

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI, TIZI-OUZOU

FACULTÉ DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



THÈSE DE DOCTORAT SCIENCES

Filière : Génie-Civil

Spécialité : Génie-Civil

Présentée par :

CHEBOUT SAMYA

**Analyse numérique du comportement des sols soumis aux séismes : Application
au barrage de Keddara.**

Devant le jury d'examen composé de :

M ^f . Bachir Melbouci	Professeur	UMMTO	Président
M ^f . Ramdane Bahar	Professeur	USTHB	Rapporteur
M ^f . Eric Vincens	Professeur	ECL	Co- Rapporteur
M ^f . Mohamed Kadri	Professeur	UMBB	Examineur
M ^{me} . Farah Lazzali	Professeur	UMBB	Examinatrice
M ^{me} . Samia Louadj	MCA	UMMTO	Examinatrice

Année universitaire : 2022/2023

Remerciements

Je tiens à remercier mes directeurs Ramdane Bahar, Professeur à l'Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene Bab Ezzouar, d'avoir proposé et dirigé mon sujet de thèse et Eric Vincens, Professeur à l'Ecole Centrale de Lyon, pour m'avoir accueilli au sein du laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes pendant mon détachement à l'Ecole Centrale de Lyon,

Mes remerciements s'adressent au professeur Bachir Melbouci d'avoir accepté de présider le jury d'examen de cette thèse.

Toute ma gratitude va aux professeurs Mohammed Kadri, professeur Farrah Lazzali tous les deux de l'Université M'hamed Bougara Boumerdes et Samia Louadj Maître de conférences de l'Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou qui ont bien voulu accepter d'être examinateurs de ce travail.

Je désire remercier également tous mes collègues et tous mes amis pour leur entente, leur entraide, leur compréhension, leur encouragement, leur patience et surtout leur prière, leur humour et les différents échanges instructifs et fructueux qui ont rendu cette expérience agréable à vivre.

Je remercie Monsieur Bouchair de ANBT pour les documents qui l'a mis à ma disposition.

J'adresse mes profonds remerciements à ma très chère famille, et plus précisément à mes chers parents et à ma très chère tante et sa famille qui n'ont jamais cessé de m'encourager, de me soutenir et de croire en mes capacités, et qui de ce fait m'ont permis d'arriver jusque-là.

Résumé

L'analyse du comportement statique et dynamique des barrages en remblai est un processus complexe, dans lequel le comportement des matériaux, l'interaction sol-fondation du barrage, les conditions hydrauliques et les effets de saturation doivent être pris en compte. Dans cette étude, l'analyse statique et dynamique du barrage en enrochement de Keddara, situé dans la région de Boumerdes (Algérie), est menée par une analyse numérique utilisant la méthode des différences finies (FLAC 3D), avec l'objectif de définir son comportement en termes de tassement, déformation et variation de la pression interstitielle, lors de sa construction et de son exploitation. Deux étapes sont envisagées ; la phase de construction du barrage et la phase de mise en eau. Deux modèles mathématiques sont considérés pour l'analyse statique ; le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb. Pour effectuer une analyse dynamique couplée, l'enregistrement du séisme de Boumerdes 2003 est utilisé et l'interaction entre les phases fluide et solide est prise en compte. Dans l'analyse dynamique, le signal sismique est appliqué dans la direction (longitudinale), puis dans les trois autres directions. Deux niveaux de remplissage en eau ont été considérés ; 50 et 100 %. Cette procédure nous a permis d'étudier ; (i) l'effet de la direction du signal, et (ii) l'effet du niveau de remplissage d'eau dans le barrage, sur la réponse sismique en termes de déplacements, déformations, contraintes et pressions. Le modèle numérique reproduit bien le comportement global du barrage sous l'action du séisme. De plus, le déplacement maximal, l'accélération et la pression interstitielle restent non significatifs pour produire une instabilité du barrage.

Mots clés

Barrage en enrochement, Keddara, Modélisation, Flac^{3D}, analyse statique, analyse dynamique.

Abstract

Static and dynamic behavior analysis of embankment dams is a complex process, in which the materials behavior, soil-dam foundation interaction, hydraulic conditions and saturation effects, should be taken into account. In this study, static and dynamic analysis of Keddara rockfill dam, located in Boumerdes region (Algeria), is conducted by a numerical analysis using finite difference method (FLAC 3D), with the objective to define its behavior in terms of settlement, deformation and pore pressure variation, during its construction and operation. Two stages are considered; the dam construction stage and water filling stage. In this way,

two mathematical models are considered for the static analysis; the elastic model and Mohr-Coulomb model. To conduct a coupled dynamic analysis, the Boumerdes 2003 earthquake record is used and the interaction between the fluid and solid phases is taken into account. The seismic signal is applied in one direction (longitudinal), then in the three directions. Two levels of water filling were considered; 50 and 100%. This procedure will allow us to study; (i) the effect of the signal direction, and (ii) the effect of the water filling level in the dam, on the seismic response in terms of displacements, deformations, stresses and pressures. The numerical model reproduces well the overall behaviour of the dam under earthquake action. In addition, maximum displacement, acceleration and pore pressure remain not significant to produce instability of the dam.

Table des matières

Résumé	1
Liste des figures	3
Liste des tableaux	4
Liste des notations	4
Introduction générale	1
Chapitre I : Synthèse bibliographique sur les barrages en terre les méthodes d'analyse	3
I.1. Introduction	3
I.2. Les barrages en terre	4
I.2.1 Types des barrages en terre	4
I.2.1.1 Barrage homogène	4
I.2.1.2 Barrage à masque amont	5
I.2.1.3 Barrage à noyau	5
I.3. Comportement sismique des barrages en terre	6
I.3.1. Causes de ruptures des barrages	6
I.3.2. Ruptures des barrages en terre occasionnées par un séisme	6
I.3.2.1. Rupture par liquéfaction	7
I.3.2.2. Rupture par des fissures longitudinales et transversales	7
I.3.2.3. Rupture par un glissement du talus du barrage	8
I.3.2.4. Rupture par érosion interne	8
I.3.2.5. Rupture par érosion externe	8
I.3.2.6. Rupture totale	8
I.3.3. Cas historiques de ruptures observées	8
I.4. Notions sur les séismes et paramètres des mouvements sismiques	12
I.4.1. Paramètres des mouvements sismiques	12
a) Spectre de Fourier	13
b) Spectre de réponse $S_a(T)$	13
c) Période de vibration (T)	13
d) Période prédominante (T_p)	13
e) Durée	13
I.4.2. Estimation de la magnitude	13
I.4.3. Intensité Macrosismique	14
I.4.4. Sismicité de l'Algérie	15
I.4.4.1. Séisme de Boumerdes	16
I.5. Propriétés dynamiques des sols	16
I.5.1. Module de cisaillement maximal (G_{max}) et Vitesse de cisaillement (V_s)	16
I.5.2. Relation contrainte-déformation	19
I.5.3. Amortissement	20
I.5.4. Courbe de réduction du module G et du taux d'amortissement	20
I.5.5. Effets 3-D de la géométrie du canyon sur le comportement des barrages en terre	21
I.6. Modèles de comportement pour les sols	23
I.6.1. Elasticité	23
I.6.2. Elastoplasticité	25
I.6.3. Hypoplasticité	26
I.6.4. Présentation du modèle de Mohr-Coulomb	26
I.7. Analyse des barrages en remblais	27
I.7.1. Les procédures d'analyse simplifiées	28
I.7.1.1. La méthode Pseudo-statique	28
I.7.1.2. Méthode des déplacements permanents	29
La méthode de Newmark (1965)	29

