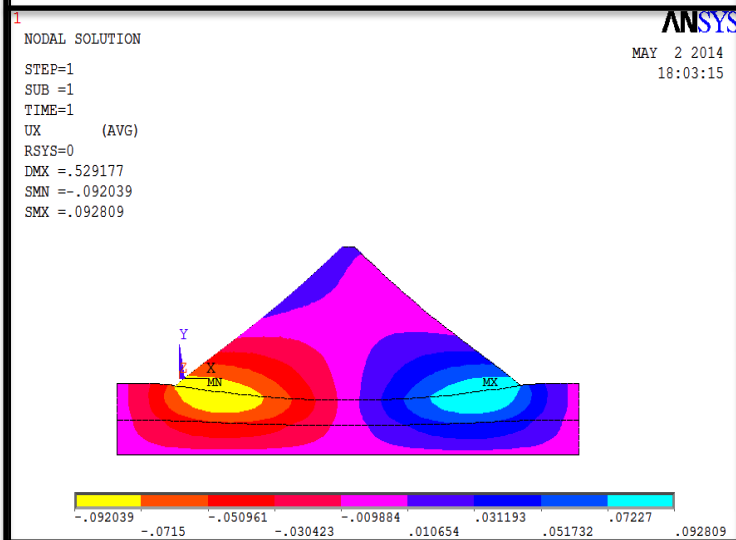


Figure IV.43 : Déplacements horizontaux du barrage.

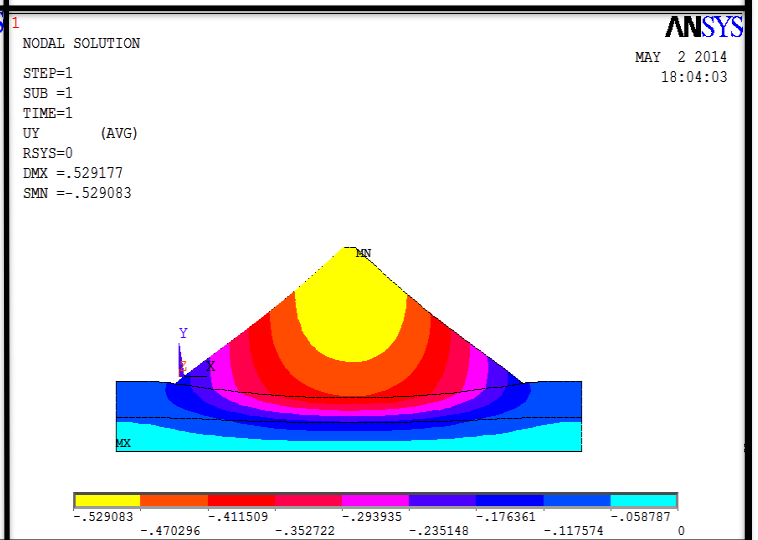


Figure IV.44 : Déplacements verticaux du barrage.

c) Barrage à masque amont en béton bitumineux

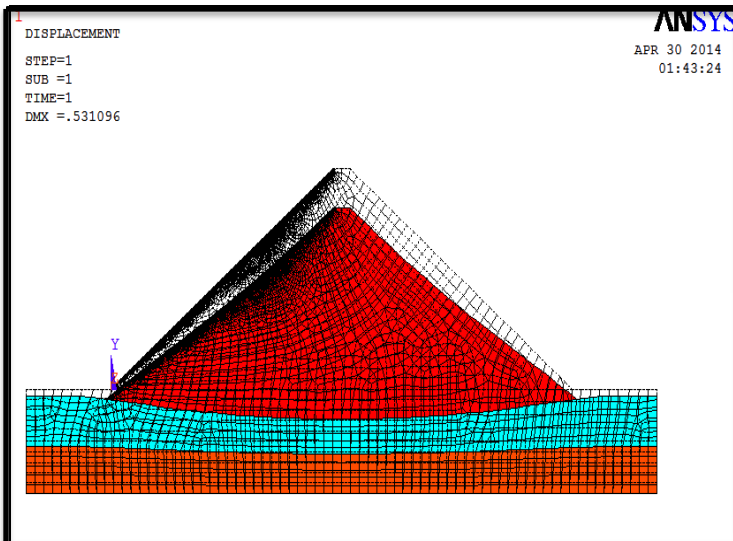


Figure IV.45 : Déformée du maillage.

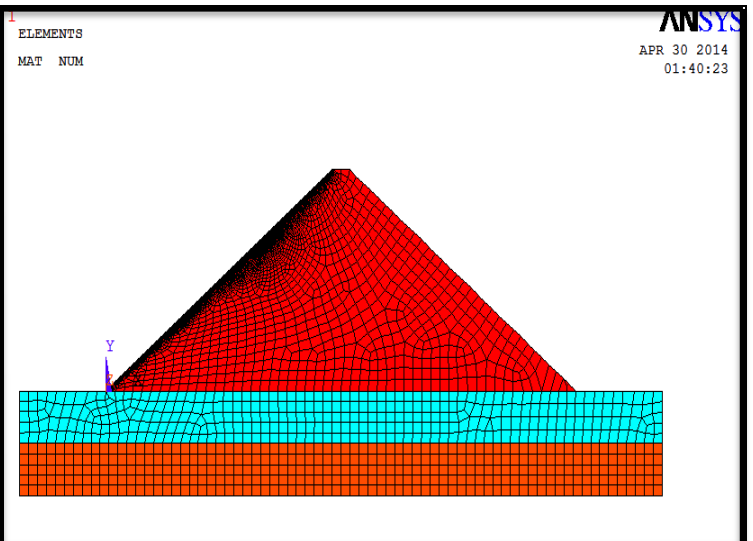


Figure IV.46 : Tassement du barrage en phase de construction.

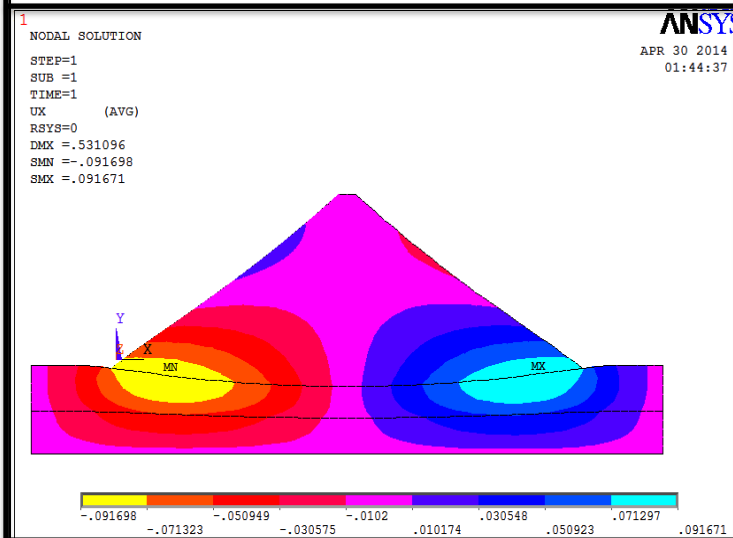


Figure IV.47 : Déplacements horizontaux du barrage.

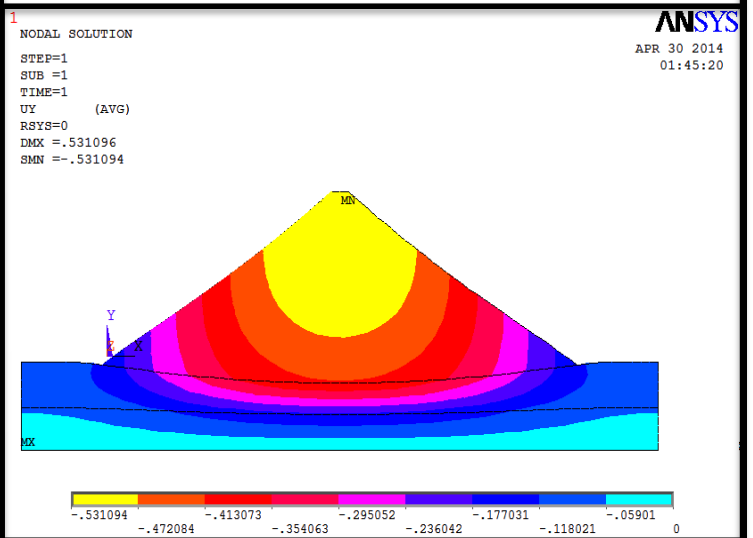


Figure IV.48 : Déplacements verticaux du barrage.

d) Barrage à masque amont en géomembrane

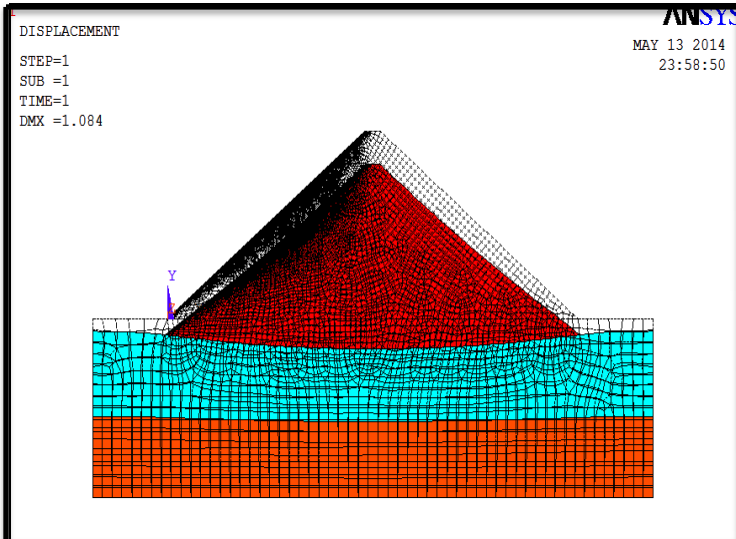


Figure IV.49 : Déformée du maillage.

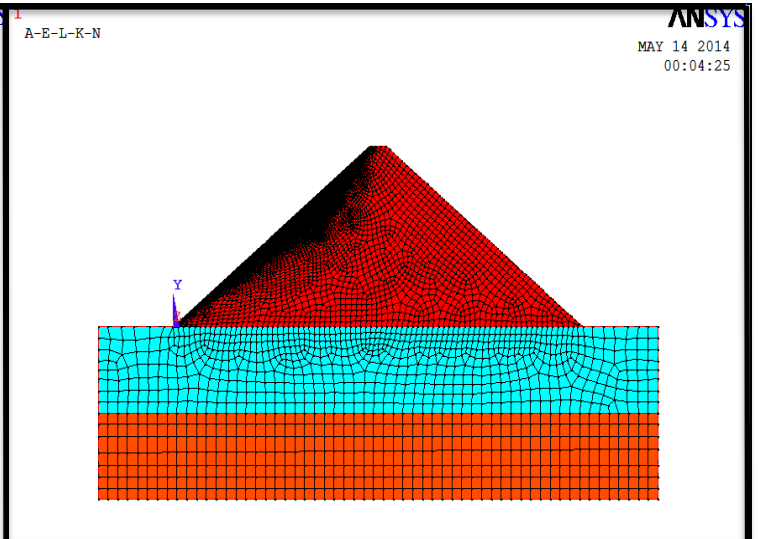


Figure IV.50 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

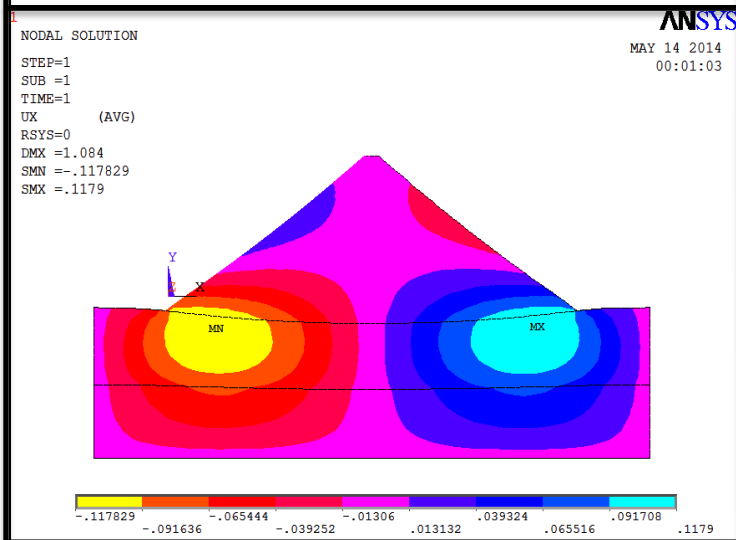


Figure IV.51 : Déplacements horizontaux du barrage.

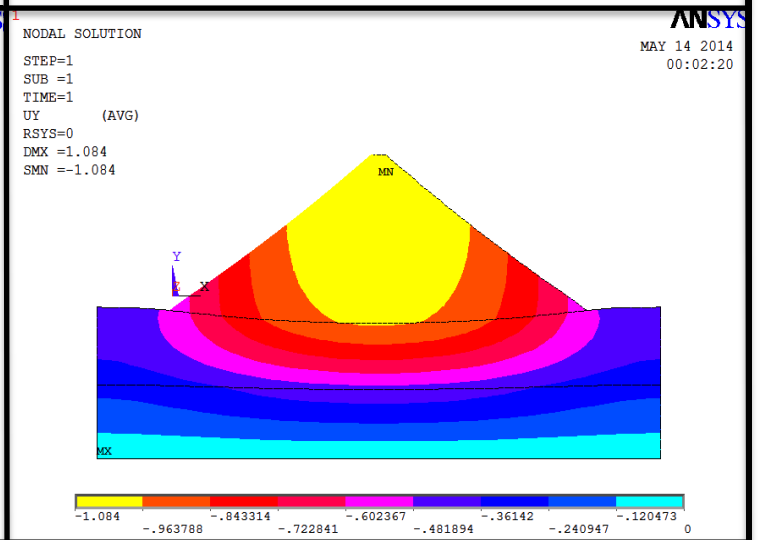


Figure IV.52 : Déplacements verticaux du barrage.

e) Barrage à masque amont en argile

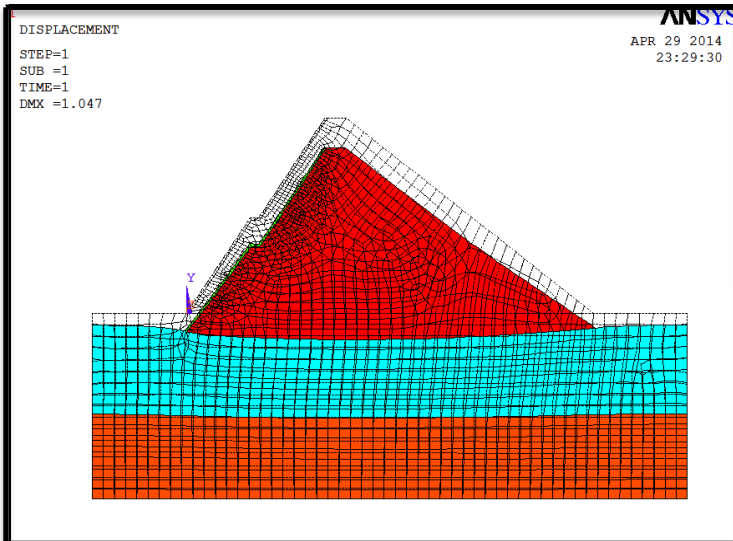


Figure IV.53 : Déformée du maillage.

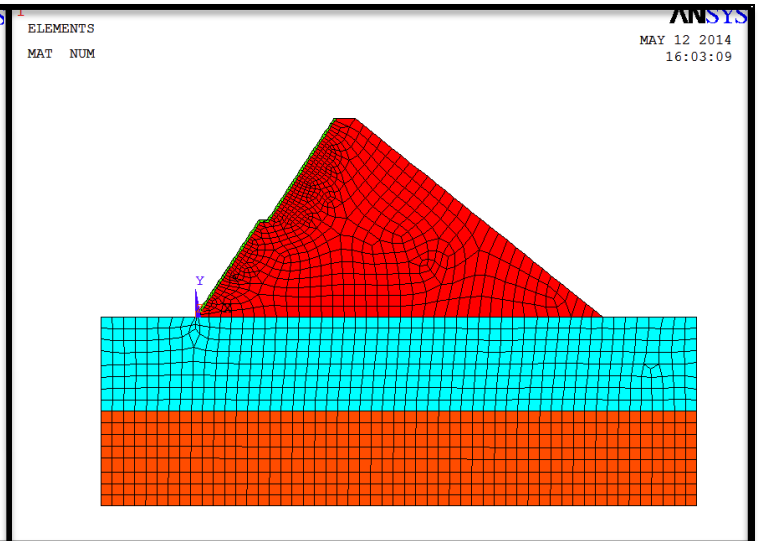


Figure IV.54 : Tassement du barrage en phase de construction.

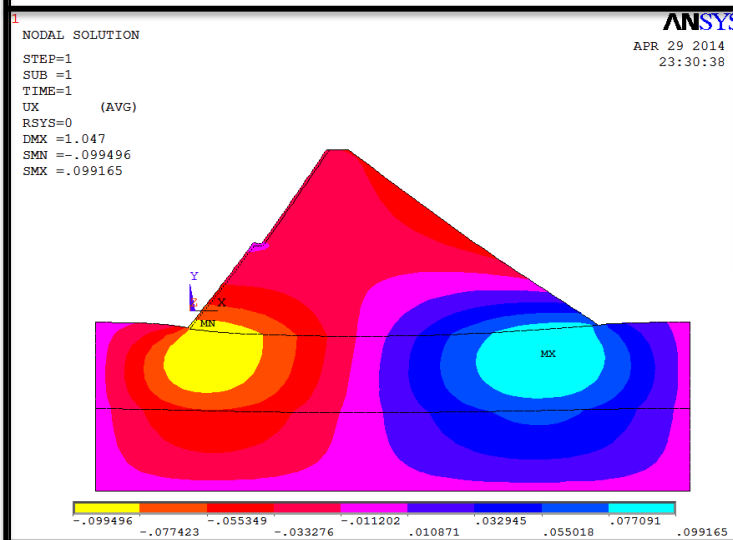


Figure IV.55 : Déplacements horizontaux du barrage.

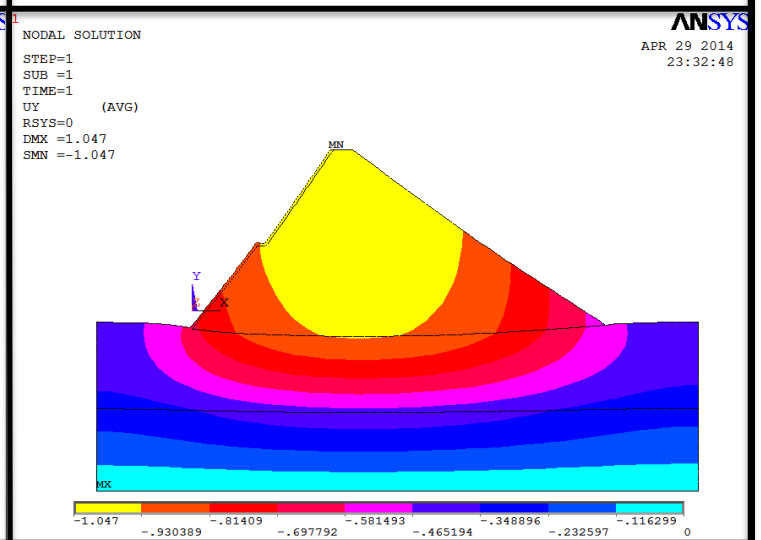


Figure IV.56 : Déplacements verticaux du barrage.

f) Barrage à noyau central en argile

- Noyau large

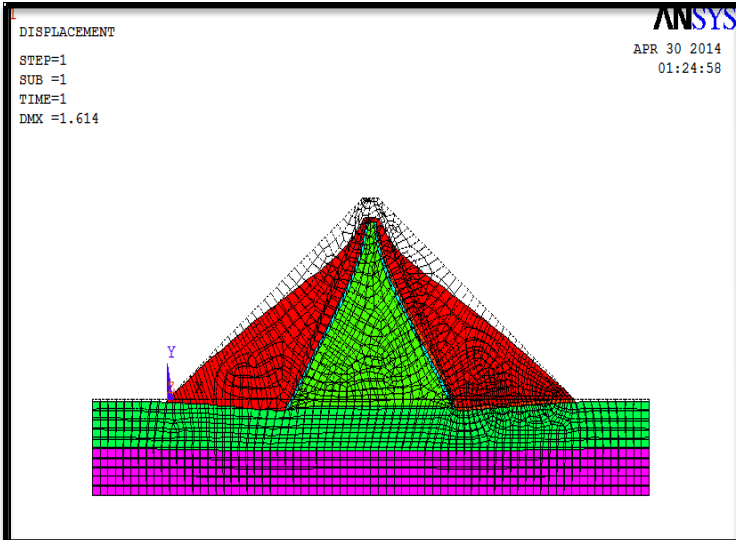


Figure IV.57 : Déformée du maillage.

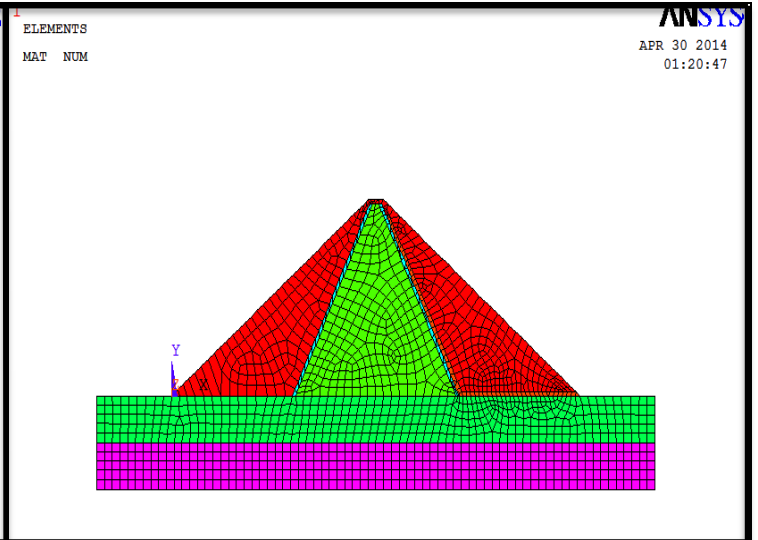


Figure IV.58 : Tassement du barrage en phase de construction.

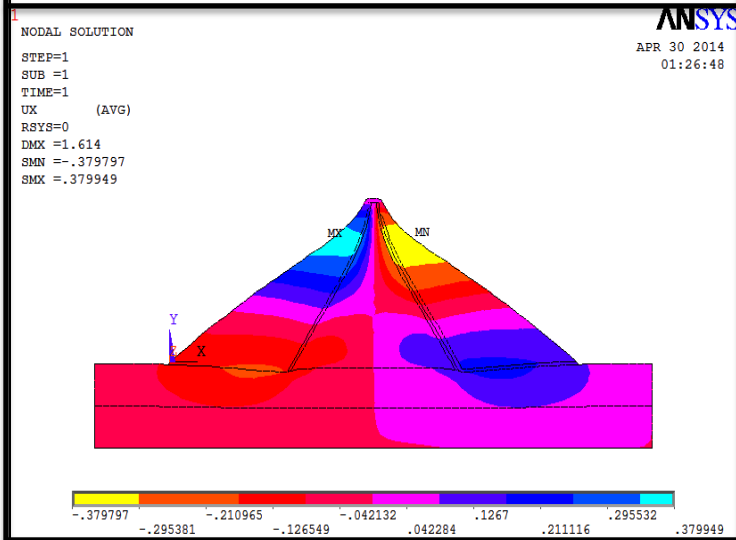


Figure IV.59 : Déplacements horizontaux du barrage.

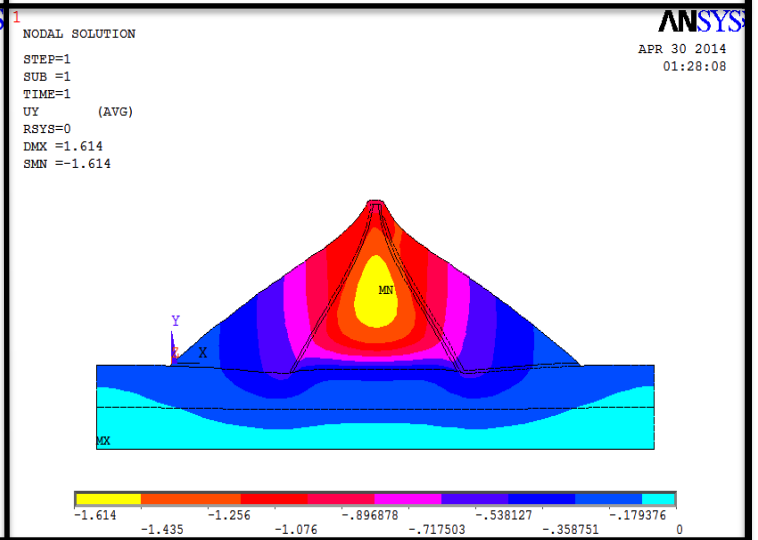


Figure IV.60 : Déplacements verticaux du barrage.

• Noyau mince

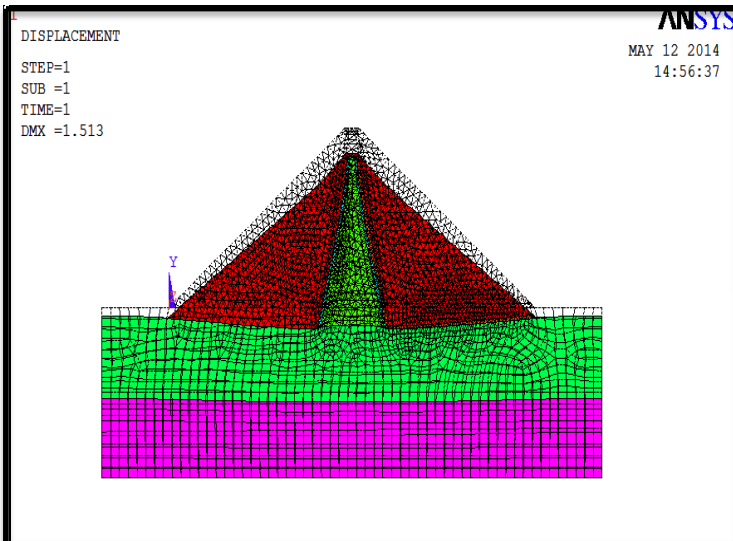


Figure IV.61 : Déformée du maillage.

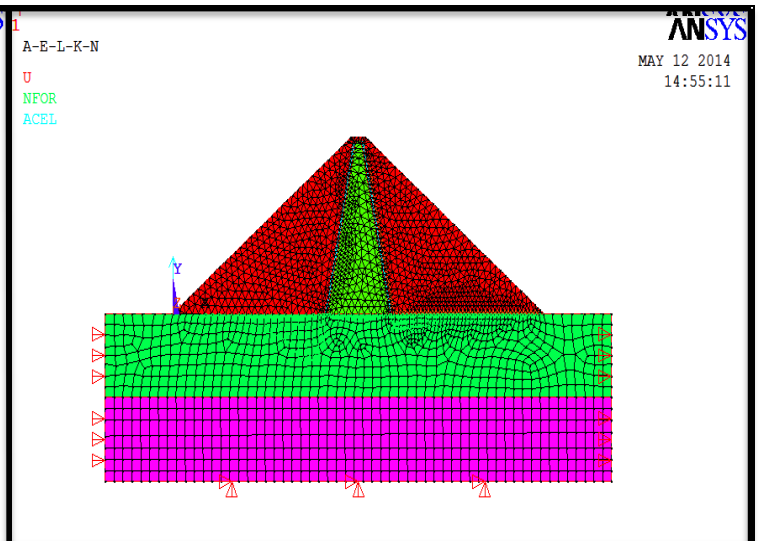


Figure IV.62 : Tassement du barrage en phase de construction.

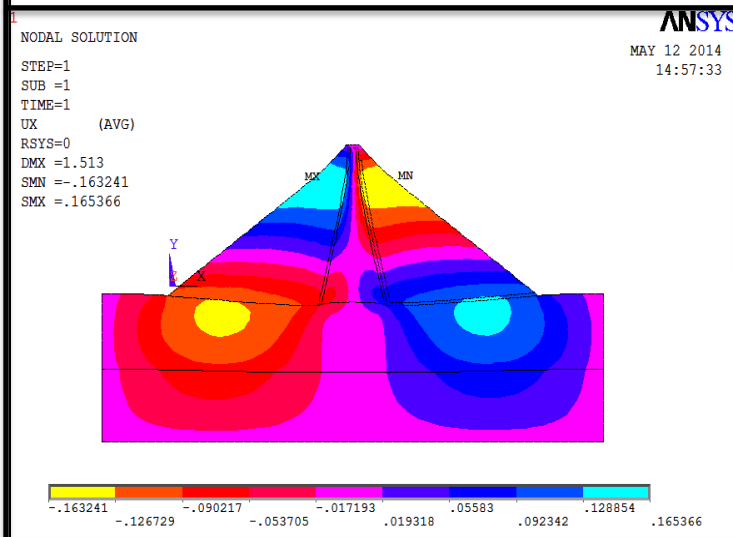


Figure IV.63 : Déplacements horizontaux du barrage.

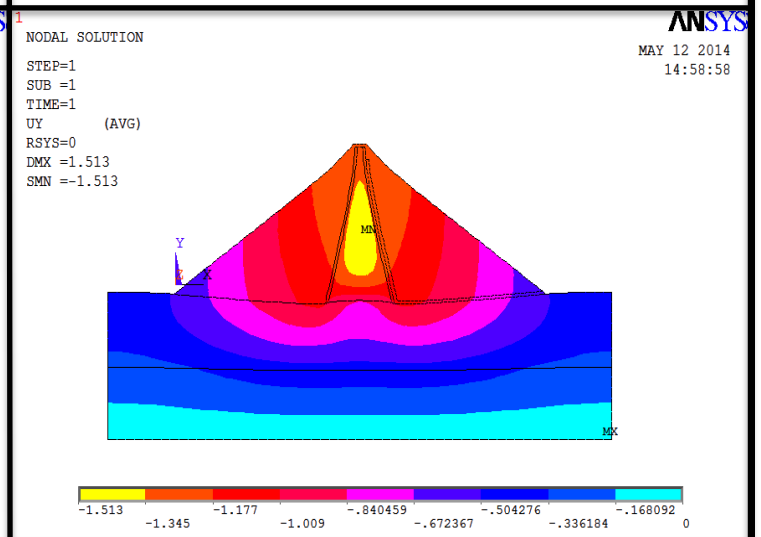


Figure IV.64 : Déplacements verticaux du barrage.

V.2. INFLUENCE DU REMPLISSAGE DU LAC

V.2.1. SANS FONDATION

Pour le cas sans fondation, et pour chaque type d'organe d'étanchéité, les figures de IV.65 à IV.92 illustrent respectivement :

- La déformée du maillage.
- Les tassements du barrage.

- Les déplacements horizontaux du barrage.
- Les déplacements verticaux du barrage.

a) Corps du barrage

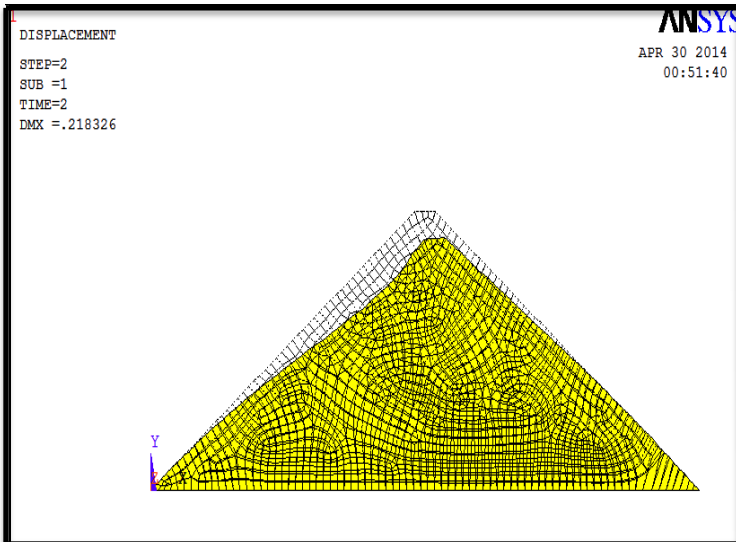


Figure IV.65 : Déformée du maillage.

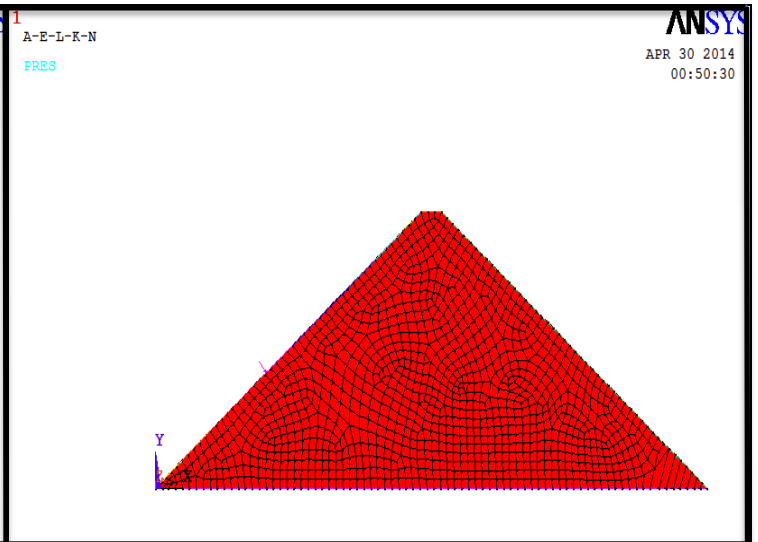


Figure IV.66 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

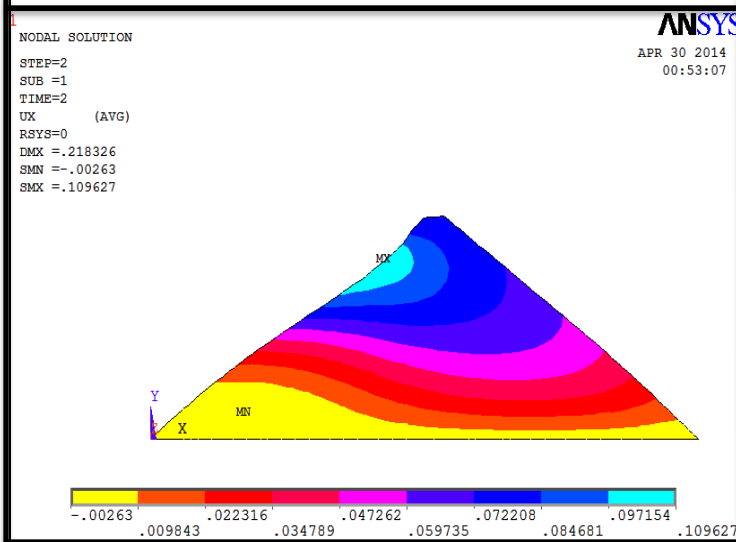


Figure IV.67 : Déplacements horizontaux du barrage.

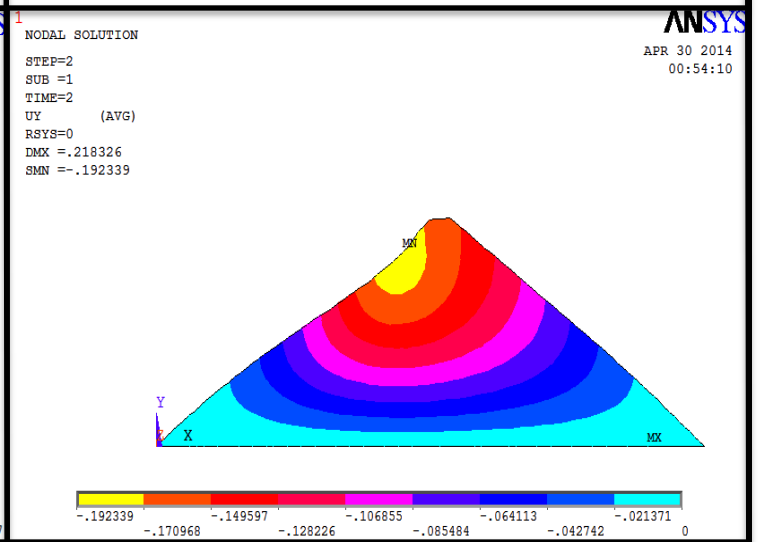


Figure IV.68 : Déplacements verticaux du barrage.

b) Barrage à masque amont en béton

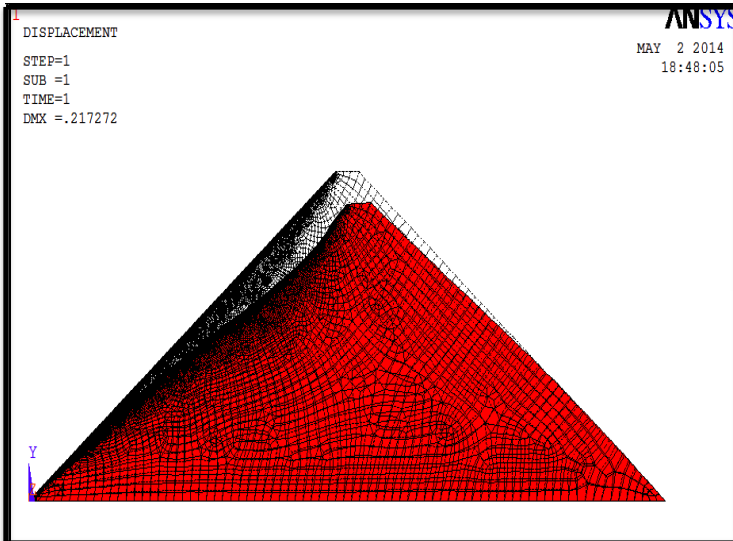


Figure IV.69 : Déformée du maillage.