La méthode de Makdisi-Seed (1977)	30
I.7.2. Méthodes empiriques.....	31
I.7.2.1 Méthode du Bureau (1985, 1987)	31
I.7.2.2. Méthode de Swaisgood (1995, 1998)	32
I.7.3. Analyses linéaire équivalente.....	32
I.7.4. Analyse non-linéaire.....	33
I.8. Présentation du logiciel FLAC 3D.....	34
Chapitre II : Description du barrage de Keddara.....	36
II.1. Introduction.....	36
II.2. Localisation.....	36
II.3. Topographie.....	36
II.4. Caractéristiques principales du barrage.....	38
II.4.1. Aperçu sommaire des ouvrages de l'aménagement.....	38
II.4.2. Caractéristiques principales du barrage.....	38
II.5. Etude géologique du site et hydrogéologie.....	40
II.5.1. Géologie.....	40
Lithologie des roches de fondation.....	40
II.5.2. Hydrogéologie.....	41
II.6. Caractéristiques géotechniques du site.....	41
Caractéristiques des matériaux.....	42
II.7. Auscultation du barrage.....	43
II.7.1. Dispositifs d'auscultation.....	43
II.7.2. Analyse des tassements.....	44
II.8. Instrumentation et signaux sismiques enregistrés.....	46
II.8.1. Instrumentation.....	46
II.8.2. Signaux sismiques.....	46
II.9. Conclusion.....	48
Chapitre III : Analyse statique du barrage.....	49
III.1. Introduction.....	49
III.2. Procédures de modélisation.....	49
III.2.1. Le maillage.....	49
III.2.2. Lois de comportements.....	51
III.2.3. Les interfaces.....	52
III.2.4. Conditions aux limites.....	54
III.2.5. Recherche d'un état d'équilibre en conditions statiques.....	55
III.3. Démarche et choix des modèles.....	55
III.4. Résultats et discussions.....	56
III.4.1. Phase de la construction.....	56
• Déplacements verticaux : Tassements.....	56
• Déplacements horizontaux suivant XX et YY.....	56
• Contraintes.....	60
• Déformations.....	64
III.4.2. Après mise en eau.....	68
• Déplacements verticaux (tassements) et horizontaux suivant (XX) et (YY).....	69
• Contraintes.....	73
• Déformation.....	77
• Pressions interstitielles.....	81
III.4.3. Comparaison des tassements avec les résultats d'auscultation.....	82
III.5. Conclusion	83
Chapitre IV : Analyse dynamique du barrage.....	84
IV.1. Introduction	84
IV.2. Analyse dynamique	84
IV.3. Définition des conditions aux limites.....	86
IV.4. Amortissement.....	86

IV.5. Réponse d'analyse dynamique.....	86
IV.5.1. Effet de l'application du séisme dans une seule direction horizontale.....	86
• Les déplacements horizontaux et verticaux.....	86
• Les contraintes	88
• Les déformations.....	89
• Les pressions interstitielle.....	90
• L'accélération.....	90
IV.5.2. Effet de l'application du signal sismique dans les trois directions avec prise en compte du niveau d'eau.....	91
• Déplacements verticaux et horizontaux.....	91
• Contraintes.....	95
• Déformations.....	99
Les pressions interstitielles.....	104
• Les accélérations.....	105
IV.6. Conclusion.....	109
Conclusion général.....	110

Liste des figures

Figure 1.1. (a) Barrage en terre homogène, (b) Barrage à masque amont, (c) Barrage en terre à noyau.....	5
Figure 1.2. (a) Rupture par des fissures longitudinales, (b) Rupture par des fissures transversale due au tassement différentiel, (c) Rupture par glissement.....	7
Figure 1.3. Rupture par glissement du barrage inférieur de San Fernando (1971)	10
Figure 1.4. Rupture totale du Barrage Sheffield après le séisme de Santa Barbara, 1925.....	11
Figure 1.5. Tassement dans le barrage de Los Angeles durant le séisme de Northridge, 1994.....	11
Figure 1.6. Rupture du barrage en terre de Teton (Idaho) en (1976)	12
Figure 1.7. Sismicité de l'Algérie depuis 1973 à 2003 (source USGS)	15
Figure 1.8. Structures actives dans régions d'Alger et de la Kabylie et caractéristiques du séisme de Boumerdes, 21 mai 2003.....	16
Figure 1.9. Valeurs de K_{2max} pour le barrage Oroville et d'autres sols (Seed et al. 1979).....	17
Figure 1.10. Variation du module de cisaillement en fonction de $z/3$ d'après Gazetas 1981, 1982, 1987).....	18
Figure 1.11. a) Réponse du sol lors d'un chargement cyclique – courbe effort-déformation, b) courbe de réduction du module, c) courbe de l'amortissement.....	19
Figure 1.12. Taux d'amortissement pour les sables (Seed, Wong et al. 1986).....	21
Figure 1.13. Effet de la géométrie du canyon sur la période fondamentale et les hautes périodes naturelles.....	22
Figure 1.14. Effet de la forme du canyon sur la fonction d'amplification au centre de la crête (Gazetas, 1985, 1987).....	23
Figure 1.15. a) Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales, b) Modélisation d'un essai triaxial de compression.....	27
Figure 1.16. Principe de l'analyse pseudo-statique.....	29
Figure 1.17. Schéma illustrant la méthode de Newmark. (a) Accélération en fonction du temps ; (b) et (c) vitesse et déplacement en fonction du temps obtenus par intégration.....	30
Figure 1.18. Estimation simplifiée des déplacements normalisés d'après la méthode de Makdisi-Seed (1977)	31
Figure 1.19. Estimations du tassement à la crête pour les barrages en enrochement et remblais de sable basés sur l'indice de sévérité des séismes.....	32
Figure 1.20. Relation entre le ratio du module de cisaillement (G/G_{max}), l'amortissement et la déformation de cisaillement (Seed and Idriss 1970)	33
Figure 1.21. Procédure générale des calculs sur FLAC (Itasca 2016)	35

Figure 2.1.a) Vue générale du barrage de Keddara, b) Photo aérien du barrage de Keddara, c) Localisation du barrage.....	37
Figure 2.2. Plan d'ensemble de l'aménagement du barrage de Keddara.....	37
Figure 2.3. Coupe type du barrage en enrochement de Keddara.....	39
Figure 2.4. Structures géologique du site de Keddara.....	41
Figure 2.5. Différentes zones du barrage.....	43
Figure 2.6. Evolution de la côte de retenue (1985 – 2006) (ANB, 2006)	44
Figure 2.7. Tassement de la crête ; repère amont.....	45
Figure 2.8. Tassement de la crête ; repère aval.....	45
Figure 2.9. Tassement relatif des repères de crête au 09/02/2004.....	45
Figure 2.10. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage, (b) à la crête, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante Nord-Sud.....	47
Figure 2.11. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage durant, (b) à la crête, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante Est-Ouest.....	47
Figure 2.12. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage, (b) à la crête, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante verticale.....	47
Figure 3.1. Mailles utilisées dans la construction du modèle.....	50
Figure 3.2. (a) Mise en couche en 3D du barrage de Keddara, (b) Vu en plan de la mise en couche du barrage de Keddara. (c) Maillage 3D du barrage de Keddara. (d) Vu en plan du maillage du barrage de Keddara.....	51
Figure 3.3. Éléments d'interface en 2D utilisés dans FLAC3D [Itasca, 2010].....	52
Figure 3.4. Dimension d'une zone utilisée dans le calcul de rigidité.....	53
Figure 3.5. Les différentes interfaces.....	54
Figure 3.6. Les conditions aux limites.....	54
Figure 3.7.(a) Tassement (m) du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.....	57
Figure 3.7. (b) Tassement (m) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.....	57
Figure 3.7.(c) Comparaison des tassements du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.....	57
Figure 3.8.(a) Déplacement X(m) du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.....	58
Figure 3.8.(b) Déplacement X(m) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.....	58
Figure 3.8.(c) Comparaison des déplacements X du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.....	58

Figure 3.9.(a) Déplacement Y(m) du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.....	59
Figure 3.9.(b) Déplacement Y(m) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.....	59
Figure 3.9.(c) Comparaison des déplacements Y du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.....	59
Figure 3.10.(a) Contraintes XX du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.....	61
Figure 3.10.(b) Contraintes XX du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.....	61
Figure 3.10.(c)Etat de contraintes XX du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.....	61
Figure 3.11.(a) Contraintes YY du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.....	62
Figure 3.11.(b) Contraintes YY du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.....	62
Figure 3.11.(c) Etat de contraintes YY du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.....	62
Figure 3.12.(a) Contraintes ZZ du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.....	63
Figure 3.12.(b) Contraintes ZZ du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.....	63
Figure 3.12.(c) Etat de contraintes ZZ du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.....	63
Figure 3.13. Etat de contraintes du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau suivant les directions XY, XZ et YZ.....	64
Figure 3.14.(a) Taux de déformation XX du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.....	65
Figure 3.14.(b) Taux de déformation XX du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.....	65
Figure 3.14.(c) Taux de déformation XX du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.....	65
Figure 3.15.(a) Taux de déformation YY du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.....	66
Figure 3.15.(b) Taux de déformation YY du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.....	66
Figure 3.15.(c) Taux de déformation YY du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2)	

avant la mise en eau.....	66
Figure 3.16.(a) Taux de déformation ZZ du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.....	67
Figure 3.16.(b) Taux de déformation ZZ du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.....	67
Figure 3.16.(c) Taux de déformation (ZZ) du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.....	67
Figure 3.17. Taux de déformation suivant les directions XY, XZ et YZ du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.	68
Figure 3.18.(a) Déplacement Z(m) du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.....	70
Figure 3.18.(b) Déplacement Z(m) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.....	70
Figure 3.18.(c) Comparaison des tassements du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.....	70
Figure 3.19.(a) Déplacement X(m) du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.....	71
Figure 3.19.(b) Déplacement X(m) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.....	71
Figure 3.19.(c) Comparaison des déplacements X du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.....	71
Figure 3.20.(a) Déplacement Y(m) du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.....	72
Figure 3.20.(b) Déplacement Y(m) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.....	72
Figure 3.20.(c) Comparaison des déplacements Y du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.....	72
Figure 3.21.(a) Contraintes XX du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.....	74
Figure 3.21.(b) Contraintes XX du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.....	74
Figure 3.21.(c) Etat de contraintes XX du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.....	74
Figure 3.22.(a) Contraintes YY du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.....	75
Figure 3.22.(b) Contraintes YY du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.....	75