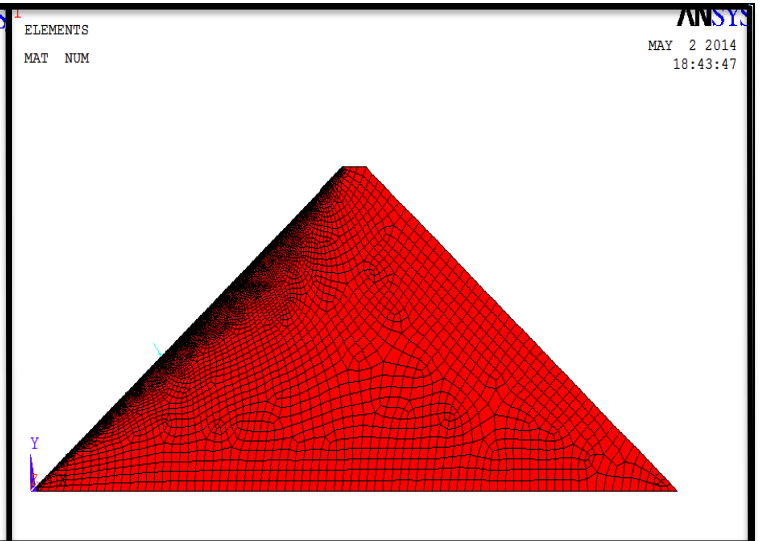


Figure IV.70 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

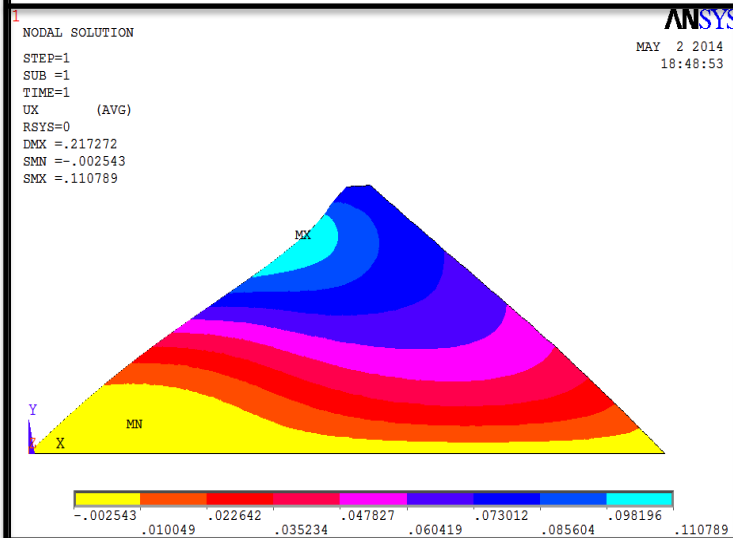


Figure IV.71 : Déplacements horizontaux du barrage.

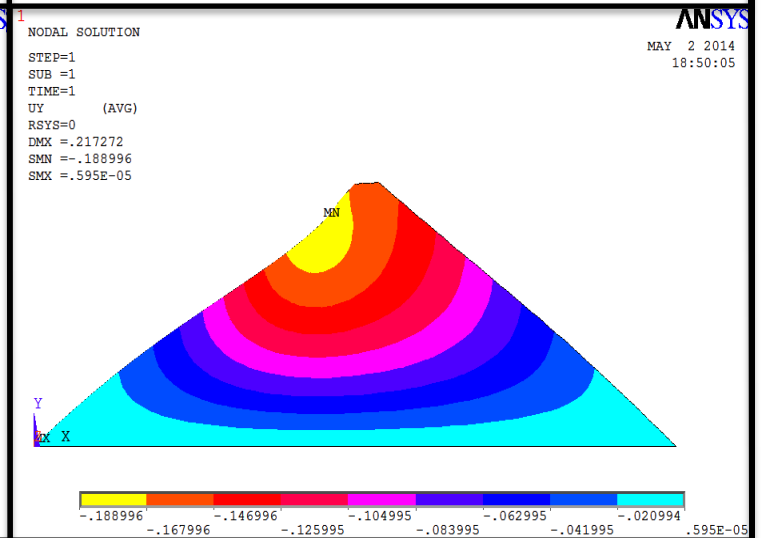


Figure IV.72 : Déplacements verticaux du barrage.

c) Barrage à masque amont en béton bitumineux

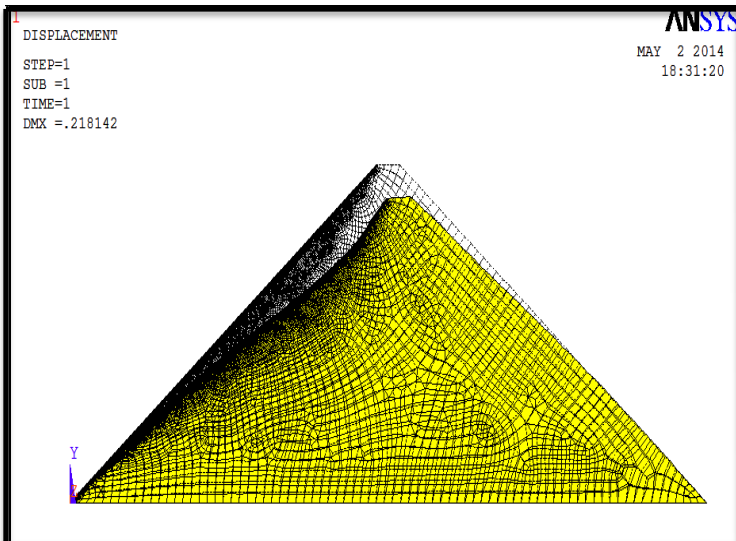


Figure IV.73 : Déformée du maillage.

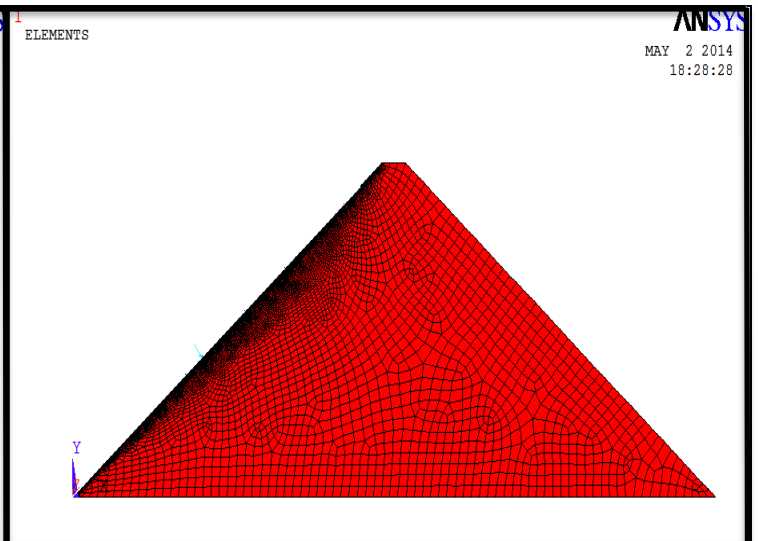


Figure IV.74 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

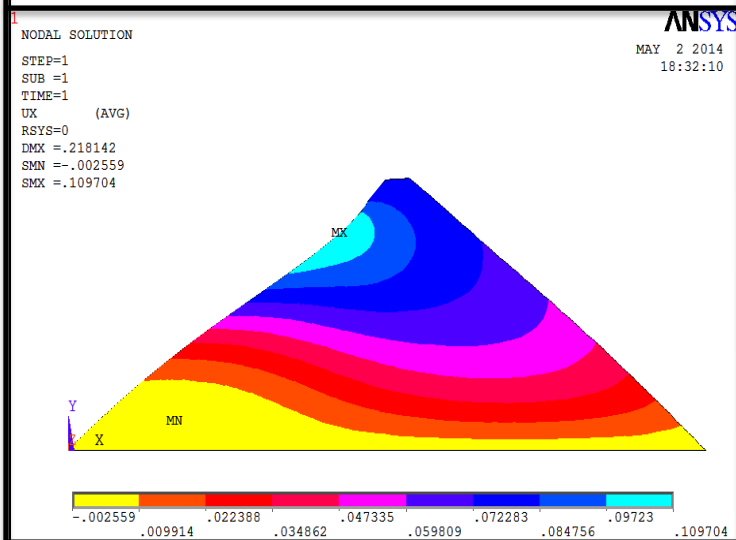


Figure IV.75 : Déplacements horizontaux du barrage.

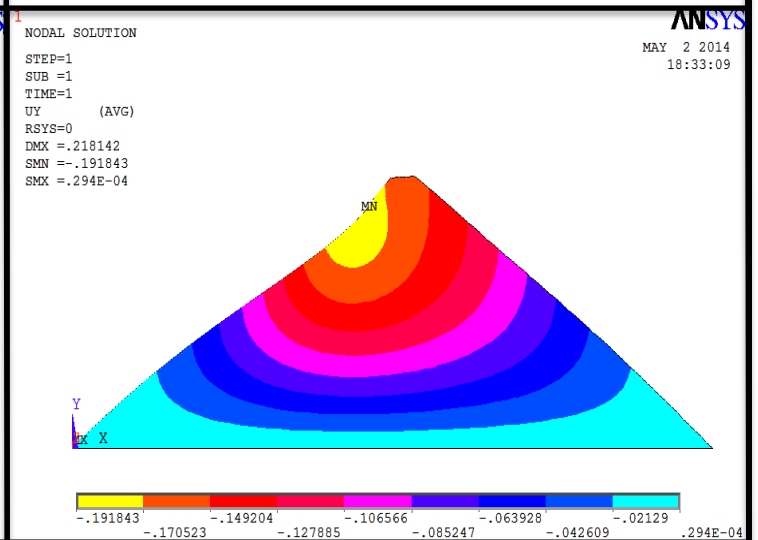


Figure IV.76 : Déplacements verticaux du barrage.

d) Barrage à masque amont en géomembrane

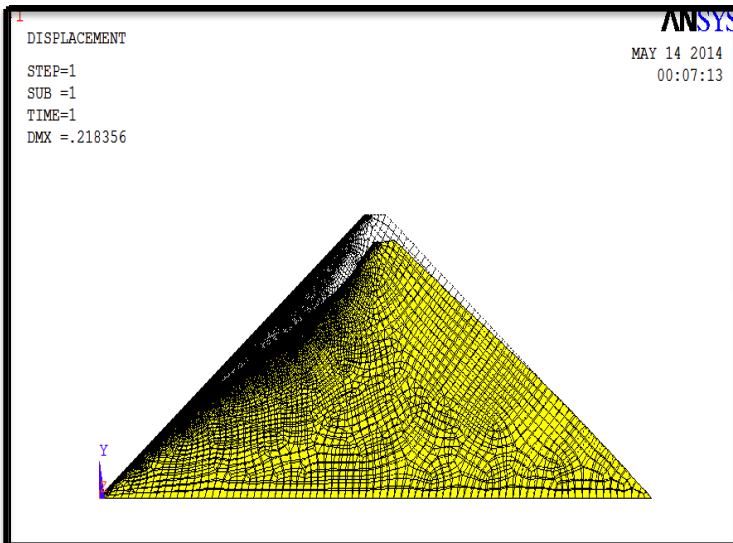


Figure IV.77 : Déformée du maillage.

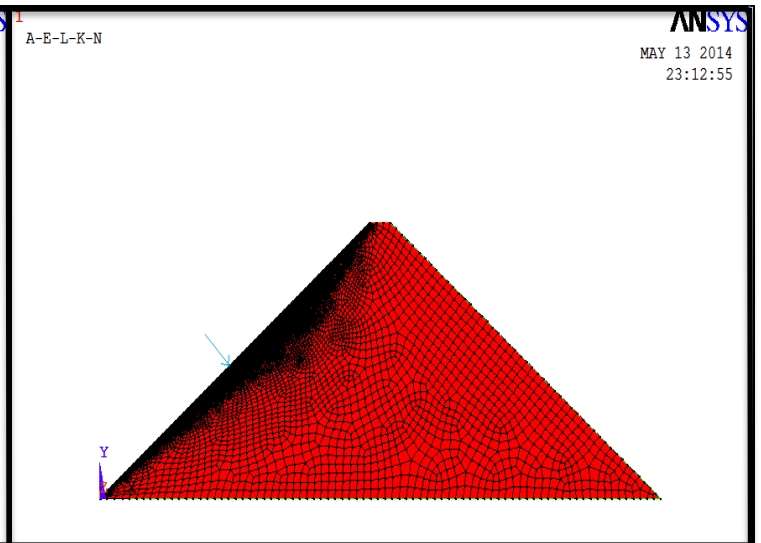


Figure IV.78. Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

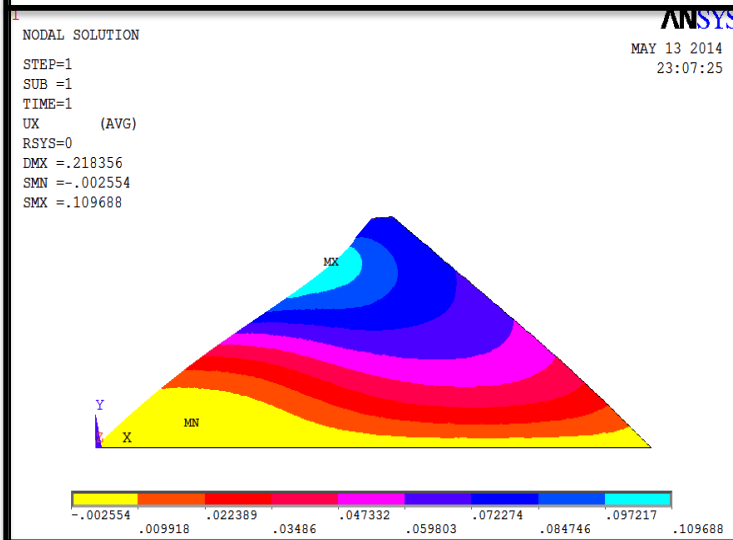


Figure IV.79 : Déplacements horizontaux du barrage.

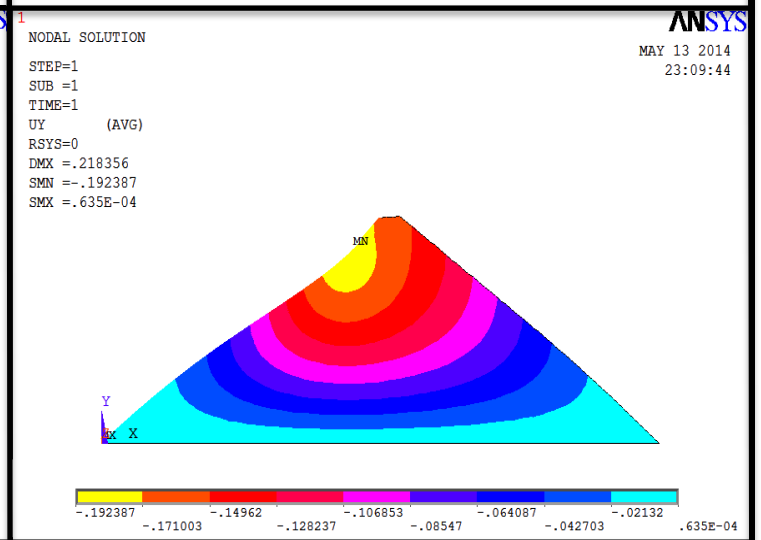


Figure IV.80 : Déplacements verticaux du barrage.

e) Barrage à masque amont en argile

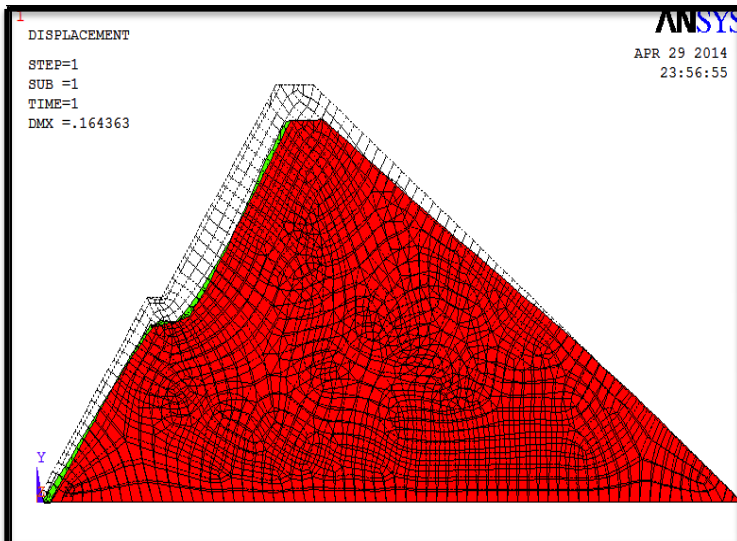


Figure IV.81 : Déformée du maillage.

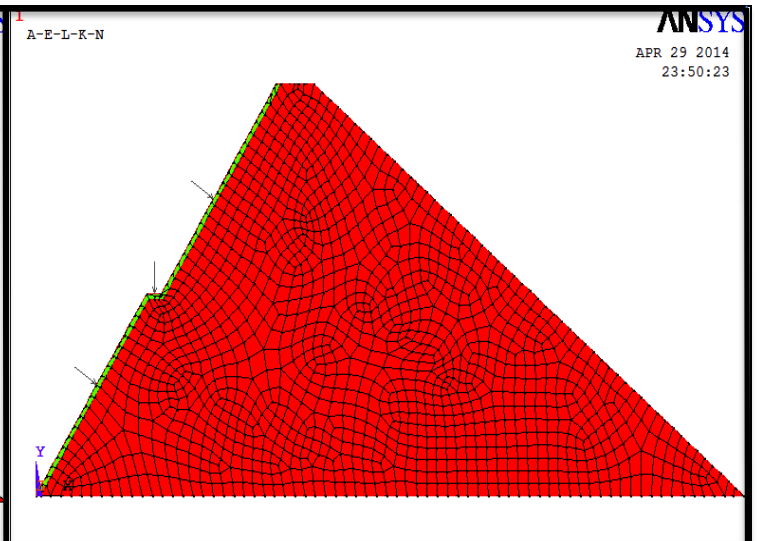


Figure IV.82 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

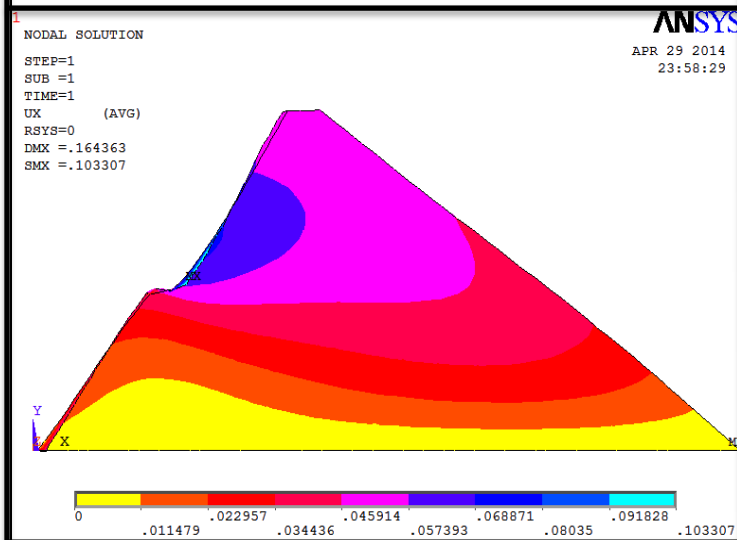


Figure IV.83 : Déplacements horizontaux du barrage.

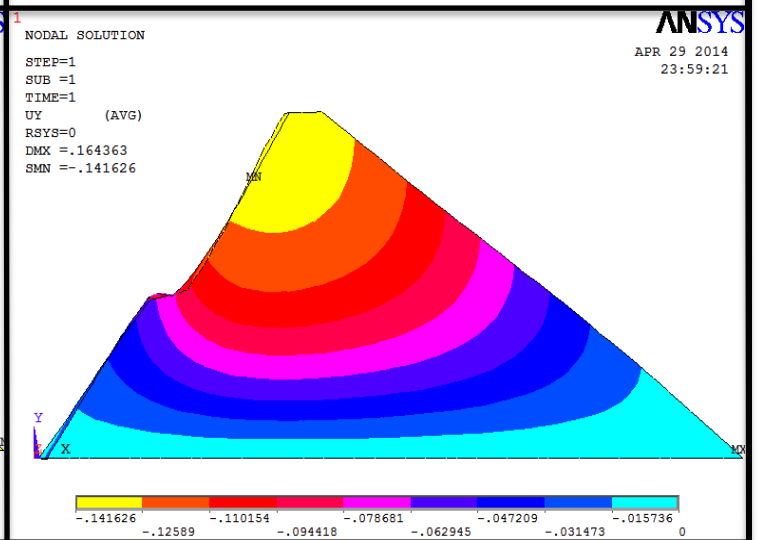


Figure IV.84 : Déplacements verticaux du barrage.

f) Barrage à noyau central en argile

- Noyau large

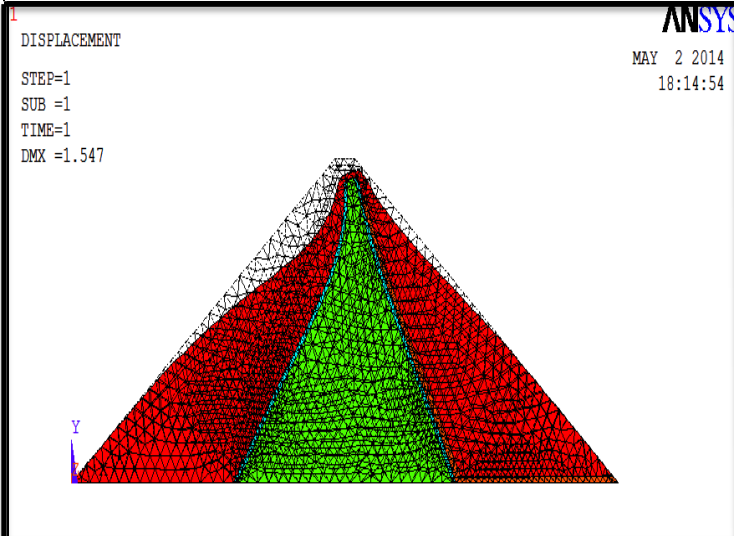


Figure IV.85 : Déformée du maillage.

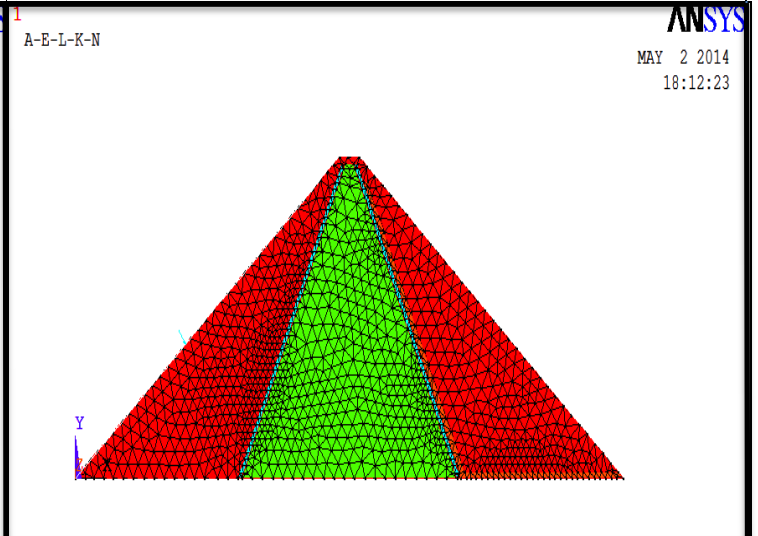


Figure IV.86 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

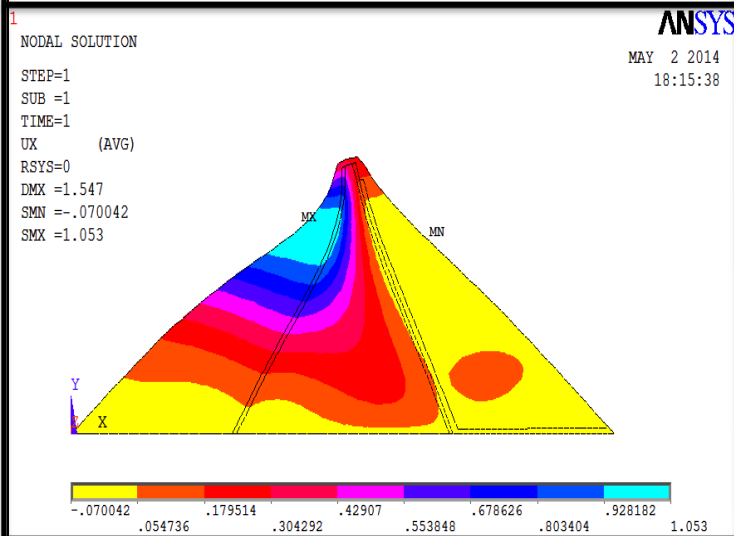


Figure IV.87 : Déplacements horizontaux du barrage.

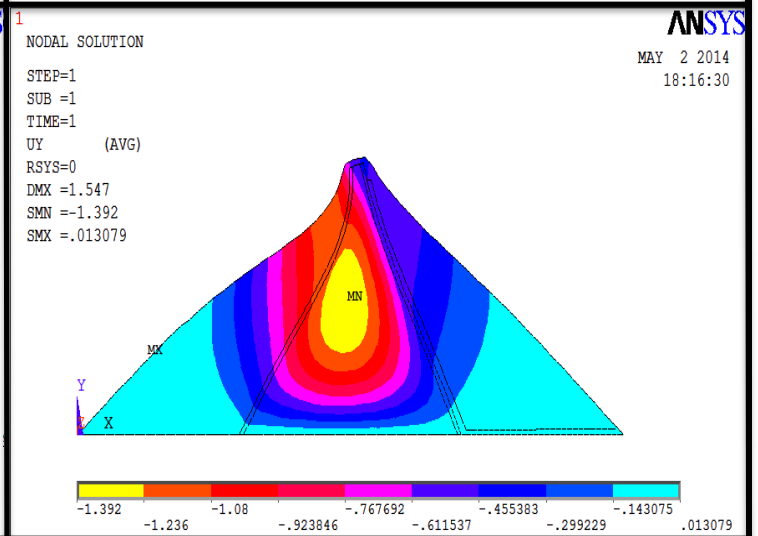


Figure IV.88 : Déplacements verticaux du barrage.

- Noyau mince

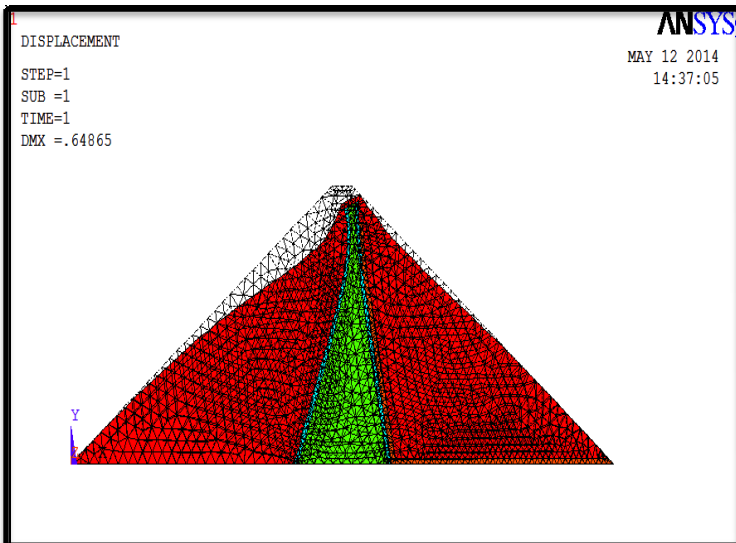


Figure IV.89 : Déformée du maillage.

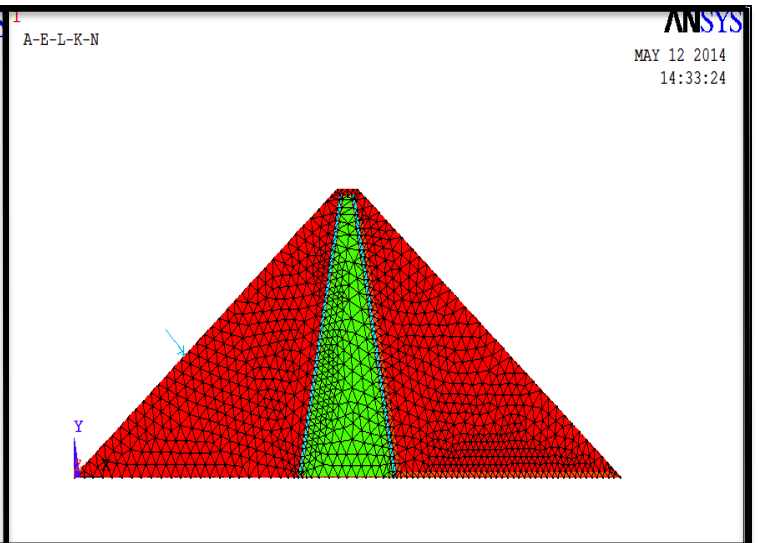


Figure IV.90 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

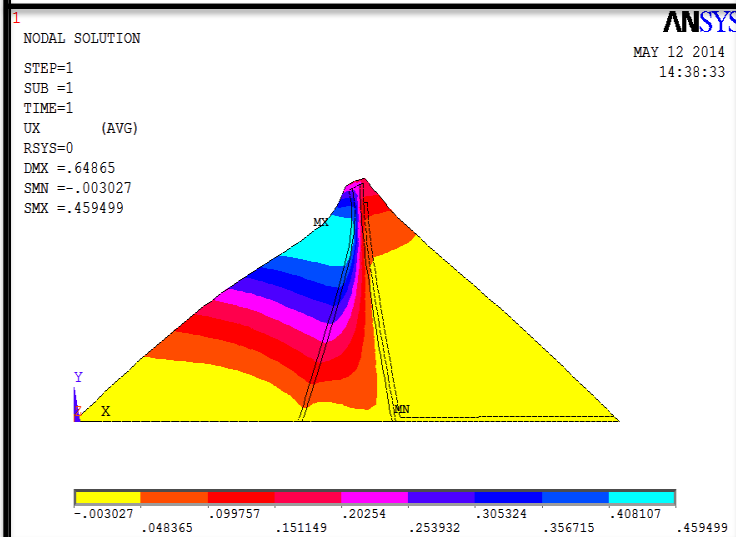


Figure IV.91 : Déplacements horizontaux du barrage.

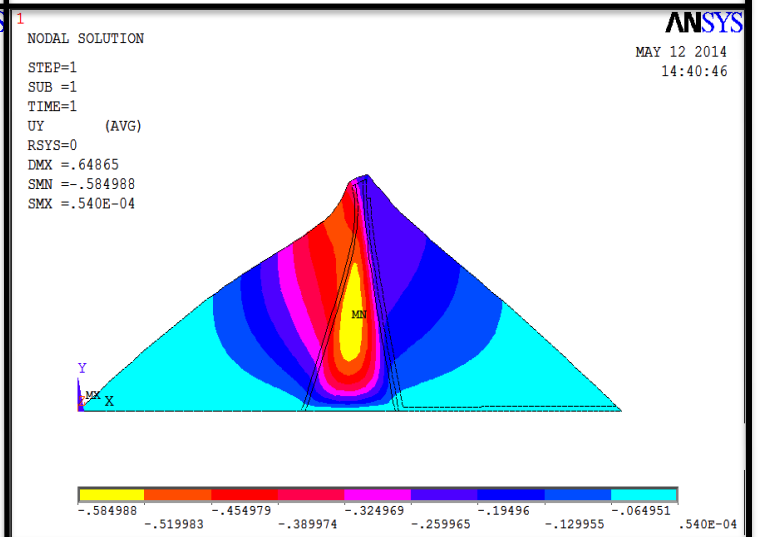


Figure IV.92 : Déplacements verticaux du barrage.

V.2.2. AVEC FONDATION

Pour le cas avec fondation, et pour chaque type d'organe d'étanchéité, les figures de IV.93 à IV.120 schématisent respectivement :

- La déformée du maillage.
- Les tassements du barrage.
- Les déplacements horizontaux du barrage.

- Les déplacements verticaux du barrage.

a) Corps du barrage

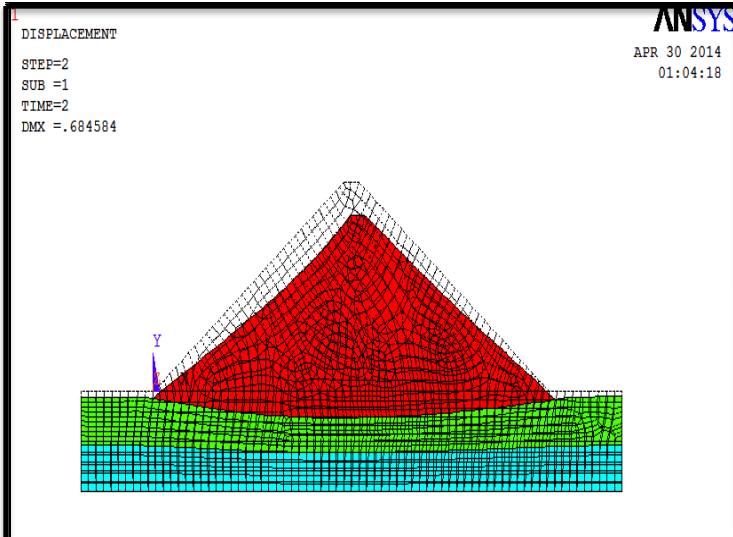


Figure IV.93 : Déformée du maillage.

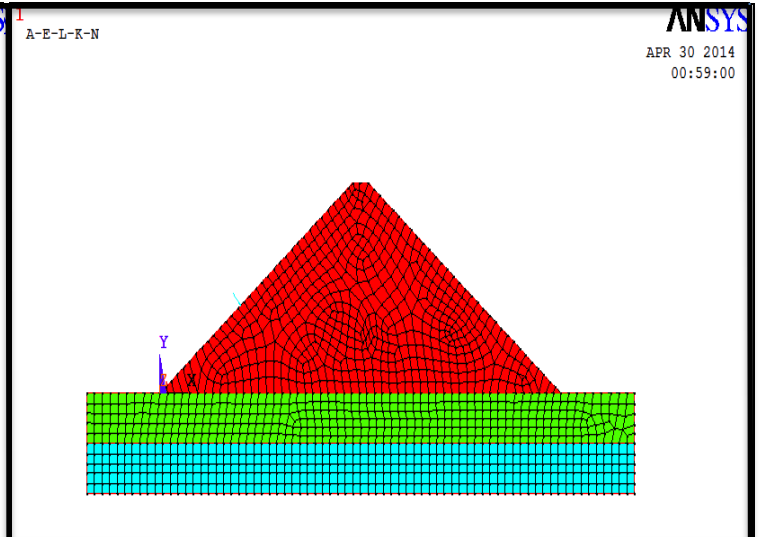


Figure IV.94 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

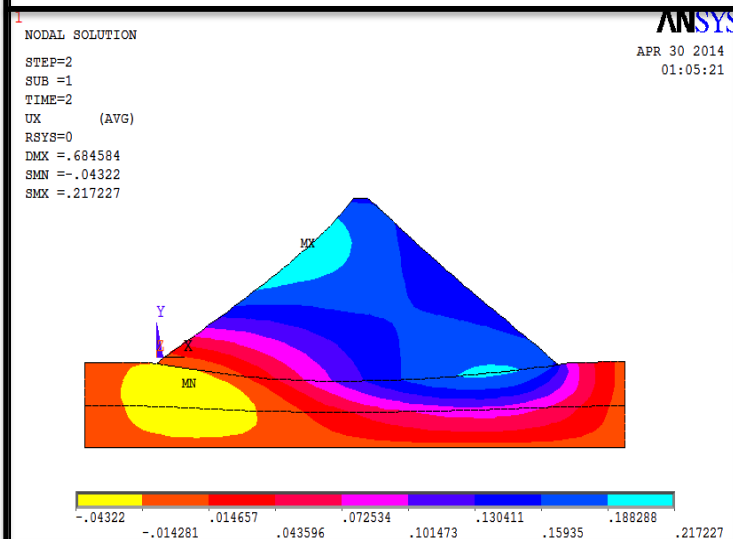


Figure IV.95 : Déplacements horizontaux du barrage.