Figure 3.22.(c) Etat de contraintes YY du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.	75
Figure 3.23.(a) Contraintes ZZ du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.....	76
Figure 3.23.(b) Contraintes ZZ du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.....	76
Figure 3.23.(c) Etat de contraintes ZZ du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.	76
Figure 3.24. Etat de contraintes suivant XY, XZ et YZ du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.....	77
Figure 3.25.(a) Taux de déformation XX du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.....	78
Figure 3.25.(b) Taux de déformation XX du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.....	78
Figure 3.25.(c) Taux de déformation XX du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.	78
Figure 3.26.(a) Taux de déformation (YY) du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.....	79
Figure 3.26.(b) Taux de déformation (YY) du barrage selon le modèle de (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.....	79
Figure 3.26.(c) Taux de déformation YY du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.	79
Figure 3.27.(a) Taux de déformation (ZZ) du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.....	80
Figure 3.27.(b) Taux de déformation (ZZ) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.....	80
Figure 3.27.(c) Taux de déformation ZZ du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.....	80
Figure 3.28. Taux de déformation suivant XY, XZ et YZ du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.....	81
Figure 3.29. Répartition des pressions interstitielles selon le modèle de comportement (2).....	82
Figure 3.30. Variations des pressions interstitielles pour les deux modèles de comportement (1) et (2), (a) dans le noyau, (b) dans l'encochement amont.	82
Figure 4.1. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage, (b) spectre de Fourier, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante Nord-Sud.....	85
Figure 4.2. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage, (b) spectre de Fourier, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante Est-Ouest.....	85

Figure 4.3. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage, (b) spectre de Fourier, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante Verticale.....	85
Figure 4.4. Déplacement X (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.....	87
Figure 4.5. Déplacement Y (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.....	87
Figure 4.6. Déplacement Z (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.....	87
Figure 4.7. Contour des Contrainte XX sous le séisme de Boumerdes 2003.....	88
Figure 4.8. Contour des Contrainte YY sous le séisme de Boumerdes 2003.....	88
Figure 4.9. Contour des Contrainte ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003.....	88
Figure 4.10. Contour de taux de déformation XX sous le séisme de Boumerdes 2003.....	89
Figure 4.11. Contour de taux de déformation YY sous le séisme de Boumerdes 2003.....	89
Figure 4.12. Contour de taux de déformation ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003.....	89
Figure 4.13. Variation de la pression interstitielle (Pa) sous le séisme de Boumerdes 2003.....	90
Figure 4.14. X-acceleration (m/s ²) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.....	91
Figure 4.15. Déplacement Z (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau: (a) 100% - (b) 50%.....	92
Figure 4.16. Déplacement Z (m) dans le barrage après le séisme de Boumerdes 2003.....	92
Figure 4.17. Déplacement X (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100% - (b)50%.....	93
Figure 4.18. Déplacement X (m) dans le barrage après le séisme de Boumerdes 2003.....	93
Figure 4.19. Déplacement Y (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau: (a) 100% - (b) 50%.....	94
Figure 4.20. Déplacement Y (m) dans le barrage après le séisme de Boumerdes 2003.....	94
Figure 4.21. Contour des Contrainte XX sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau: (a) 100% - (b) 50%.....	96
Figure 4.22. Contrainte XX après le séisme de Boumerdes 2003.....	96
Figure 4.23. Contour des Contrainte YY sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau: (a) 100% - (b) 50%.....	97
Figure 4.24. Contrainte YY après le séisme de Boumerdes 2003.....	97
Figure 4.25. Contour des Contrainte ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau: (a) 100% - (b) 50%.....	98
Figure 4.26. Contrainte ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003.....	98
Figure 4.27. Contraintes suivant XY, XZ et YZ sous le séisme de Boumerdes 2003.....	99
Figure 4.28. Contour de taux de déformation XX sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions le niveau d'eau: (a) 100% - (b) 50%.....	100
Figure 4.29. Taux de déformation XX sous le séisme de Boumerdes 2003.....	100
Figure 4.30. Contour de taux de déformation YY sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau: (a) 100% - (b) 50%.....	101

Figure 4.31. Taux de déformation YY sous le séisme de Boumerdes 2003.....	101
Figure 4.32. Contour de taux de déformation ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau: (a) 100% - (b) 50%.....	102
Figure 4.33. Taux de déformation ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003.....	102
Figure 4.34. Contour de taux de déformation suivant XY, XZ et YZ sous le séisme de Boumerdes 2003.....	103
Figure 4.35. Variation de la pression interstitielle (Pa) sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau: (a) 100% - (b) 50%.....	104
Figure 4.36. Variation de la pression interstitielle (Pa) sous le séisme de Boumerdes 2003. (c)- Noyau -(d) enrochement amont (coupe centrale)-(e) sur le côté enrochement amont.....	105
Figure 4.37. X-accélération (m/s^2) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau: (a) 100% - (b) 50%.....	106
Figure 4.38. X-accélération (m/s^2) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.....	106
Figure 4.39. Y-accélération (m/s^2) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100%- (b) 50%.....	107
Figure 4.40. Y-accélération (m/s^2) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.....	107
Figure 4.41. Z-accélération (m/s^2) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100% - (b) 50%.....	108
Figure 4.42. Z-accélération (m/s^2) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.....	108

Liste des tableaux

Tableau I.1. Effets des séismes sur quelques barrages en terre.....	9
Tableau II.1. Caractéristiques du barrage de Keddara.....	39
Tableau II.2. Caractéristiques des matériaux dans chaque zone du barrage.....	42
Tableau IV.1. Variations des déplacements, accélération et pression interstitielle en fonction de la profondeur sous le chargement sismique.....	91

Liste des notations

A_{max}	Accélération maximale
$Sa(T)$	Le spectre de réponse
T	Période de vibration
ξ	Ratios d'amortissement critiques
T_p	Période prédominante
M_w	La magnitude du moment sismique
M_0	Le moment sismique
ML	La magnitude locale
A	Amplitude maximale enregistrée
A^0	Facteur pour calibrer
M	La magnitude de Richter
I_0	L'intensité MMI dans la zone épacentrale
a	Le pic d'accélération (PGA)
I	L'intensité sismique
G	Le Module de cisaillement
G_{max}	Le module de cisaillement maximal
V_s	Vitesse de cisaillement
ρ	La masse volumique totale
σ'_m	La contrainte moyenne
P_a	La pression atmosphérique
$K_{2, max}$	L'indice de rigidité du sol.
$G(z)$	Module de cisaillement moyen
G_b	Le module de cisaillement moyen à la base
E_D	L'aire intérieure du cycle d'hystérésis
E_{S0}	L'énergie imposée pour le niveau de déformation
γ	La déformation angulaire
L	Longueur du barrage en crête

H	Hauteur du barrage
$T_{1,\infty}$	La période naturelle d'un barrage infiniment long en déformation plane
AF	La fonction d'amplification
$\delta\varepsilon_{ij}$	Incrément de déformation
$\delta\sigma_{ij}$	Incrément de contrainte
V	Fonction tensorielle.
ε_{ij}	Tenseur de déformation
σ_{ij}	Tenseur de contrainte
δ_{ij}	Indice de Kronecker
E	Module de Young
ν	Coefficient de Poisson
K	Le module volumique
E_i	Module de Young initial
ε_i	Déformation axiale
$(\sigma_1 - \sigma_3)$	La contrainte déviatoire
$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_3)$	Les contraintes principales majeure et mineure
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$	La contrainte déviatoire ultime
P_a	La pression atmosphérique
σ_3	Pression de confinement
τ_{max}	La résistance au cisaillement maximum
τ	La contrainte de cisaillement
γ_r	Déformation de cisaillement de référence
$\sigma'_1 \text{ et } \sigma'_3$	Les contraintes principales.
C	Cohésion
φ	Angle de frottement
ψ	Angle de dilatance
ΔL	La longueur d'un élément fini
λ	La longueur d'onde correspondante à la fréquence la plus élevée

Introduction générale

Les barrages souvent appelés « pyramides utiles » font parties des plus grands ouvrages réalisés par l'homme. Ce sont les organes les plus importants de l'aménagement hydraulique, permettent de barrer la rivière et de créer un réservoir pour fournir des débits relativement constants à la centrale hydroélectrique. Depuis des milliers d'années l'homme s'en sert pour l'utilisation de l'eau et la protection contre l'eau. Il n'est donc pas exagéré d'affirmer que les barrages jouent et joueront un rôle essentiel pour l'homme puisqu'ils lui permettent d'assurer ses besoins vitaux en eau, en énergie tout en respectant l'environnement et en garantissant la gestion durable des ressources en tout temps.

Selon la morphologie de la vallée, la disponibilité des matériaux et les conditions géologiques, différents types de barrage ont été proposés par les ingénieurs. Parmi les nombreux types de barrage, on compte les barrages poids en béton, les barrages voûte, les barrages en remblai...). Par ailleurs, de par leur taille, leur rupture peut entraîner des pertes humaines considérables et des dégâts matériels importants. Comprendre leur comportement et le prédire est donc un enjeu majeur. Leur rupture peut être engendrée par divers facteurs comme une érosion interne ou une déstabilisation due à la mise en eau, la vidange ou encore par un séisme.

Les séismes constituent l'un des aléas naturels les plus destructifs. Ils produisent de nombreux effets directs, et aussi des effets indirects. L'intensité des désastres tant sur le plan humain que matériel, ont attiré l'attention des chercheurs sur le comportement des sols et des ouvrages sous sollicitations sismiques. Le degré de sismicité élevé au Nord de l'Algérie et les risques inhérents doivent être pris en considération dans les étapes de conception, de calcul et de réalisation des ouvrages géotechniques, en particulier les ouvrages importants tels que les barrages.

L'objectif de ce travail de recherche est l'analyse du comportement statique et dynamique du barrage en enrochement de Keddara (Boudouaou, Boumerdes). Le choix de l'analyse tridimensionnelle est justifié par les dimensions importantes du barrage. Dans ce travail, l'analyse numérique est menée pour étudier la réponse du barrage. Le comportement des matériaux, l'interaction sol-fondation du barrage, les conditions hydrauliques et les effets de saturation sont pris en compte dans l'analyse. L'analyse statique et dynamique du barrage, est menée par une analyse numérique utilisant la méthode des différences finies (FLAC 3D),

avec l'objectif d'obtenir sa réponse en termes de tassements, déformations, contraintes et variation de la pression interstitielle, lors de sa construction et de son exploitation (avant et après mise en eau). Deux étapes sont envisagées ; la phase de construction du barrage et la phase de mise en eau. En outre, dans l'analyse statique, deux modèles mathématiques ont été considérés ; le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, afin d'étudier l'effet du modèle mathématique sur le comportement statique du barrage.

Pour effectuer une analyse dynamique couplée, un enregistrement de tremblement de terre réel est utilisé (Boumerdes 2003) et l'interaction entre les phases fluide et solide est prise en compte. Cette analyse est conduite en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. L'effet de la direction du signal sismique est considéré, en l'injectant une première fois dans une seule direction, ensuite dans les trois directions. Et afin d'étudier l'effet du remplissage d'eau du barrage sur sa réponse sismique, en termes de déplacements, déformations, contraintes et pressions, deux niveaux de remplissage sont considérés, à savoir 50 et 100%.

Ce travail comporte quatre Chapitres :

Dans le premier Chapitre « Synthèse bibliographique sur les barrages en terre et les méthodes d'analyse », un rappel sur les barrages en terre, sur le comportement dynamique des sols ainsi que les modèles de comportements. Les méthodes d'analyse des barrages en terre sont présentées.

Le deuxième Chapitre « Description du barrage de Keddara » rassemble les caractéristiques géométriques du barrage, la géologie et la géotechnique du site, les principaux résultats d'auscultations effectuées entre 1985 et 2006, ainsi que le réseau d'accélérographes installés sur le site et les principaux enregistrements sismiques.

Dans le troisième Chapitre « Analyse statique du barrage », le comportement statique du barrage durant les phases de construction et de mise en eau (comportement hydro mécanique) est étudié. Ainsi, les déplacements, les déformations et les contraintes pendant la construction et après la mise en eau et notamment l'évolution des pressions interstitielles sont déterminés. A l'aide du logiciel FLAC3D, le barrage de Keddara est analysé. La procédure de construction du modèle ; maillage, interfaces, conditions aux limites, ainsi que les lois de comportement utilisées sont détaillées.

Dans le quatrième Chapitre « Analyse dynamique du barrage », le comportement dynamique du barrage a été analysé. L'analyse couplée porte sur la réponse du barrage en utilisant l'enregistrement réel du séisme de Boumerdes 2003. Dans cette analyse, l'interaction entre les phases fluide et solide a été prise en compte.

Ce travail s'achève par une conclusion générale.

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur les barrages en terre et les méthodes d'analyse

I.1. Introduction

Le principe général d'un barrage est de barrer une vallée, plus ou moins profonde, pour accumuler l'eau, quel que soit l'utilité destinée. De nombreux barrages sont construits en zones sismiques, ou carrément sur failles. Même si les failles ne soient pas forcément actives, l'étude du barrage sous action sismique doit être envisagée. Si le barrage se situe à proximité d'une zone urbaine, ce dernier ne doit pas présenter de risque sur la population en cas d'endommagement causé par un séisme. De ce fait, assurer la stabilité des remblais de barrage est le premier objectif dans la conception et la réalisation d'un barrage.

Il est sans doute clair, que depuis le séisme de San Fernando en Californie en 1971, des grands progrès ont été effectués dans la compréhension du comportement sismique des barrages. Le développement de méthodes numériques pour l'analyse dynamique des barrages comprenant la définition et l'introduction de l'action sismique ainsi que l'évaluation de la sécurité sismique des barrages étaient à la base de ce progrès. La prévision du comportement sismique d'un barrage en terre pendant un séisme constitue une étape importante dans la conception d'un nouveau barrage ou dans l'évaluation de la performance sismique d'un barrage existant. Les caractéristiques des remblais, les conditions de site, et caractéristiques du mouvement sismique ont un effet considérable sur la réponse dynamique d'un barrage.

Les paramètres dynamiques du sol de fondation et des matériaux constituant le barrage doivent être bien connus afin de mener correctement une analyse dynamique de l'ouvrage. De même, la compréhension des caractéristiques et des paramètres du mouvement sismique auquel l'ouvrage doit répondre est également essentielle. Les séismes imposent des charges additionnelles aux barrages en terre, en plus de son poids et celui de l'eau. L'action sismique est cyclique et de courte durée, et engendre un mouvement dans les directions horizontale et verticale. Sous charge sismique, un barrage en remblai peut s'effondrer par liquéfaction ou perte de résistance au cisaillement due à l'augmentation des pressions interstitielles. Il peut également tasser et les pentes peuvent glisser.

Nous présentons dans ce chapitre un rappel sur les barrages en terre, sur le comportement dynamique des sols ainsi que les modèles de comportements. Les méthodes d'analyse des barrages en terre seront également présentées

I.2. Les barrages en terre

Les barrages en terre sont constitués par des matériaux divers de caractéristiques très variées, contrairement aux barrages en béton ou en enrochements dont les matériaux constitutifs ne sont pas très variés. Dans un barrage en terre, les matériaux varient de l'argile pure aux graviers grossiers et roches altérées. Ils présentent notamment l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations de médiocres qualités, c'est-à-dire compressibles.

Les caractéristiques géométriques des barrages et le principe de leur conception permettent de les regrouper en grandes catégories. On distingue donc, de façon schématique, divers types de barrages. Suivant leur fonction, un barrage peut être destiné à :

- L'accumulation d'eau destinée à la production d'énergie, l'alimentation en eau ou l'irrigation ;
- La régulation d'un cours d'eau pour la navigation ou la gestion des crues.

Suivant leurs caractéristiques géométriques, on distingue :

- Les barrages réservoirs, de grande hauteur ;
- Les barrages au fil de l'eau, sur le cours d'une rivière.

Suivant leur conception, on distingue :

- Les barrages poids, où le poids de l'ouvrage s'oppose à la pression de l'eau ;
- Les barrages voûte, où la pression de l'eau est transmise par l'ouvrage sur les parois latérales.

Un barrage comporte toujours divers composants :

- Le barrage proprement dit, qui retient l'eau, avec un masque d'étanchéité ;
- Un évacuateur de crues, évitant un excès d'eau dans le réservoir ;
- Des dispositifs de contrôle et de surveillance.

I.2.1 Types des barrages en terre

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. D'où vient leur section de forme trapézoïdale. On y trouve les trois schémas principaux de structure de barrage en terre (Le Delliou, 2003) ; homogène ; à noyau et à masque.