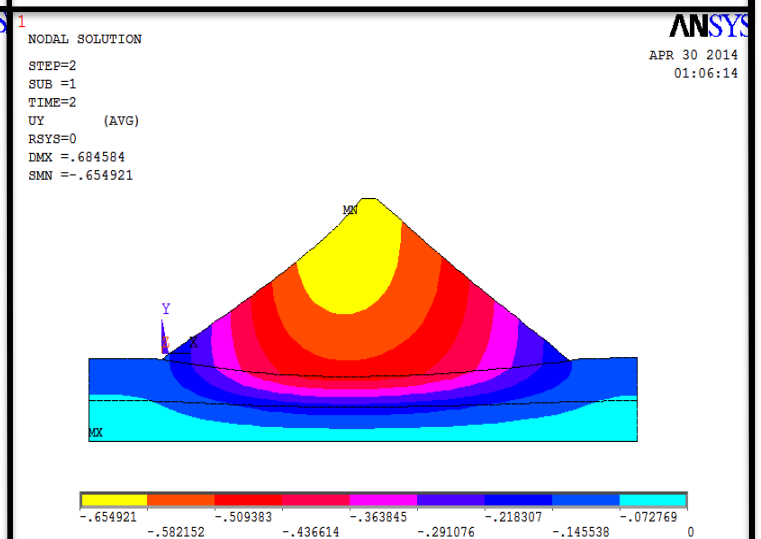


Figure IV.96 : Déplacements verticaux du barrage.

b) Barrage à masque amont en béton

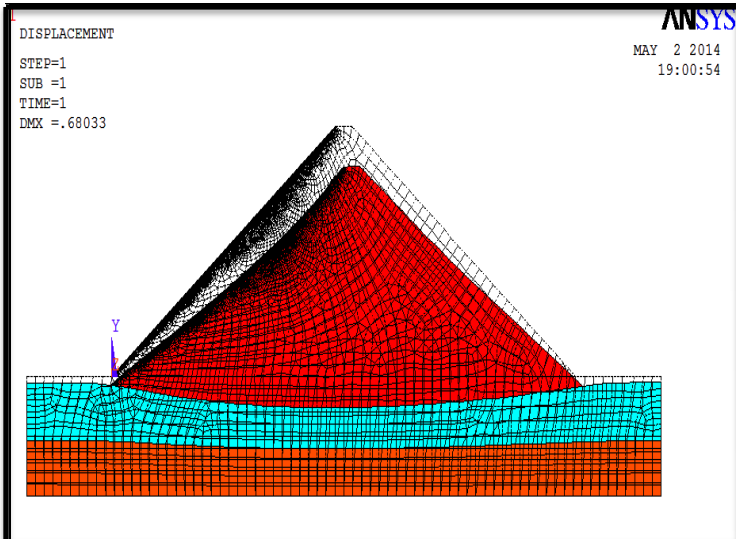


Figure IV.97 : Déformée du maillage.

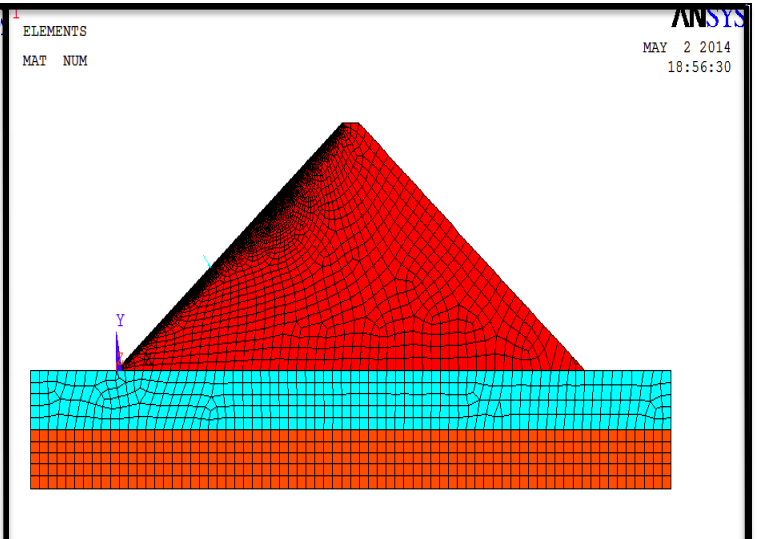


Figure IV.98 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

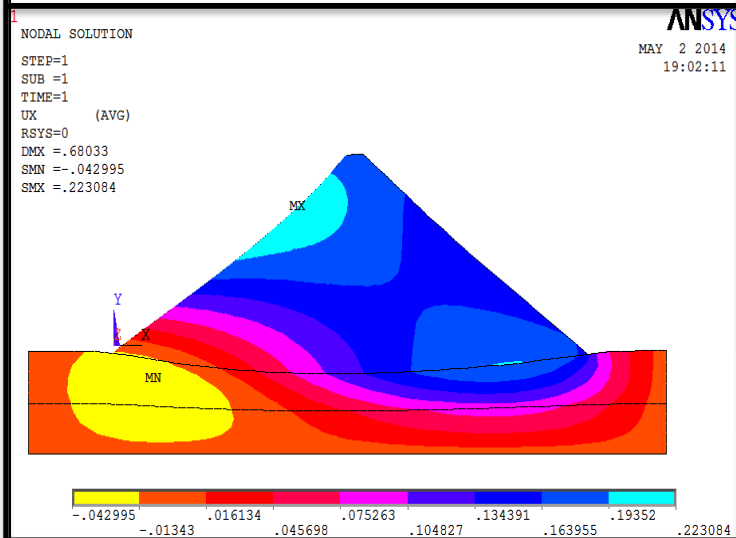


Figure IV.99 : Déplacements horizontaux du barrage.

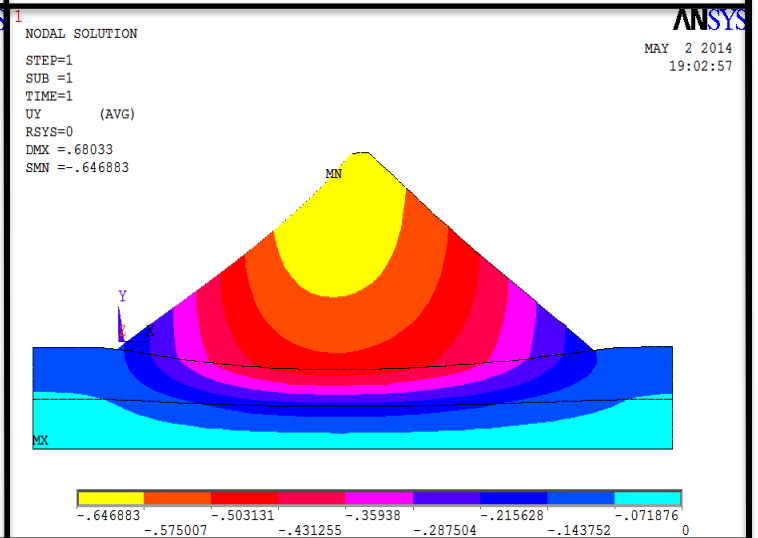


Figure IV.100 : Déplacements verticaux du barrage.

c) Barrage à masque amont en béton bitumineux

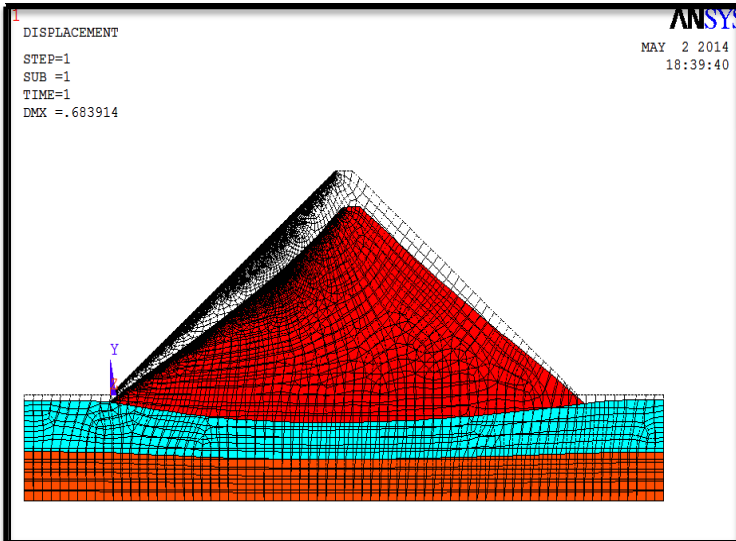


Figure IV.101 : Déformée du maillage.

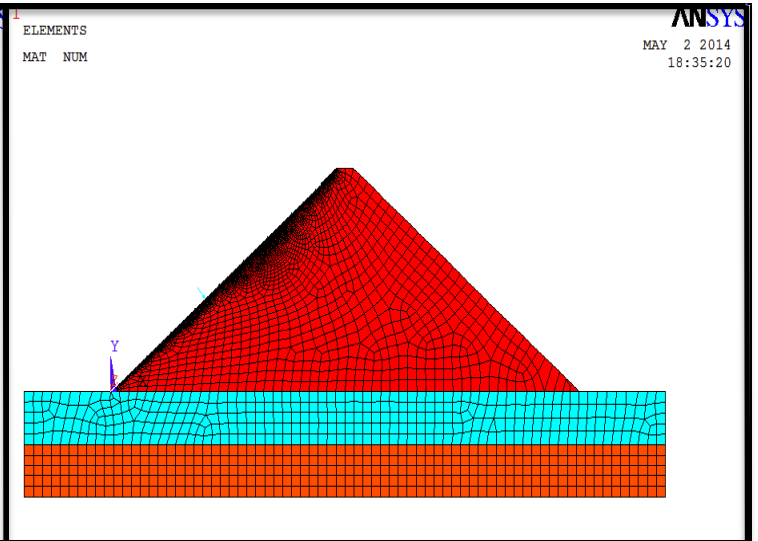


Figure IV.102 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

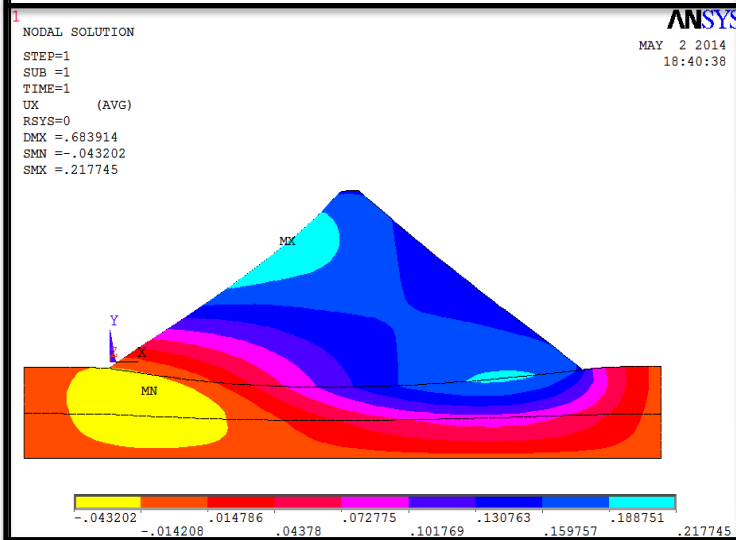


Figure IV.103 : Déplacements horizontaux du barrage.

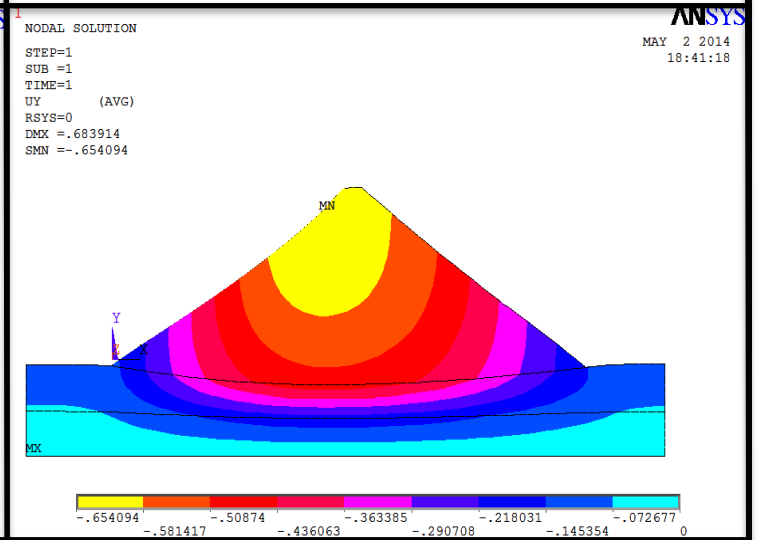


Figure IV.104 : Déplacements verticaux du barrage.

d) Barrage à masque amont en géomembrane

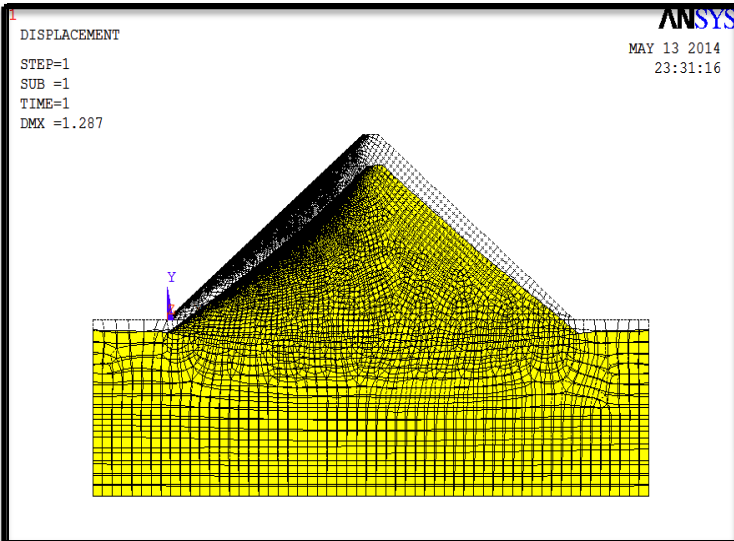


Figure IV.105 : Déformée du maillage.

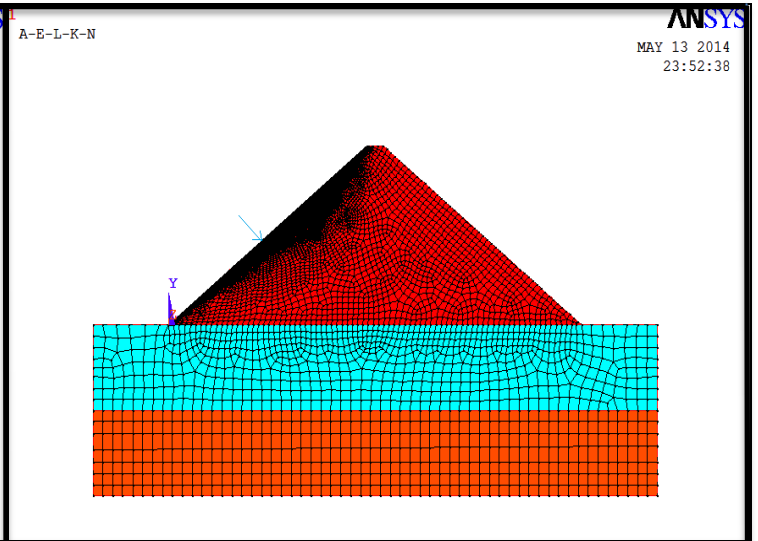


Figure IV.106: Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

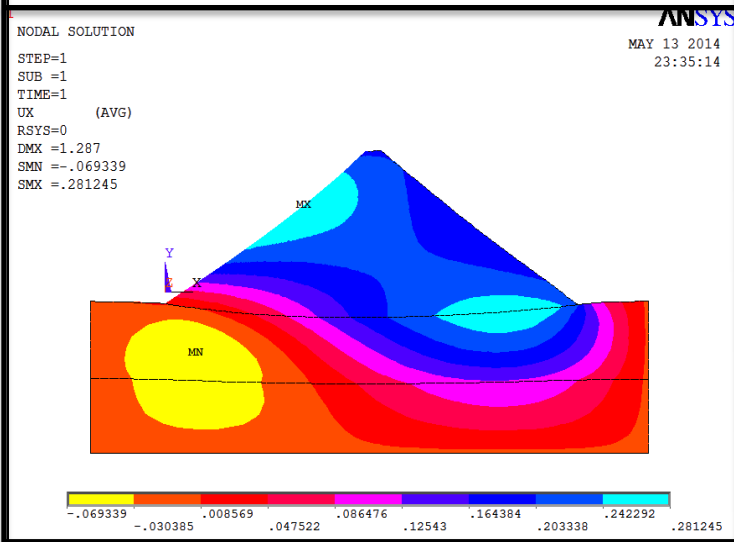


Figure IV.107 : Déplacements horizontaux du barrage.