I.2.1.1 Barrage homogène

Ce type est réservé aux ouvrages de faible importance. Le barrage est constitué d'un seul matériau suffisamment résistant et imperméable (à dominante argileuse) ($k_p = 10^{-7}$ m/s). Pour assurer la stabilité des parements amont et aval on réalise des talus dont la pente, plus ou moins forte, dépend des qualités de stabilité et de perméabilité du matériau. La forme et l'épaisseur du barrage, et l'imperméabilité du matériau assurent l'étanchéité requise. Toutefois, l'eau a une incidence directe sur le barrage. Lorsque ce dernier est plein, les écoulements à l'intérieur se font de l'amont vers l'aval suivant des lignes horizontales, ce qui tend à entraîner le talus aval. Pour cette raison, il est recommandé de réduire la pente aval ou introduire un drain en pied du barrage pour rabattre les lignes d'écoulement. En cas de

vidange rapide, le gradient hydraulique s'inverse. De ce fait, les pressions interstitielles ne s'évacuent pas rapidement à cause de la faible perméabilité du matériau peu perméable. Ce phénomène peut conduire à un risque d'instabilité du talus amont, et peut être évité par la mise en place d'une recharge perméable (enrochement) (Figure 1.1.a).

I.2.1.2 Barrage à masque amont

Lorsque la terre n'est pas disponible sur site, mais seulement des enrochements, ceux-ci sont alors employés pour réaliser le corps du barrage. L'étanchéité est assurée par un masque de béton, ciment ou béton bitumineux posé sur le parement amont du barrage (Figure 1.1.b). Les matériaux du barrage sont : (a) une dalle en béton armé avec très peu de joints d'une épaisseur variant de 30 à 80 cm, (b) un masque en béton bitumineux composés de deux à trois couches d'enrobés routiers riches en liant (7 à 9 %), ou (c) géomembranes qui doivent être protégées par une couche superficielle de petits enrochements, dalles, etc.

I.2.1.3 Barrage à noyau

Dans un barrage à noyau, la résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage et l'étanchéité est assurée par le noyau central, constitué par une argile très imperméable ($k_p = 10^{-7}$ m/s). Les recharges sont composées, selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements. Le noyau est le plus souvent vertical mais il peut aussi avoir une forme inclinée (Figure 1.1.c). A partir du noyau, les perméabilités et les granulométries des zones sont de plus en plus élevées, assurant ainsi le rôle de filtres et de drains et permettant de réduire les effets des gradients hydrauliques.

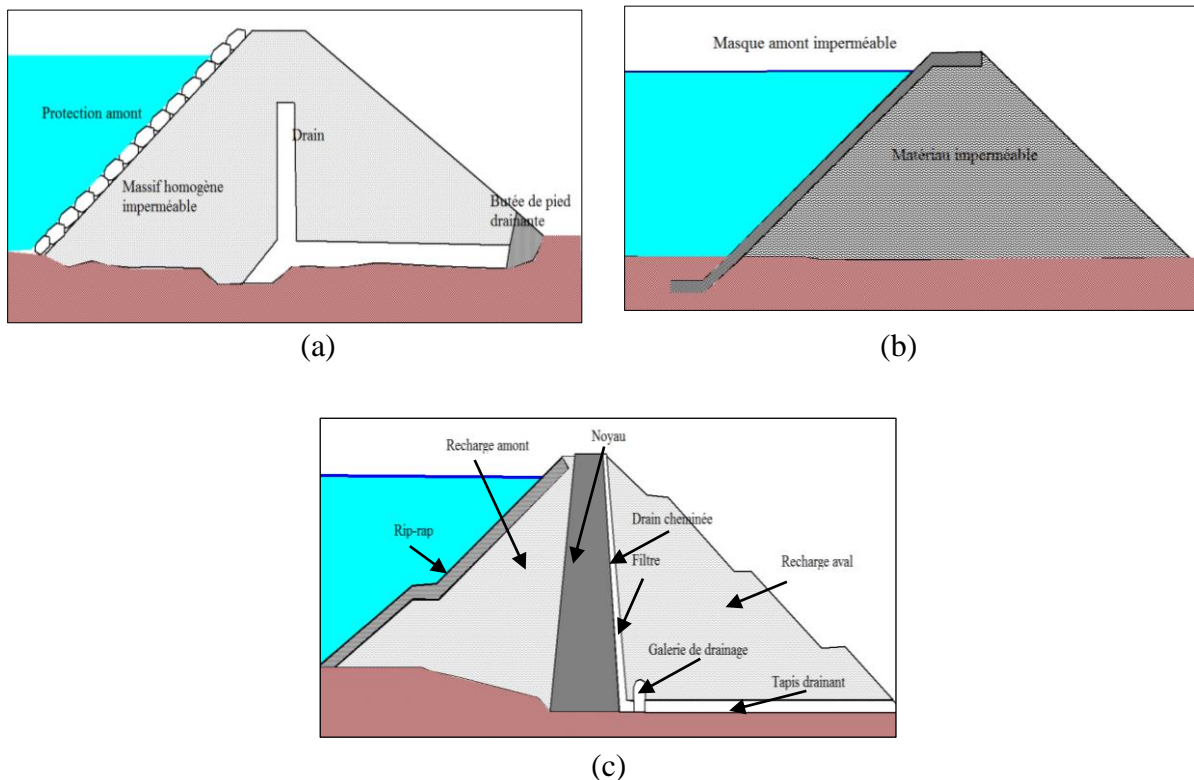


Figure 1.1. (a) Barrage en terre homogène, (b) Barrage à masque amont, (c) Barrage en terre à noyau.

I.3. Comportement sismique des barrages en terre

I.3.1. Causes de ruptures des barrages

Les ruptures totales de barrages en terre liés à des séismes sont rares. De manière générale, les causes ainsi que les mécanismes de rupture sont variables et dépendent des caractéristiques propres du barrage. Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de natures différentes :

- ✓ **Des problèmes techniques** ; se rapportant à un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien un défaut de conception et de construction.
- ✓ **Des causes naturelles** ; cas des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs (*crue de projet*). Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennale. La phase de chantier pour les barrages en construction reste la plus sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels. De plus, l'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement, ou submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue. Egalement, les séismes peuvent causer des dommages aux barrages (déformations, tassements, fissures, etc.).
- ✓ **Des causes humaines** ; cas d'études non approfondies, erreurs de reconnaissance, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, manque de surveillance et d'entretien.

I.3.2. Ruptures des barrages en terre occasionnées par un séisme

La rupture d'un barrage est liée à l'évolution d'une dégradation de l'ouvrage. Une rupture brusque est quasi rare. L'érosion externe et interne restent à l'origine de plusieurs cas de dégradation. L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion se déclenche à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte (Mouyeaux 2017). La durée de ce phénomène dépend de la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête et la hauteur de l'eau. Dans l'érosion interne, les matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation sont entraînés, suite à des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

Les causes de rupture les plus fréquentes sur les barrages en terre qui peuvent être rencontrés lors d'un séisme sont :

- ✓ Rupture par liquéfaction,
- ✓ Rupture par des fissures longitudinales et transversales,
- ✓ Rupture par un glissement de talus,
- ✓ Rupture par érosion interne et externe,
- ✓ Rupture totale.

I.3.2.1. Rupture par liquéfaction

La liquéfaction est un phénomène d'instabilité caractéristique des matériaux granulaires, tels que les sables, lâches et saturés. En conditions non drainées, cela se traduit par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives. La liquéfaction peut être statique ou cyclique, respectivement lorsque le chargement provoquant le phénomène est monotone ou cyclique. La liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du sol. La liquéfaction cyclique, caractérisant les sables lâches et très lâches, se définit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge sans augmentation considérable des déformations. Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par de grandes déformations (Sadrikarimi and Riveros 2020).

I.3.2.2. Rupture par des fissures longitudinales et transversales

Les fissures longitudinales se produisent au sommet causées par des contraintes de traction (Figure 1.2.a). Les tassements différentiels du noyau ou de la fondation peuvent être aussi à l'origine de l'apparition de fissures longitudinales. Les tassements se produisent lorsque la fondation n'est pas uniforme ou à cause de la présence de dépôts lâches de fleuve. Les fissures transversales peuvent se produire lorsque l'action sismique se fait dans la direction parallèle à l'axe du barrage. Elles peuvent aussi être formées en raison d'un tassement différentiel (Figure 1.2.b).

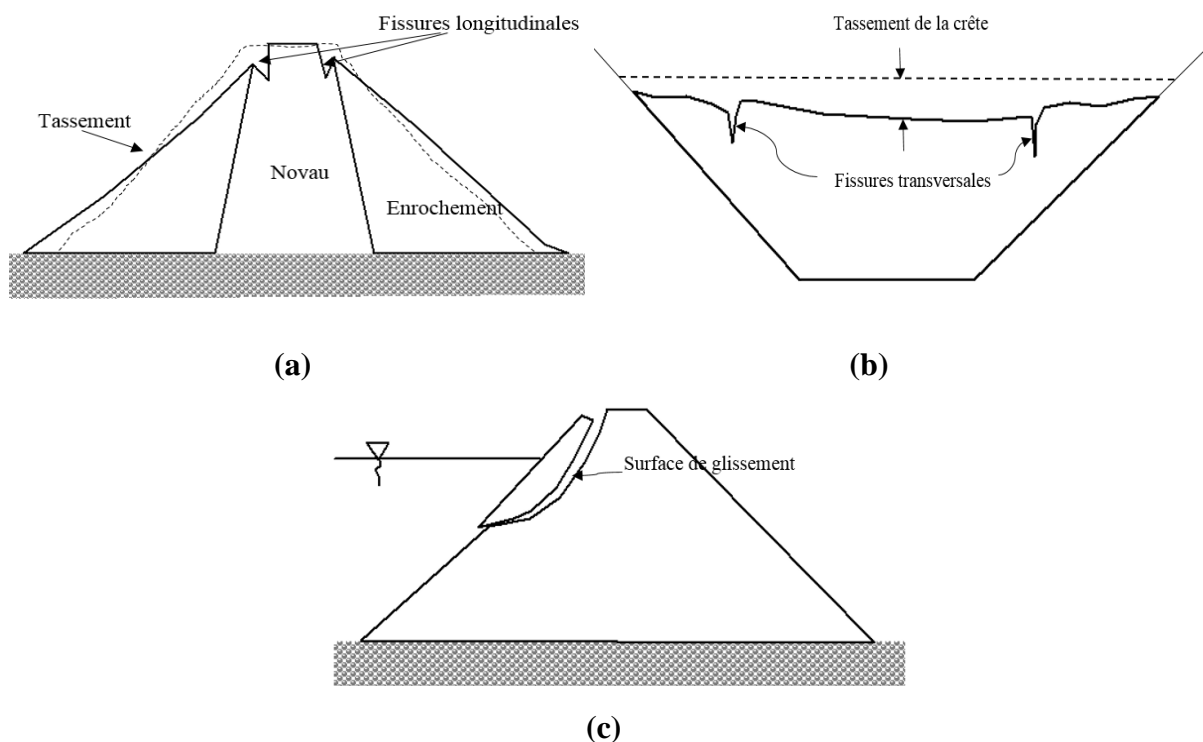


Figure 1.2. (a) Rupture par des fissures longitudinales, (b) Rupture par des fissures transversales due au tassement différentiel, (c) Rupture par glissement.

I.3.2.3. Rupture par un glissement du talus du barrage

Le glissement du talus du barrage compte parmi les types d'endommagement les plus importants des barrages soumis aux mouvements sismiques (Figure 1.2.c). L'étude de la stabilité des talus amont et aval en conditions dynamiques est la partie fondamentale de la conception des barrages en terre en zones sismiques, tout en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue. Le calcul du facteur de sécurité F_s le long des cercles de glissement supposés, déterminera de l'état de stabilité :

- ✓ Pendant la construction et peu après la construction,
- ✓ Lorsque le barrage vient d'être rempli,
- ✓ Lors d'une vidange rapide.

I.3.2.4. Rupture par érosion interne

Les différences de perméabilité dans le corps du barrage vont permettre à l'eau de circuler. Pendant le séisme et sous l'effet de la charge hydraulique, un gradient hydraulique critique peut être atteint, provoquant ainsi une érosion interne locale pouvant se propager jusqu'à former une vraie galerie, formant ainsi une brèche dans la digue (Le Delliou 2003). Les facteurs aggravants de l'érosion interne sont : (a) la présence de galeries, (b) la mauvaise étanchéité entre couches de remblais, (c) l'hétérogénéité des matériaux. Les dommages subis par un barrage durant un séisme, tels que les déplacements, la fissuration ou le cisaillement du filtre, peuvent déclencher une rupture totale par érosion interne.

I.3.2.5. Rupture par érosion externe

Les courants hydrauliques peuvent provoquer des érosions à la base du barrage, et de ce fait la pente du talus devient raide. L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion se déclenche à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte (Mouyeaux 2017), ce qui pourrait conduire à la rupture complète du barrage. Le tassement peut être à l'origine d'une rupture par érosion externe, entraînant la submersion de l'ouvrage. Les facteurs qui peuvent contribuer à l'apparition de ce phénomène sont : (a) la vitesse moyenne de l'eau, (b) les perturbations hydrauliques locales, et (c) la nature et la protection du talus côté fleuve.

I.3.2.6. Rupture totale

L'instabilité générale du corps de remblai engendrée par un séisme conduirait à une rupture de masse du barrage. Ce cas de figure peut se produire si les trois facteurs suivants sont réunis : (a) faibles caractéristiques mécaniques des matériaux, (b) profil de digue étroit avec pente de talus forte, et (c) piézométrie élevée dans la digue en absence de drainage.

I.3.3. Cas historiques de ruptures observées

La première rupture d'un barrage suite à séisme rapportée dans la littérature est celle du Barrage d'Augusta en Géorgie (Etats Unis), durant le séisme de Charleston (Caroline du Sud, Etats Unis) en 1886. Dans le monde, plusieurs barrages de petites tailles se sont complètement rompus lors des séismes passés (Scawthorn 2003). Mais il est à noter que les

grands barrages en terre ou en béton n'ont pas subi de graves endommagements suite aux séismes.

La performance sismique des barrages en terre a été étroitement liée à la nature et à l'état de compactage des matériaux mis en place. Les barrages en terre ont pu résister à des séismes importants sans effets néfastes, en particulier ceux construits avec des matériaux argileux bien compactés et supportés par des fondations sur socles résistants. Les barrages en enrochement ont aussi montré une bonne stabilité sismique. En revanche, d'anciens remblais construits de sables et limons compactés ou fondés sur des alluvions lâches, se sont presque tous rompus sous l'action sismique. Le Tableau 1.1 regroupe des cas d'endommagement sismique de barrages durant le siècle dernier.

Tableau I.1. Effets des séismes sur quelques barrages en terre.

Séisme	Date	Magni- tude	Barrage	Hauteur (m)	Dégâts
San Francisco (USA)	1906	8.3	Plusieurs barrages en terre	Taille moyenne	Dégâts mineurs.
Santa Barbara (USA)	1925	6.3	Sheffield	8	Rupture totale par glissement.
San Fernando (USA)	1971	6.5	Lower Van Norman Upper Van Norman	42 24	Rupture par glissement, liquéfaction et tassement de la crête.
Mexico (Mexique)	1985	8.1	La Villita El Infiernillo	60 148	Dommages importants, tassement.
Loma Prieta (USA)	1989	7.1	Austrian	60	Fissure transversal de 1 m.
Luzon (Philippines)	1990	7.7	Masiway Dam, Diayo	25 60	Tassement de la crête : 1.0 m Fissure longitudinale.
Northridge (USA)	1994	6.7	Lower Van Norman Dam and upper Van Norman Dam	42 24	Fissures transversales le long de la pente aval, de 2 m de long, Tassement de la crête de presque 1 m.
Kocaeli (Turquie)	1999	7.4	Gokce Dam, Kirazdere Dam	60 108	Quelques fissures longitudinales. Ont dépontré une bonne resistance
Bhuj (Gujarat) (Inde)	2001	7.7	Plusieurs barrages	12 to 37	Liquéfaction, rupture modérée à grave de l'amont. Rupture locale à l'aval.
La Marquesa La Palma (Chili)	1985	7.8	Plusieurs barrages	10	Ruptures totales de 2 barrages. Dégâts importants dans la majorité des barrages.
Ono (Japan)	1923	8.3	Ono dam	37	Tassement de la crête 25 cm. Fissure profonde adjacente au noyau.

✓ **Barrage Van Norman inférieur (San Fernando, USA, 1971)**

Le barrage inférieur de San Fernando (Van Norman Dam ou Lower San Fernando Dam), de hauteur 40 m, constitué par remblais de matériaux sableux, se situe à 48 km au nord de Los Angeles. Le séisme de San Fernando, 1971, localisé à 13 km au nord-est du site de l'ouvrage, avait engendré une accélération maximale d'environ 0.55 à 0.6g. Durant ce séisme, un glissement important c'est produit sur le parement amont du barrage, emportant sa crête ainsi que 8.5 mètres de matériaux de son talus aval (Scawthorn 2003) (Figure 1.3)

✓ **Barrage Sheffield (Santa Barbara, USA, 1925)**

Le barrage Sheffield a été secoué par le séisme de Santa Barbara, 1925, de magnitude 6.3, localisé à 10 km environ. Ce mouvement avait entraîné la rupture totale du barrage sous une accélération estimée à 0.1g. L'ouvrage de taille moyenne, 220 m de longueur et 8 m de hauteur, a été construit en terre compactée. La rupture totale, provoquée par un mouvement de masse vers l'aval, sur une distance de 91 m, s'est déclenchée à la suite d'un glissement près de la base du remblai et une liquéfaction (Scawthorn 2003) (Figure 1.4).