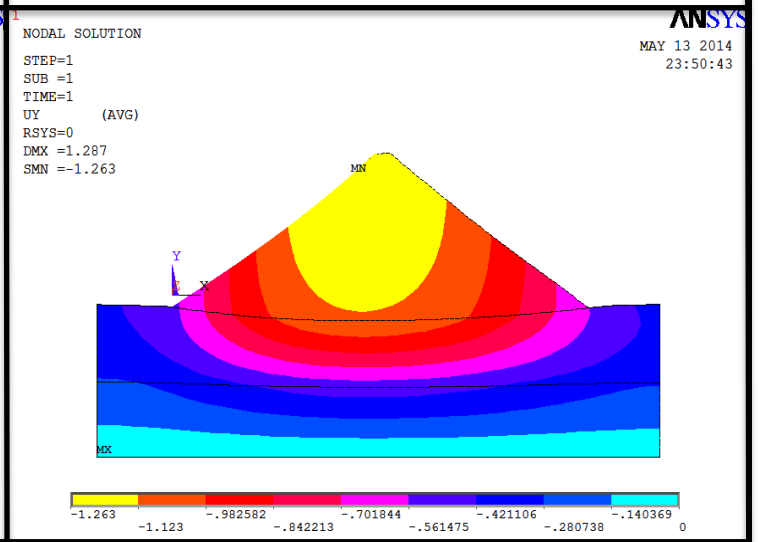


Figure IV.108 : Déplacements verticaux du barrage.

e) Barrage à masque amont en argile

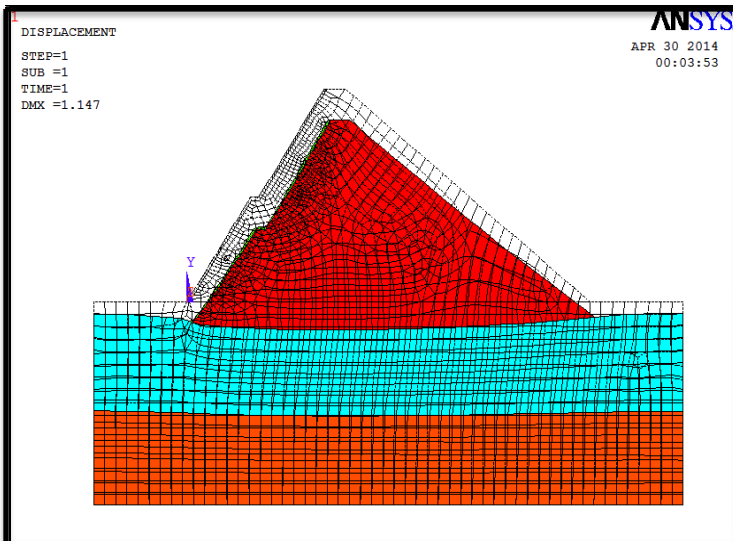


Figure IV.109 : Déformée du maillage.

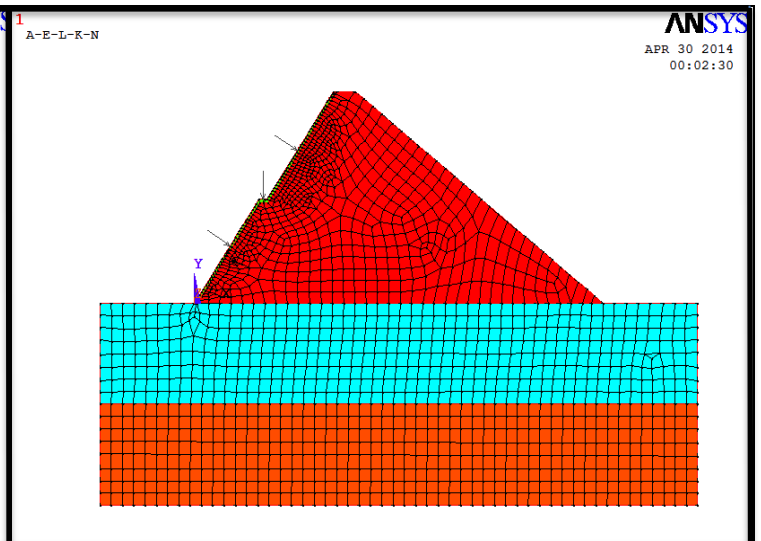


Figure IV.110 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

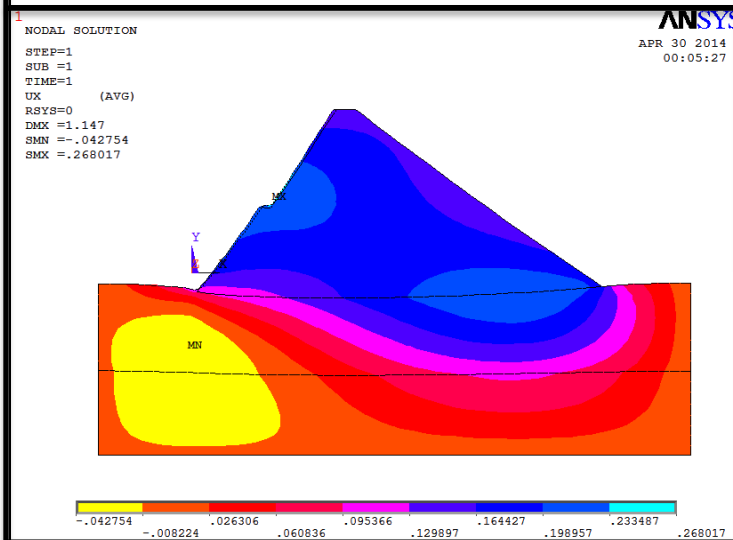


Figure IV.111 : Déplacements horizontaux du barrage.

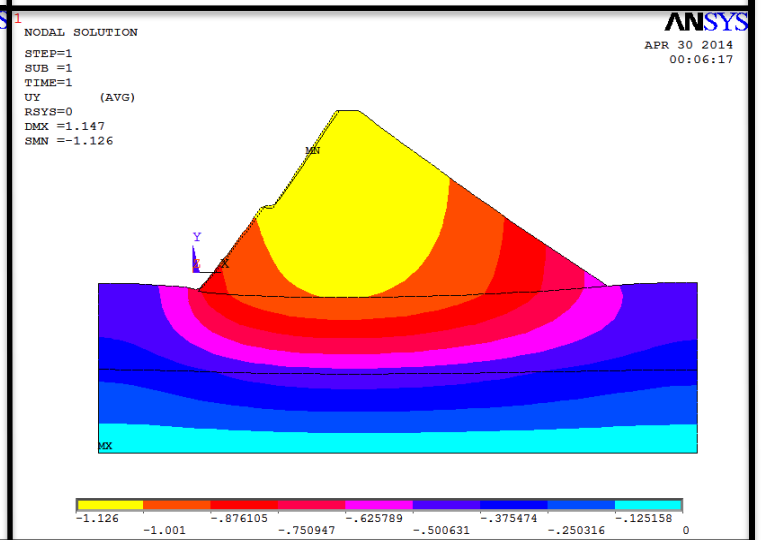


Figure IV.112 : Déplacements verticaux du barrage.

f) Barrage à noyau central

- Noyau large

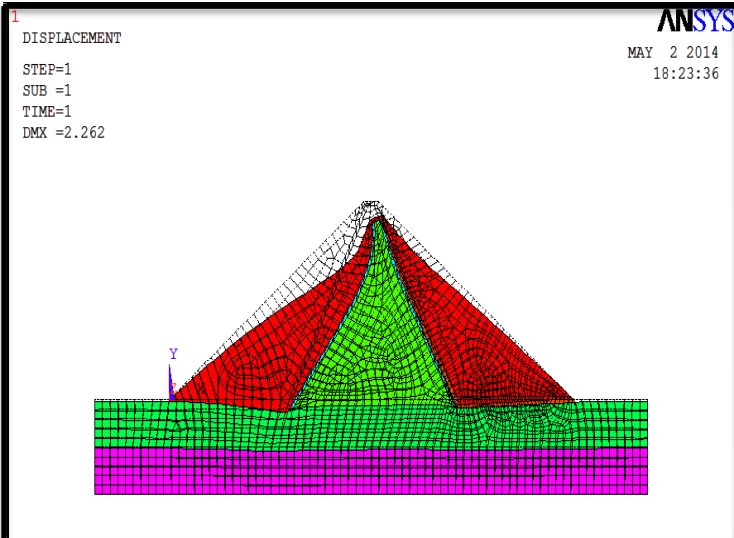


Figure IV.113 : Déformée du maillage.

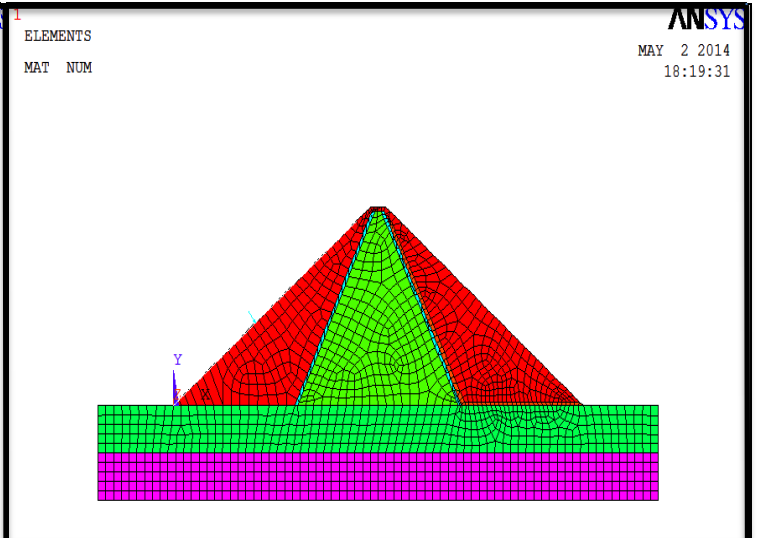


Figure IV.114 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

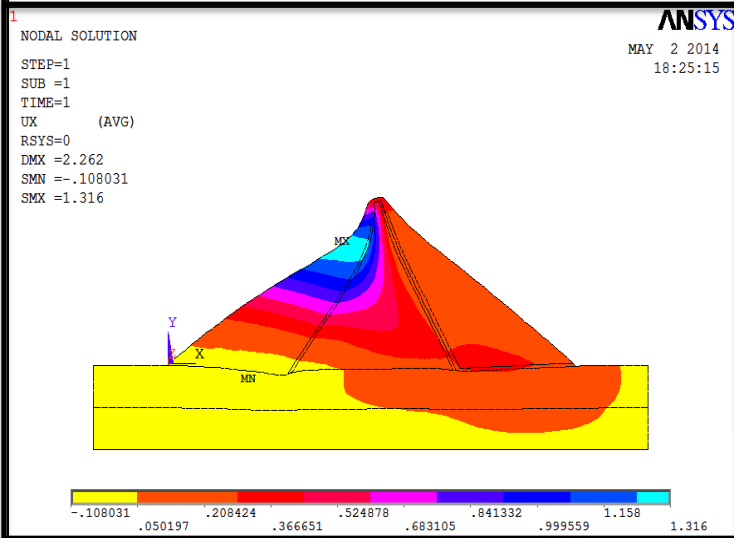


Figure IV.115 : Déplacements horizontaux du barrage.

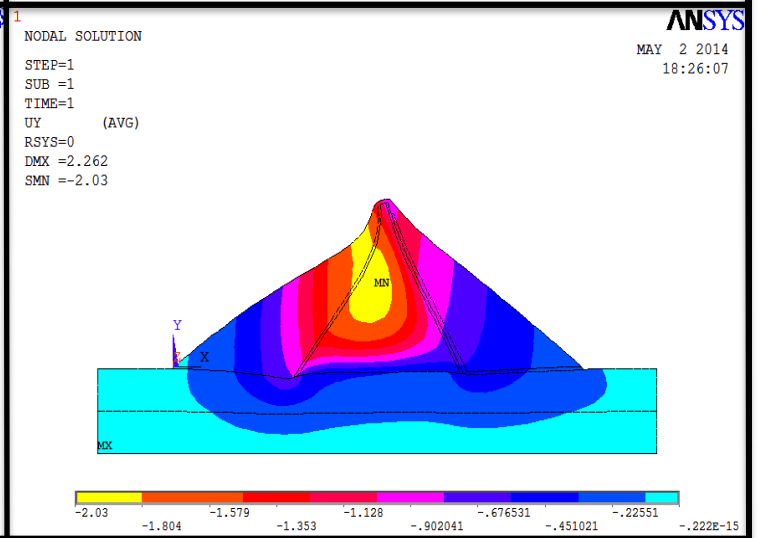


Figure IV.116 : Déplacements verticaux du barrage.

- Noyau mince

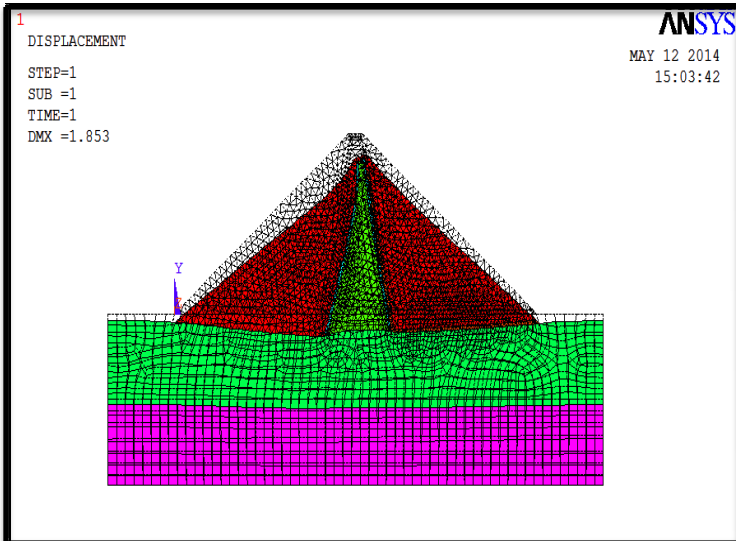


Figure IV.117 : Déformée du maillage.

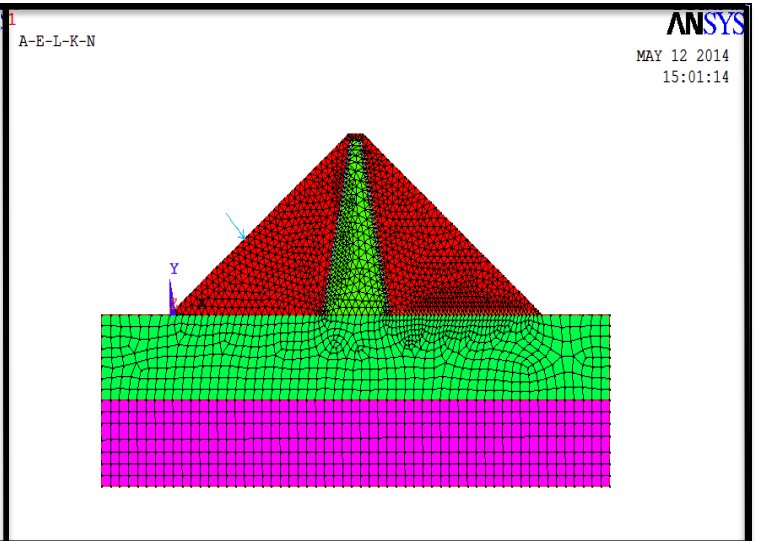


Figure IV.118 : Tassement du barrage en phase de remplissage du lac.

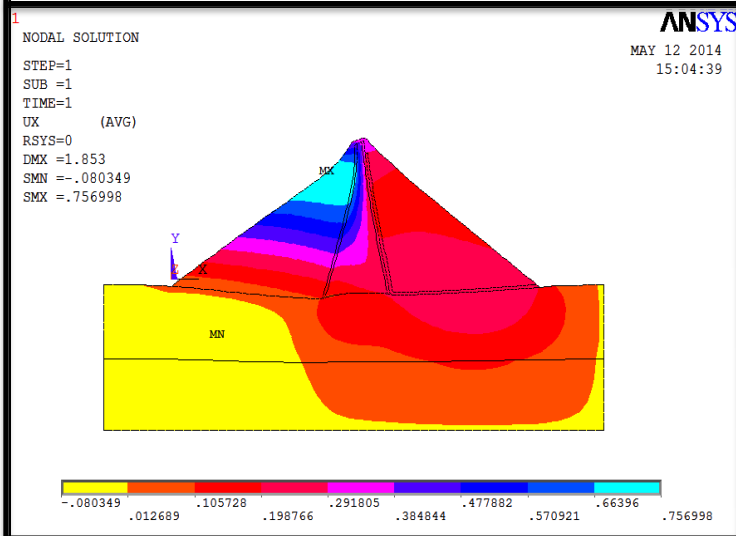


Figure IV.119 : Déplacements horizontaux du barrage.

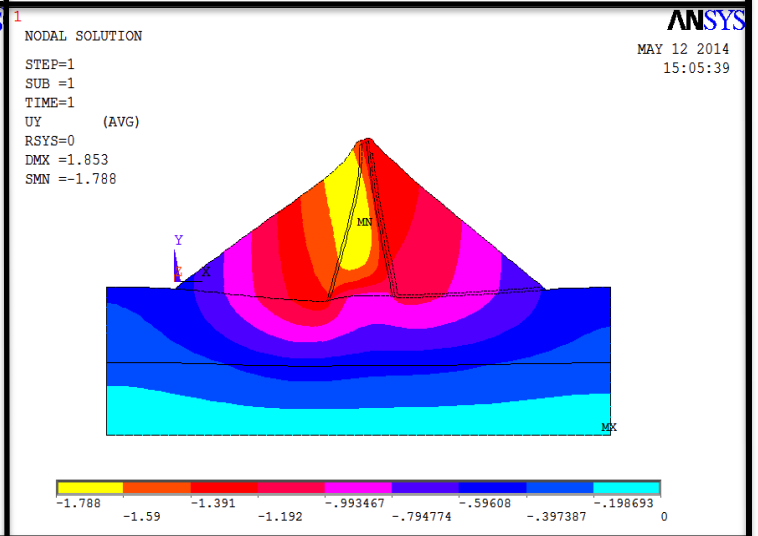


Figure IV.120 : Déplacements verticaux du barrage.

V.3. SYNTHÈSE DES RESULTATS DE LA MODELISATION

Le **tableau IV.3** représente les valeurs des déplacements maximaux pour les différents cas de la modélisation et pour l'ensemble des matériaux constituant le corps du barrage.

Tableau IV.3 : Valeurs des déplacements maximaux au niveau du barrage.

| Cas | DMX (m) | Barrage vide | | Avec remplissage du lac | |
|---|---------|----------------|----------------|-------------------------|----------------|
| | | Sans fondation | Avec fondation | Sans fondation | Avec fondation |
| Corps du barrage | | 0.135677 | 0.531364 | 0.218326 | 0.684584 |
| Barrage à masque amont en béton | | 0.134807 | 0.529177 | 0.217272 | 0.68033 |
| Barrage à masque amont en béton bitumineux | | 0.135568 | 0.531096 | 0.218142 | 0.683914 |
| Barrage à masque amont en géomembrane | | 0.135685 | 1.084 | 0.218356 | 1.287 |
| Barrage à masque amont en argile | | 0.136728 | 1.047 | 0.164363 | 1.147 |
| Barrage à noyau central en argile (noyau large) | | 1.113 | 1.614 | 1.547 | 2.262 |
| Barrage à noyau central en argile (noyau mince) | | 0.475239 | 1.513 | 0.64865 | 1.853 |

Les figures de IV.121 à IV.124 donnent pour chaque conception de l'organe d'étanchéité les déplacements maximaux verticaux.