✓ **Barrage de Los Angeles (Northridge, USA, 1994)**

Ce barrage a été construit pour remplacer le Van Norman réservoir, rompu lors du séisme de San Fernando en 1971. Lors du séisme de Northridge en 1994, des fissures se sont apparues engendrées par un tassement dans les parties nord et sud du barrage (Scawthorn 2003) (Figure 1.5).



Figure 1.3. Rupture par glissement du barrage inférieur de San Fernando (1971)



Figure 1.4. Rupture totale du Barrage Sheffield après le séisme de Santa Barbara, 1925.



Figure 1.5. Tassement dans le barrage de Los Angeles durant le séisme de Northridge, 1994.

✓ **Barrage de Teton (USA, 1976)**

Le barrage de Teton aux États-Unis, construit en 1976 sur la rivière Téton, dans le sud-est de l'Idaho, mesurait 93 mètres de haut, et 950 mètres de long, et servait principalement à l'irrigation et à la production d'électricité. Le barrage s'est rompu suite à sa mise en eau en 1976 (Figure 1.6). Les dommages matériels étaient considérables et se sont élevés plus de 1 milliard d'Us.



Figure 1.6. Rupture du barrage en terre de Teton (Idaho) en 1976.

✓ **Barrage de Laurel Run (USA, 1977)**

Le Barrage de la Course de Laurel se situait près de la ville de Johnstown (USA). Le barrage en terre était de 13 m haut et de 190 m de longueur. Le barrage s'est rompu suite à un dépassement de capacité après une période de forte pluie. Plus de 30 cm de taux de précipitation durant 10 heures. Les pertes matérielles et humaines étaient considérables.

I.4. Notions sur les séismes et paramètres des mouvements sismiques

Les séismes sont des phénomènes multidimensionnels complexes dont l'analyse nécessite des mesures. Un séisme provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère. Le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle *une faille*. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs s'appelle *un foyer*. Le point d'origine d'un séisme est appelé *hypocentre ou foyer sismique*. Il peut se situer entre la surface et jusqu'à sept cents kilomètres de profondeur dans la Terre (limite du manteau supérieur) pour les séismes les plus profonds. *L'épicentre* du séisme est le point de la surface de la Terre qui se trouve directement au-dessus de *l'hypocentre* (Scawthorn 2003). Un séisme est une secousse plus ou moins violente du sol, d'origine tectonique le plus souvent, dû à une rupture d'une faille ou d'un segment de faille. Les séismes volcaniques sont plus rares et résultent de l'accumulation de magma dans la chambre magmatique d'un volcan. Les séismes tectoniques sont les plus fréquents et dévastateurs, ils se produisent aux limites des plaques tectoniques.

I.4.1. Paramètres des mouvements sismiques

Un séisme est décrit selon trois paramètres : l'amplitude, le contenu fréquentiel et la durée (Kramer, 1996). Ces paramètres s'obtiennent à partir d'accélérogramme représentant les accélérations selon un intervalle de temps.

À partir de l'accélérogramme, il est possible de produire les courbes de vitesses et de déplacements. Il faut noter que les composantes du mouvement des hautes fréquences ont une influence plus importante sur l'accélération que sur la vitesse. Le déplacement maximal, moins utilisé que l'accélération maximale A_{max} et la vitesse maximale V_{max} , donne une indication sur la force du mouvement sismique dans les basses fréquences (Kramer, 1996). Le contenu fréquentiel du mouvement décrit la variation de l'amplitude entre les différentes composantes des fréquences des mouvements sismiques (Kramer, 1996).

a) Spectre de Fourier

Un mouvement sismique peut être représenté par une série de Fourier. C'est un ensemble de fonctions harmoniques sinusoïdales possédant une amplitude, un angle de phase et une fréquence. Le spectre de Fourier est obtenu à travers le graphique de l'amplitude et l'angle de phase en fonction de la fréquence d'oscillation (Kramer, 1996).

b) Spectre de réponse $S_a(T)$

Le spectre de réponse ($S_a(T)$) désigne l'amplitude maximale de plusieurs oscillateurs simples avec différentes périodes de vibration (T) et ratios d'amortissement critiques (ξ) face à une sollicitation sismique. Le spectre de réponse se traduit par le graphique de la réponse maximale d'une série de systèmes à un degré de liberté en fonction de leurs périodes fondamentales respectives.

c) Période de vibration (T)

La période de vibration correspond au temps nécessaire pour une particule d'effectuer un cycle de mouvement complet (secondes/cycle).

d) Période prédominante (T_p)

L'un des paramètres les plus essentiels du contenu fréquentiel du mouvement est la période prédominante (T_p). Ce paramètre est défini comme la période de vibration correspondant à la valeur maximale de spectre d'amplitude de Fourier (Kramer, 1996).

e) Durée

La durée du mouvement est reliée au temps nécessaire pour accumuler l'énergie de rupture. Elle peut avoir un grand impact sur les dommages causés par le séisme.

I.4.2. Estimation de la magnitude

La magnitude d'un séisme est une mesure quantitative de la grandeur d'un séisme. La Magnitude Locale de Richter ML (Richter, 1935) est l'échelle de magnitude la plus connue et la plus utilisée. Elle est définie comme le logarithme de l'amplitude maximale de l'onde sismique S (en microns) enregistrée sur un sismographe type Wood-Anderson situé à 100 km de l'épicentre du mouvement (Equation 1.1). La magnitude locale (ML) est définie pour les séismes superficiels locaux ; distance focale inférieure à 600 km et période de 1–2 sec. La

magnitude du moment sismique (M_w) dépend du moment sismique (M_0) et elle se calcule en utilisant l'Equation 1.2 (Kramer, 1996) :

$$M_L = \log A - \log A^0 \quad (1.1)$$

A : amplitude maximale enregistrée

A^0 : facteur pour calibrer

$$M_w = \frac{\log M_0}{1.5} - 10.7 \quad (1.2)$$

D'autres échelles de mesure de magnitude qui basent la magnitude sur l'amplitude d'ondes sont introduites. La magnitude de l'onde de surface M_S est basée sur l'amplitude des ondes de Rayleigh avec une période d'environ 20 secs. La magnitude M_S est plutôt utilisée pour décrire un séisme superficiel ; profondeur focale inférieure à 70 km, lointain (plus loin de 1000 km) et modéré à violent.

I.4.3. Intensité Macrosismique

L'Intensité Macrosismique est le plus ancien moyen de mesure de la grandeur d'un séisme. Elle consiste en la description qualitative des effets du séisme, par observation des dégâts sur les bâtiments ou observation de la réaction des êtres vivants, humains et animaux en cet endroit. Plusieurs échelles d'intensité macrosismique sont utilisées dans le monde. Les pays anglo-saxons utilisent l'échelle d'Intensité Mercalli Modifiée (*MMI*), développée à l'origine par le sismologue italien Mercalli et modifiée et améliorée par la suite en Californie (Richter, 1958). L'agence de météorologie japonaise (*JMA*) possède sa propre échelle d'intensité, tandis que l'Echelle Macrosismique Européenne (*EMS-98*) (Grunthal 1998) est proposée comme échelle de référence aux pays européens, remplaçant ainsi l'échelle *MSK* (Medvedev-Spoonheuer-Karnik) et l'échelle *MCS* (Mercalli-Cancani-Sieberg). Pour des degrés d'intensité $I > IV$ l'échelle *EMS-98* est équivalente à l'échelle *MMI*.

Des relations empiriques ont été établies reliant la magnitude à l'intensité, comme celle de Gutenberg et Richter (Equation 1.3) :

$$M = 1 + \frac{2}{3}I_0 \quad (1.3)$$

M est la magnitude de Richter et I_0 est l'intensité *MMI* dans la zone épacentrale.