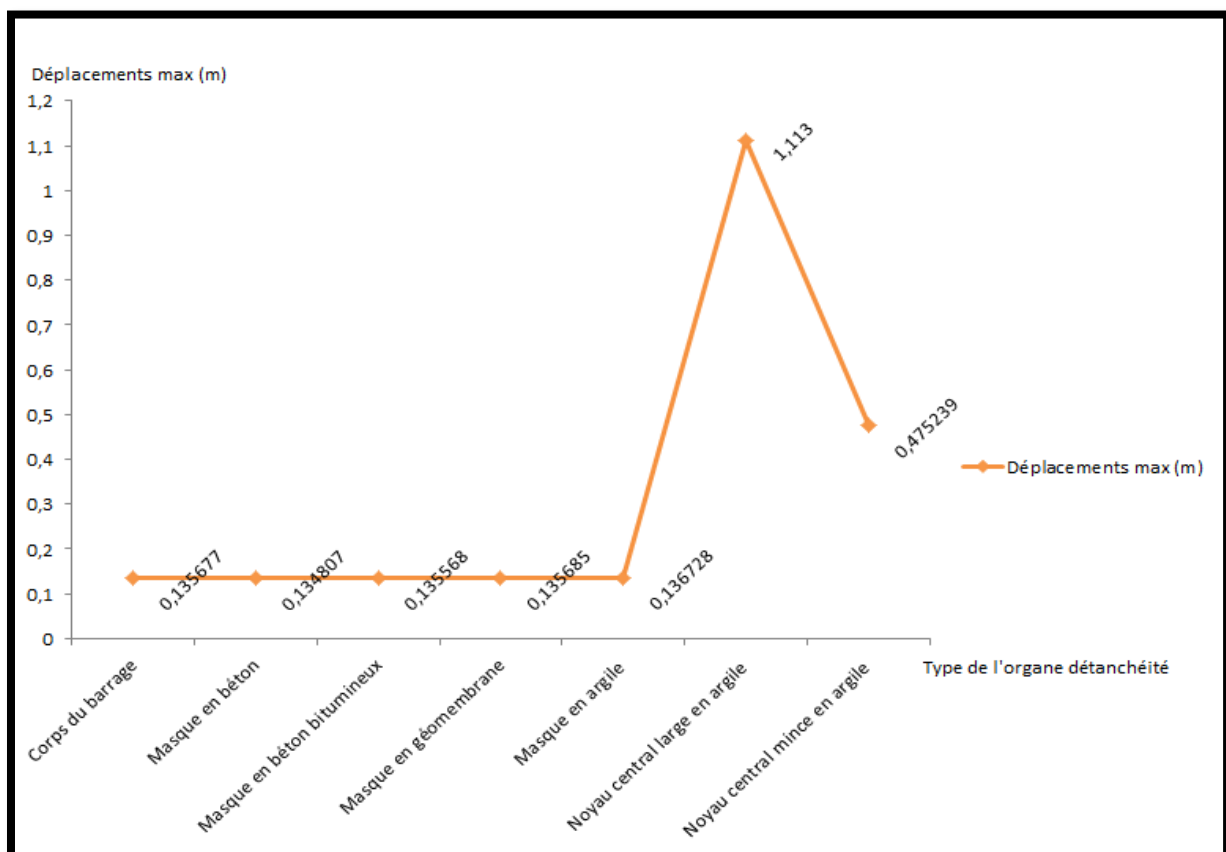


Figure IV.121 : Déplacements maximaux en fonction du type de l'organe d'étanchéité – cas sans fondation – barrage vide.

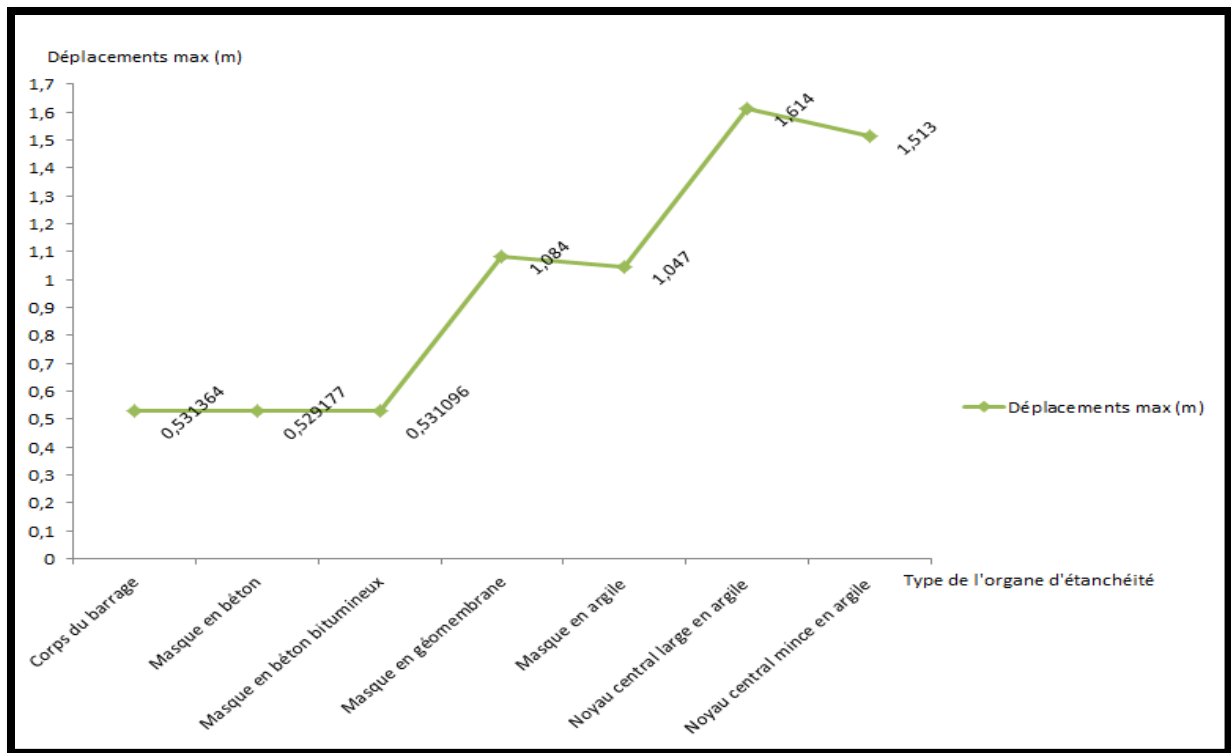


Figure IV.122 : Déplacements maximaux en fonction du type de l'organe d'étanchéité – cas avec fondation – barrage vide.

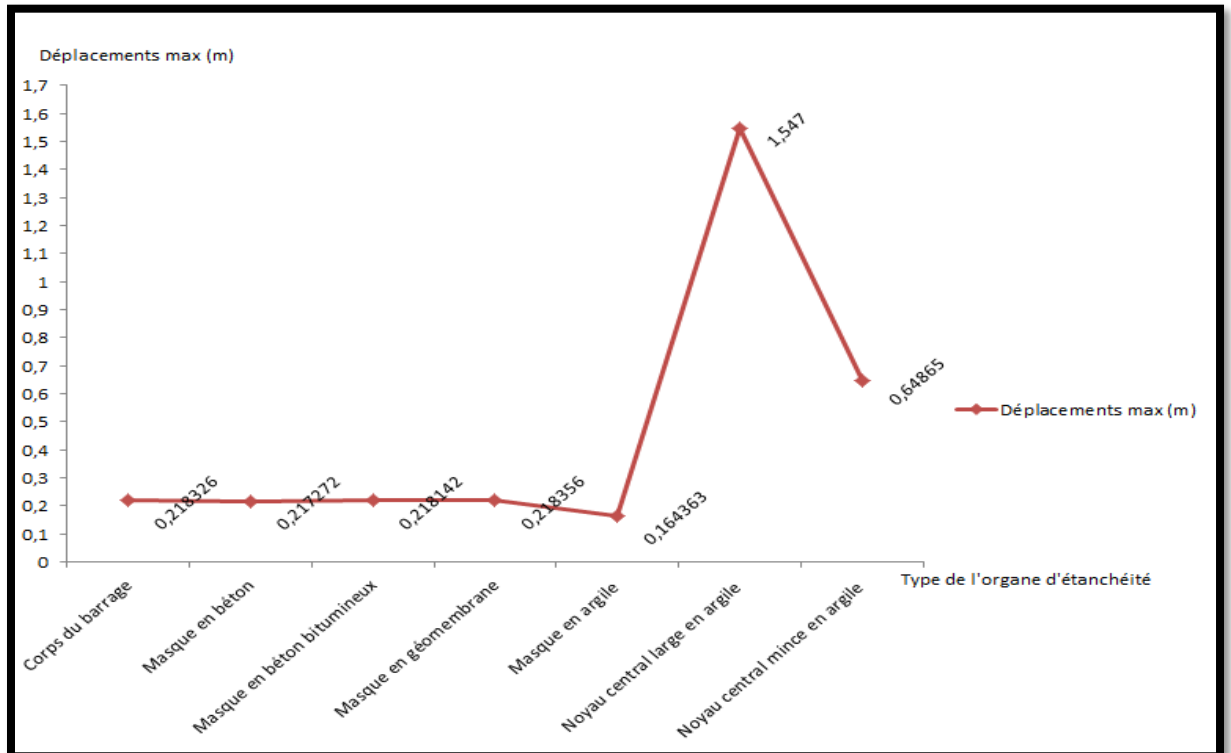


Figure IV.123 : Déplacements maximaux en fonction du type de l'organe d'étanchéité – cas sans fondation – remplissage du lac.

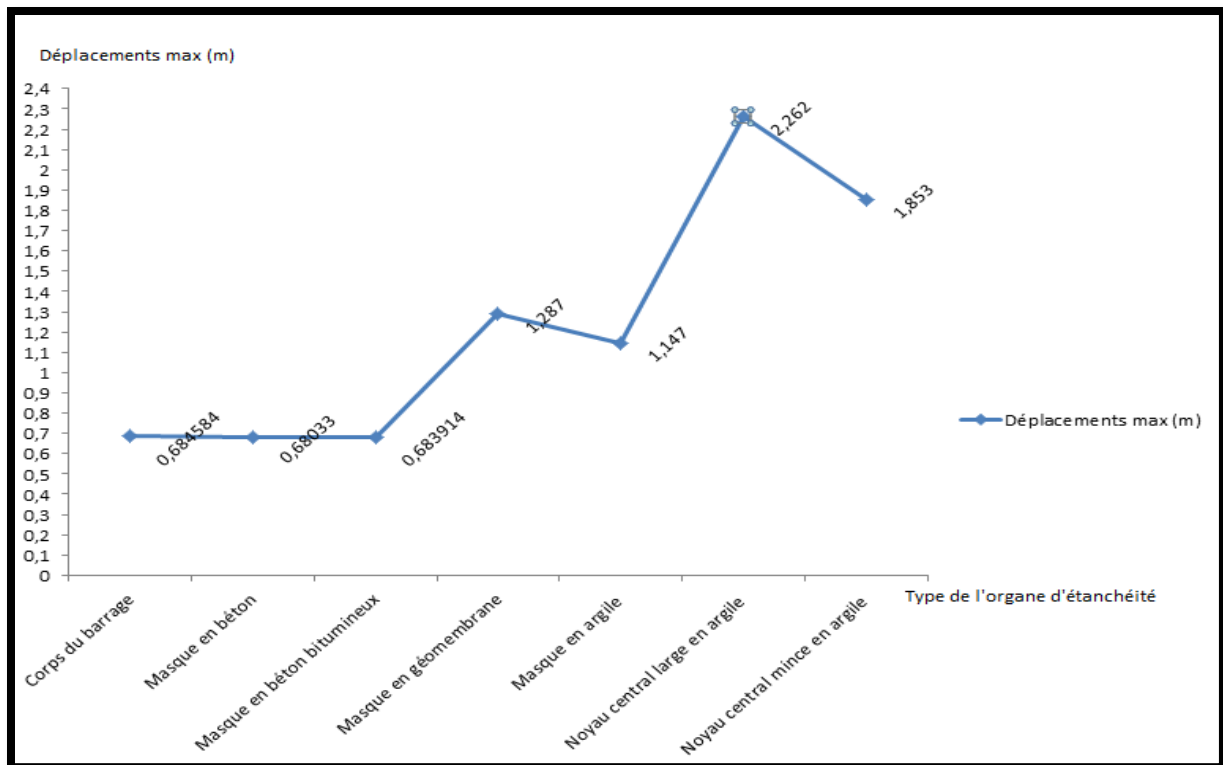


Figure IV.124 : Déplacements maximaux en fonction du type de l'organe d'étanchéité – cas avec fondation – remplissage du lac.

Les **tableaux IV.4 et IV.5** récapitulent respectivement les valeurs des déplacements maximaux au niveau de chaque matériau en phase de construction et en phase de du remplissage du lac. Cette analyse est engagée dans l'optique d'une balance comparative d'une part et de mettre en évidence des déformations différentielles d'autre part.

Tableau IV.4 . Valeurs des déplacements maximaux en mètre au niveau de chaque matériau en phase de construction.

| Cas / Matériaux | | Corps du barrage | | Organe d'étanchéité | | | | Filter | Drain | Fondation | | |
|--------------------------|----------------|----------------------------------|----------|---------------------|------------------|----------|----------|----------|----------|-----------|----------|----------|
| | | enrochement | | Béton | Béton bitumineux | argile | Sable | Gravier | Grès | Marne | | |
| En phase de construction | Sans fondation | Corps du barrage | 0.135677 | | | | | | | | | |
| | | Masque amont en béton | 0.134807 | 0.132657 | | | | | | | | |
| | | Masque amont en béton bitumineux | 0.135568 | | 0.134842 | | | | | | | |
| | | Masque amont en géomembrane | 0.135685 | | | 0.135149 | | | | | | |
| | | Masque amont en argile | 0.134164 | | | | 0.136725 | | | | | |
| | | Noyau central en argile | 0.423283 | | | | 1.113 | 0.697377 | 0.673857 | | | |
| | Avec fondation | Corps du barrage | 0.279627 | | | | 0.475239 | 0.289649 | 0.280246 | | | |
| | | Masque amont en béton | 0.531286 | | | | | | | 0.409667 | 0.169084 | |
| | | Masque amont en argile | 0.529177 | 0.525733 | | | | | | 0.408704 | 0.168529 | |
| | | Masque amont en béton bitumineux | 0.531096 | | 0.53026 | | | | | 0.410101 | 0.169025 | |
| | | Masque amont en géomembrane | 1.08426 | | | 1.08343 | | | | | 0.980423 | 0.44433 |
| | | Masque amont en argile | 1.04442 | | | | 1.047 | | | | 0.941036 | 0.429598 |
| Noyau central en argile | 1.1408 | | | | 1.61436 | 1.16428 | 1.19256 | 1.19256 | 0.527955 | 0.179483 | | |
| Noyau mince | 1.28944 | | | | 1.513 | 1.33148 | 1.30247 | 1.30247 | 1.04456 | 0.437111 | | |

Tableau IV.5 : Valeurs des déplacements maximaux en mètre au niveau de chaque matériau en phase de remplissage du lac.

| Cas | Matériaux | Corps du barrage | | Organe d'étanchéité | | | | Filtre | Drain | Fondation | |
|----------------------------------|-----------|------------------|----------|---------------------|-------------|----------|----------|----------|----------|-----------|----------|
| | | enrochement | Béton | Béton bitumineux | Géomembrane | argile | Sable | | | Gravier | Grès |
| En phase de remplissage du lac | | | | | | | | | | | |
| Sans fondation | | | | | | | | | | | |
| Corps du barrage | | 0.218326 | | | | | | | | | |
| Masque amont en béton | | 0.217272 | 0.188989 | | | | | | | | |
| Masque amont en béton bitumineux | | 0.218142 | | 0.191849 | | | | | | | |
| Masque amont en géomembrane | | 0.218356 | | | 0.169527 | | | | | | |
| Masque amont en argile | | 0.164363 | | | | 0.189139 | | | | | |
| Noyau large | | 1.16612 | | | | 1.547 | 1.17515 | 0.558558 | | | |
| Noyau central en argile | | 0.481335 | | | | 0.64865 | 0.481335 | 0.244374 | | | |
| Corps du barrage | | 0.684584 | | | | | | | 0.477718 | 0.192364 | |
| Masque amont en béton | | 0.68033 | 0.644603 | | | | | | | 0.475522 | 0.191625 |
| Masque amont en béton bitumineux | | 0.683914 | | 0.645482 | | | | | | 0.477536 | 0.192283 |
| Masque amont en géomembrane | | 1.287 | | | 1.25125 | | | | | 1.10428 | 0.485544 |
| Masque amont en argile | | 1.147 | | | | 1.12538 | | | | 1.0053 | 0.453748 |
| Noyau large | | 1.88687 | | | | 2.262 | 1.8853 | 1.07208 | 0.749195 | 0.241414 | |
| Noyau central en argile | | 1.70566 | | | | 1.853 | 1.53129 | 1.28803 | 1.32846 | 0.506405 | |
| Avec fondation | | | | | | | | | | | |

Pour une meilleur analyse des résultats, les figures IV.125 et IV.126 illustrent les déplacements des différents matériaux constituant le barrage et ce pour les deux cas de figure, barrage vide et suite à son remplissage.

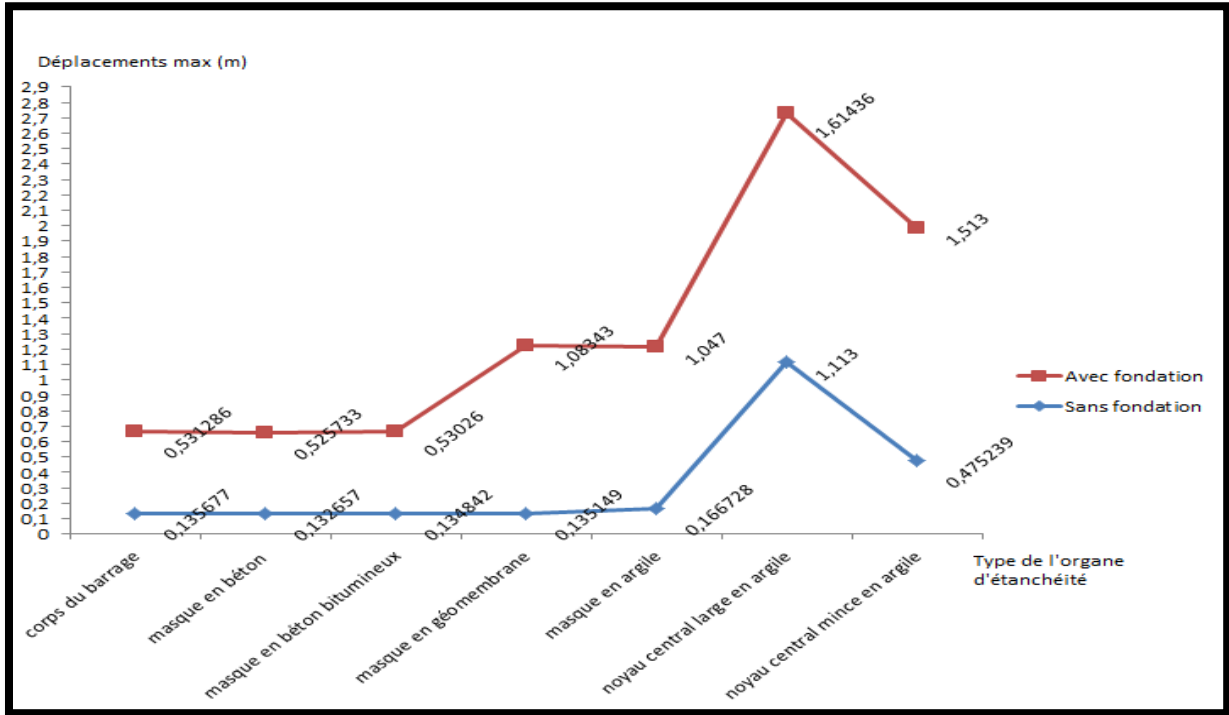


Figure IV.125 : Barrage vide.

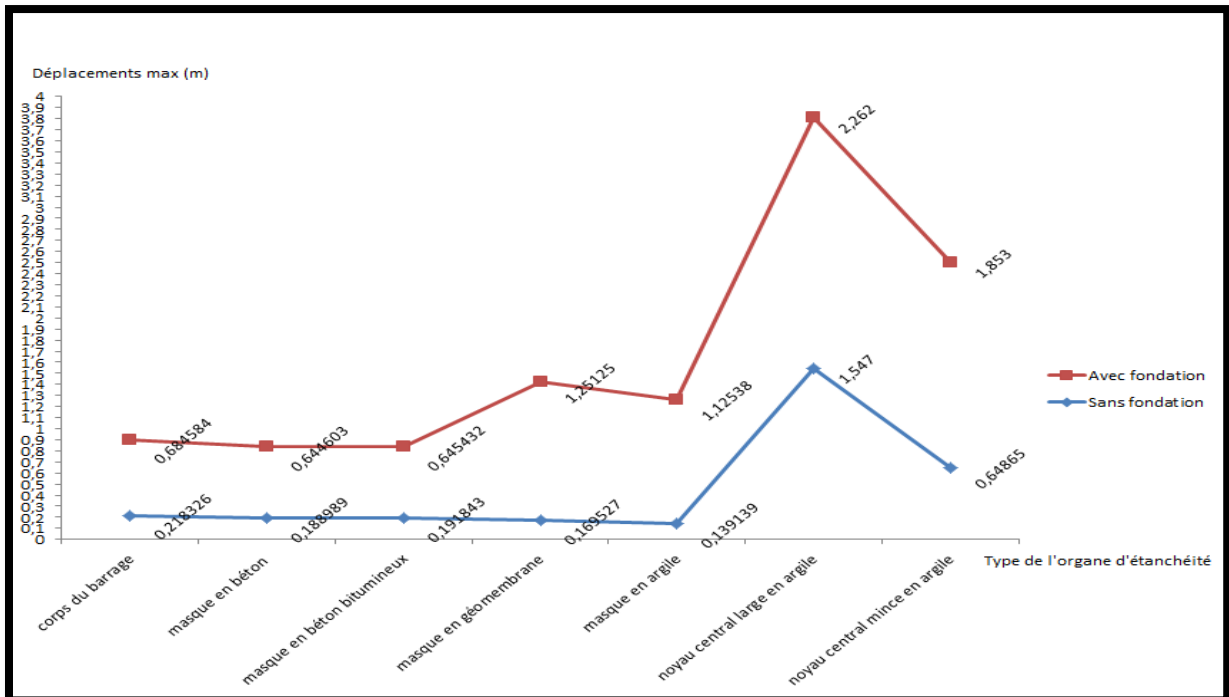


Figure IV.126 : Après remplissage.

CONCLUSION

A travers les résultats de la modélisation, les analyses suivantes sont à signaler :

1. Déformations du corps du barrage

- Les déplacements maximaux dans le corps du barrage sont enregistrés pour la conception du noyau central.
- Pour cette variante de conception, les déplacements maximaux sont enregistrés dans le cas du noyau à base importante (+57% par rapport à la variante noyau mince).
- L'effet des déformations des fondations du barrage ont une grande influence sur les déformations du corps du barrage. En effet, l'incrément sur les déformations atteint 80% sous l'effet des fondations.
- Le remplissage du lac engendre également une évolution significative des déformations.

2. Déformations des organes d'étanchéité

- Il n'est pas enregistré de déformations différentielles entre le corps du barrage et les organes d'étanchéité sauf pour la variante barrage à noyau central où il est enregistré des déformations relatives dépassant les 60% pour ce cas d'absence d'influence des fondations et 30% dans le cas d'influence des déformations des fondations. Cette situation est enregistrée dans le cas du barrage vide. La même situation est enregistrée sous l'influence du remplissage du lac.
- Les déformations des organes d'étanchéité sont plus importantes sous l'effet du remplissage du lac et atteignant 1.25 m dans le cas du masque en géomembrane.

CONCLUSION GENERALE

Les barrages en enrochement constituent une variante assez compétitive dans certaines zones à géologie bien spécifique. L'indisponibilité des matériaux fins étanches, les inconvénients bien connus des barrages poids peuvent motiver le choix de ce type de barrage. Toutefois, les déformations relativement importantes du corps du barrage en liaison avec la nature et du type de son assise ont toujours constitué une préoccupation majeure pour les concepteurs. Le comportement des barrages en enrochement est fortement lié à la nature discrète des matériaux qui le composent. En particulier, les déformations différées semblent liées à des ruptures de blocs au sein de l'ouvrage.

La contribution bibliographique engagée a permis une meilleure compréhension des éléments et critères liés aux thématiques abordées en l'occurrence la conception des barrages en enrochements, la conception de leurs systèmes de maîtrise des écoulements ainsi que le mode de traitement de leurs fondations.

La caractérisation des enrochements destinés à la réalisation de ce type de barrage en terme de caractéristiques, de déformabilité et des essais à effectuer était d'un intérêt capital pour l'analyse du mode et de l'amplitude de leur déformation. Certains aspects liés à leur mode de réalisation ont permis de cerner, par anticipation l'influence de ce paramètre sur les déformations attendues.

La modélisation numérique engagée avec étude de l'influence des déformations des fondations d'assise, de l'influence du remplissage du lac ainsi que l'influence du type de l'organe d'étanchéité conçu a débouché sur une analyse paramétrée des déformations.

Les résultats obtenus ont mis en évidence certains aspects fondamentaux à savoir :

- Effet de contact entre les recharges du barrage et son noyau central en argile engendrant des déformations relativement importantes et différentielles, notamment en phase de réalisation.
- Les déformations des sols de support du barrage (fondation) ont une influence significative sur les déformations du corps du barrage et ses organes d'étanchéité.
- Le remplissage du lac induit des déformations importantes cela peut exiger lors des premières mises en eau de le réaliser en paliers contrôlés.
- Les déformations différentielles entre le corps du barrage et l'organe d'étanchéité sont d'un intérêt capital pour la fonction étanchéité du barrage notamment en ce qui concerne le masque amont en géomembrane (conception souvent adoptée).
- Ces déformations sont accentuées sous l'effet des déformations des fondations. Le choix approprié de l'organe d'étanchéité doit donc s'articuler sur l'ensemble des paramètres de conception.
- Des déformations excessives des masques amont des barrages en enrochements en géomembrane peuvent atteindre le seuil de déchirure et la fonction principale (étanchéité) peut être cependant compromise.

Références bibliographiques

AIREY D.W., 1993: Triaxial testing on naturally cemented carbonate soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol.119 (9): pages 1379-1398.

AL HUSSAINI M., 1983: Effect of particle size and strain on the strength of crushed rock. In 5th *international Conference on Rock Mechanics*, Melbourne, volume E, pages 239-243.

ALONSO E. 2002 : Barrages en remblai. Chapitre IV, Coédition Cemagref Éditions, Engref - Petits Barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi - Comité Français des Grands Barrages - Coordination : Gérard Degoutte - Suivi de l'édition : Camille Cédra. ISBN 2-85362-551-6.

BARTON N., 1976: The shear strength of rock and rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, vol.13: pages 255-279.

BENAZZA. C. & BENARIBA. K., 2013 : étude de conception du barrage sur l'oued Sidi Aissa wilaya de Tessemssilt, Master en Génie civil, Université Abou Bakr Belkaid- Tlemcen.

BIAREZ J. & HICHER P.Y., 1997: Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique des matériaux granulaires. *Revue Française de Génie Civil*, vol.1 (4) : pages 607-631.

BOLTON M.D., 1986: The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, vol.36 (1): pages 65-78.

BONOLLI S. & ANTHINIAC P., Modélisation hydroplastique du premier remplissage d'un barrage en enrochement. Cemagref. Aix-en-Provence. France.

BOUSSAAD A., 1998 : Utilisation optimale du système de positionnement GPS pour les travaux d'auscultation de barrages. Mémoire pour l'obtention du grade de maître ès sciences (M.Sc.). Université Laval.

BRAUNS J. & KAST K., 1991: Laboratory testing and quality control of rockfill-German practice. In *advances in rockfill structures*, pages 195-219, Kluwer.

BROCH E., 1983 : Variation de résistance de roche avec la saturation d'eau, Université de Trondheim, Norway.

CARRERE A., 1994: Barrages *in Techniques de l'Ingénieur*, traité Construction C 5555.

CAZZUFFI D. & AL, 2011 : Emploi des géomembranes dans les barrages, 50 ans de différentes applications dans le monde. Rencontre géosynthétiques 2011.

CHARLES J.A. & WATTS K.S., 1980: The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. *Géotechnique*, vol.30 (4): pages 353–367.

CHEN Y., 2012 : Modélisation du comportement mécanique des grands CFRD, identification des caractéristiques des enrochements et comportement du masque d'étanchéité amont. Thèse de doctorat. L'école centrale de Lyon. France.

CHEN. Y. & FRY J.J. & LAIGLE F., 2012: prédiction du comportement de barrage en enrochement de grande taille à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, EDF-CIH, Le Bourget-du-Lac, Paris, France.

CHRZANOWSKI. A., SZOSTAK-CHRZANOWSKI. A. & MASSIERA. M., 2005: Use of deformation monitoring results in solving geomechanical problems—case studies, Canadian Centre for Geodetic Engineering, University of New Brunswick Fredericton, N.B., Canada E3B 5A3 Faculté d'ingénierie (génie civil), Université' de Moncton, Moncton, Canada E1A 3E9.

Comité Français Des Géosynthétiques, édition de 1991 : Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéité par géomembranes, Fascicule n° 10.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES (CIGB), 2010 : barrages en enrochement avec masque amont en béton, concepts utiles à leur conception et à leur construction, bulletin 141.

CUNDALL P.A. & TRACK O.D.L., 1979: A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*, vol.29 (1) : pages 47–65.

DEDECKER F., 2002–2007 : Stabilité des barrages en enrochement, barrage d'Escoubous (Pyrénées – France), Ecole centrale de Lyon, France, GC-060. ITASCA.

DEGOUTTE G., 2002 : « Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi ». Cemagref éditions.

DELUZARCHE R., 2004 : Modélisation discrète des enrochements, application aux barrages. Thèse de doctorat. L'école centrale de Lyon. France.

FROSSARD E., 1979: Effect of sand grain shape on interparticle friction; indirect measurements by Rowe's dilatancy theory. *Géotechnique*, vol.29 (1): pages 341–350,

GELMAMBET S. & MAFTEI C. & BUTA C., 2007: Analyse du comportement d'un barrage en enrochement à la variation brusque du niveau d'eau dans la retenue. Fascicle of Management and Technological Engineering, Volume VI (XVI). Université d'Ovidius Constanta.

GHORZI. K. & HAFIDI. F. Z., 2013 : compactage des barrages en remblai, Master en Génie Civil, Université Abou Bekr Belkaid- Tlemcen.

GIESECKE J., ROMMEL. M. & SOYEAUX. R., 1991, seepage flow under dams with jointed rock foundation, proceeding, 17th congress on large dams, Vienna.

HABIB. P., 1985 : effet d'échelle et surfaces de glissement, institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux (IFSTTAR), n° d'accession 01268444.

HAMRICHE H., 2013 : Etude de l'évolution de certaines grandeurs physiques d'un barrage en terre (cas du barrage de Koudiet Medaouar). Mémoire de magistère. Université de Hadj Lakhdar de Batna. Algérie.

HERZOG. M., 1993, historische entwicklung der talsperren berechnung, bautechnik 70, 576– 586.

HOBBS D. W., 1964: The tensile strenght of rocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, vol.1: pages 385–396.

JAEGER J. C., 1967: Failure of rocks under tensile conditions. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, vol.4: pages 219–227.

KAOUANE. M., 2010 : analyse des contraintes mécaniques et de la fissuration des éléments en béton armé sous l'effet thermomécanique, mémoire de magister en génie civil, université mouloud Mammeri, Tizi Ouzou.

KARRAY. M., 2012 : Effets de la mise en eau et déformation des ouvrages, ouvrages en terre in cours de génie civil, Université de Sherbrooke, chapitre 5 GCI 735.

KONG. X. & LIU. J., 2002: Dynamic failure numeric simulations of model concrete-faced rock-fill dam, School of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116023, People's Republic of China.

LAOUEDJ. S., 2013 : analyse des déformations des barrages à noyau centrale, Mémoire pour l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil Option Infrastructure de Base et Géotechnique, Faculté de Technologie, Université AbouBakr Belkaid, Tlemcen.

LIN. C.T. & AMADEI. B. & JUNG. J. & DWEYR. J., 1996: extensions of discontinuous deformation analysis for jointed rock masses, Department of Civil Engineering, University of Colorado, Boulder CO 80309, U.S.A.

LORET. B., 1982: Modelization of sand behavior over a wide stress range. International Symposium on numerical Models in Geomechanics, Zurich, 100–108.

MAALEL K. & HAFSIA Z., 2012 : Ouvrages hydrauliques. Polycopie du cours. Université de Tunis El Manar. Tunisie.

MAHFOUD J. : Communication sur les barrages collinaires, centre national de documentation, royaume du Maroc, N° d'ordre 9332, 90–1515.

MALFI A. & KOLLI A., 2012 : Infiltration dans les barrages en terre et influence des dispositifs de drainage. Mémoire d'ingénieur. Université Abou-Bekr Belkaïd, Tlemcen, Algérie.

MARSAL. R.J., 1973: Mechanical properties of rockfill. Embankment Dam Engineering – (Casagrande Volume). John Wiley and Sons (Eds), New York, 109–200.

MASSIERA M. & AL, 2006 : Comportement des barrages en enrochement avec masque amont en béton de ciment fondés sur des alluvions granulaires. Congrès annuel de la société canadienne de génie civil. Canada.

MCDOWELL G.R. & BOLTON M.R., 1998. On the micromechanics of crushable aggregates. *Géotechnique*, vol.48 (5): pages 667-679.

NIETO GAMBOA C. J., 2011: Mechanical behavior of rockfill materials application to concrete faces rockfill dams. Thèse de doctorat. École central des arts et manufactures école central Paris. France.

NOBARI. E. & DUNCAN. J., 1972: Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rock fill dams. International Report N°.TE-72-1. University of California, 1-186.

OURGHI. F. F., 1998: étude d'un petit barrage en remblais, Mémoire d'ingénieur en génie civil, Opt: aménagement hydraulique, Université d'aboubekr Belkaid Tlemcen, cote : ing gc 624.1.187/03.

PINTO. N. L. S. & MARQUES. F. P. L., 1998. Estimating the maximum face deflection in CFRDs, *The International Journal on Hydropower & Dams*, Issue 6, 1998: 28-31.

PINTO. N. L. S., MARQUES. F. P. L. & MAURER. E., 1985: Foz do areia dam -design, construction and behavior. In *Symposium on Concrete Face RockDams - Design, Construction and Performance*, ASCE, pages 173{191}.

REEVES M. J., 1985: Rock surface roughness and frictional strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, Vol (25): pages 429-442.

ROESSINGER. F., 1946 : barrages, irrigations et houille blanche en Algérie, *Bulletin de la société Neuchâteloise de géographie* [p. 1-10].

ROUISSAT. B., 2014 : cours en 1ere année master hydraulique, faculté des sciences, université Aboubekr Belkaid -Tlemcen.

ROWE P.W., 1969: The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear. *Géotechnique*, vol.19 (1): pages 75-86.

SAHYOUN. W., 2011 : Modélisation et Caractérisation linéaire et non-linéaire des filtres RF en technologie BAW et CRF et méthode pseudo temporel de test industriel, doctorat en optiques et radiofréquences, université de Grenoble, France.

SCHLEISS A. J. & POUGATSCH H., 2011 : « LES BARRAGES : Du projet à la mise en service ». Lausanne : presse polytechniques et universitaires romandes. Vol (17).

SILVANI C., 2007: Une modélisation discrète du comportement mécanique des enrochements. Thèse de doctorat. Université de Provence Aix-Marseille I. France.

TCHOUMKAN L. A. N., 2010: "Détection de fuite dans les barrages en remblai par la methode de polarisation spontanée et par tomographie électrique – cas de la jonction de deux barrages en remblai ». université de Montréal.

TOURNIER J.P., 2010 : Concrete face rockfill dams. Commission Internationale des Grands Barrages. Bulletin 141.

TRAN. T. H., 2006 : Analyse et modélisation du vieillissement des barrages en enrochement par une approche micromécanique. Thèse de doctorat. Ecole centrale de Lyon. France.

VARLET. H., 1966: Barrage réservoirs (tome III). Barrage en terre et en enrochements. Paris.

VERDUGO. R. & ISHIHARA. K., 1996: the steady state of sandy soils, Japanese geotechnical society, soils and foundations A, vol. 36, n' 2, pp. 81-91 [bibl.: 24 ref.].

Webographie

www.glissquizz73.fr/sites/default/files/barrages1.pdf.

CHAPITRE I :

LES BARRAGES EN ENROCHEMENTS

CHAPITRE II :
MATERIAUX DESTINES A LA
REALISATION DES BARRAGES EN
ENROCHEMENTS

CHAPITRE III :

ANALYSE DES DEFORMATIONS DES
BARRAGES EN ENROCHEMENTS

CHAPITRE IV :
ANALYSE DES DEFORMATIONS DES
BARRAGES EN ENROCHEMENTS
PAR LA MODELISATION