La corrélation de l'intensité aux paramètres physiques du mouvement du sol, la plus largement utilisée, fait référence au pic d'accélération *PGA*. De nombreuses relations ont été développées utilisant l'intensité *MMI*, telles que celles de Gutenberg et Richter (1942) (Equation 1.4) et Ambraseys (1974) (Equation 1.5). Où a est le pic d'accélération (*PGA*) et I est l'intensité sismique.

$$\log a = -0.05 + 0.33I \quad (1.4)$$

$$\log a = -0.16 + 0.36I \quad (1.5)$$

I.4.4. Sismicité de l'Algérie

En Algérie, l'activité sismique est localisée principalement dans le Nord algérien ; au centre, à l'Ouest dans la Mitidja et dans la région de Cheliff, et à l'Est s'étendant de Bejaïa à Batna. A l'Ouest, la structuration générale de ces régions en successions d'anticlinaux et de synclinaux et de failles d'orientation E-W et NE-SW résultent de la tectonique globale de la région de la Méditerranée occidentale. Dans cette région, le contact entre les plaques Africaine et Eurasienne a souvent été simplifié et associé à la direction N-S. L'analyse des mécanismes au foyer des principaux séismes instrumentaux de l'Algérie indique que la distribution du champ de contraintes est localisée au Nord de l'Atlas Tellien algérien, correspond à l'axe Oran-Tipasa et se caractérise par des mécanismes donnant des solutions en compression orientée NNW-SSE. A l'Est d'Alger et au-delà vers Constantine, les mécanismes montrent des solutions en décrochement dextre.

Comme rapporté dans les catalogues de sismicité (Benouar, 1993 ; CRAAG, 1994 ; Ambraseys et Vogt 1988), l'Algérie du Nord a connu plusieurs séismes historiques dont certains ont été catastrophiques (1716, 1790, 1825, 1856, 1954, 1980). Le plus ancien de ces séismes correspond à celui d'Alger de 1365, qui aurait détruit la ville et aurait été suivi par un raz-de-marée. La carte de la sismicité (Figure 1.7) montre une concentration d'évènements dans plusieurs zones, essentiellement dans la région de Cheliff, caractérisée par une concentration d'épicentres correspondant aux nombreuses répliques du séisme de 1980 ($M_s=7.3$). La région de Bou Medfaa - El Afroun montre une sismicité modérée, tel le séisme de Oued Djer de 1988 ($M_s=5.4$). La région de Tipaza montre des épicentres correspondant au séisme de Tipaza de 1989 de ($M_s=6.2$) et à ses nombreuses répliques. La région d'Alger montre une sismicité marquée par des magnitudes assez fortes correspondant au séisme de Boumerdes de 2003 ($M_s=6.8$). Plus récemment, dans l'Est, le séisme qui s'est produit à Bejaïa avait enregistré une magnitude de 5.9.

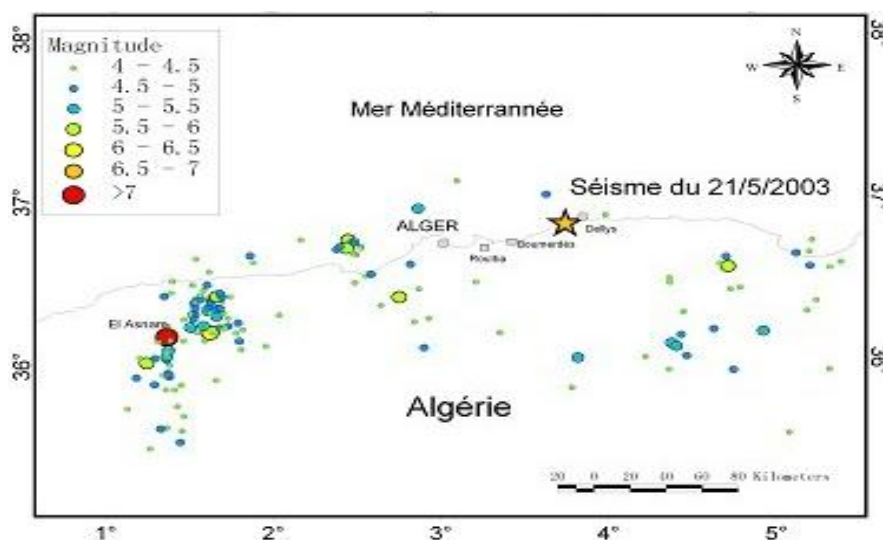


Figure 1.7. Sismicité de l'Algérie depuis 1973 à 2003 (source USGS)

I.4.4.1. Séisme de Boumerdes

Le séisme qui a secoué le nord de l'Algérie le 21 mai 2003 a été particulièrement violent. Selon le CRAAG (Centre National de Recherche Astronomique, Astrophysique et Géologie), l'épicentre du séisme principal a été localisé en Méditerranée à 7 km au nord de Zemmouri dans la willaya de Boumerdes à 50 km est d'Alger (Long. 3.53E - Lat. 36.81N). La secousse principale s'est produite à 18 h 44 (temps universel) 19 h 44 (heure locale) et a été suivie immédiatement par de très nombreuses répliques. Comme la plupart des séismes antérieurs survenus en Algérie, la profondeur hypo-centrale du séisme a été jugée superficielle et estimée à 10 km. Les stations les plus proches ayant enregistré le choc principal sont celles installées sur le site de Keddara à une distance épacentrale de 20 km. Les dommages se sont étendus sur une superficie de 100 km de long et 50 km de large, concentrés entre Dellys et Alger. L'intensité maximale a été estimée à X sur l'échelle MMI (Mercalli modifiée) et EMS, et la magnitude à 6.8 sur l'échelle de Richter. Ce séisme a permis de mettre en évidence, l'activité de la faille marine de Zemmouri, longue de près de 50 km, localisée entre Dellys et Boudouaou el Bahri et de direction NE-SW (Yelles-Chaouche et al. 2006) (Figure 1.8).

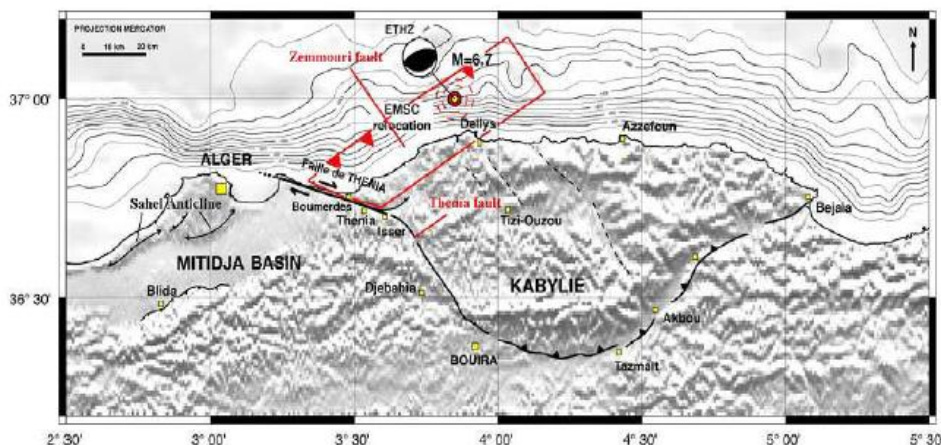


Figure 1.8. Structures actives dans régions d'Alger et de la Kabylie et caractéristiques du séisme de Boumerdes, 21 mai 2003.

I.5. Propriétés dynamiques des sols

Les propriétés mécaniques des sols (module, résistance, etc) sont influencées par la densité du sol, l'état de contrainte, l'âge, le comportement contrainte-déformation et la cimentation.

I.5.1. Module de cisaillement maximal (G_{max}) et Vitesse de cisaillement (V_s)

Le Module de cisaillement G de la boucle d'hystérésis, est la pente de la droite joignant les sommets de la boucle (voir plus loin Figure 1.11). Le module de cisaillement maximal (G_{max}) représente le module aux petites déformations. Il correspond à la tangente de la courbe

contrainte-déformation à petites déformations. (G_{max}) peut s'écrire en fonction de la vitesse de cisaillement (V_s). Cette vitesse se définit comme la vitesse à laquelle une onde de cisaillement passe à travers le sol. Ce paramètre à petites déformations (<0.001%) est mesuré à travers des essais géophysiques in situ, comme l'analyse des ondes de surface (SASW ou MASW), le «cross-hole» et le «down-hole» sismique. La vitesse (V_s) est reliée à (G_{max}) par la relation suivante :

$$G_{max} = \rho(V_s)^2 \quad (1.6)$$

Où ρ est la masse volumique totale du sol en kg/m^3 et V_s est la vitesse de cisaillement en m/s.

Quand les mesures géophysiques ne sont pas disponibles, (G_{max}) peut être estimé approximativement utilisant la relation empirique proposée par Seed et Idriss (1970) :

$$G_{max} = P_a \cdot 21,7 \cdot K_{2,max} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_m}{P_a}} \quad (1.7)$$

Où $\sigma'_m = (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z)/3$ est la contrainte moyenne, P_a la pression atmosphérique et $K_{2,max}$ est l'indice de rigidité du sol. Ce paramètre est influencé par l'indice des vides et l'amplitude des déformations (Figure 1.9).

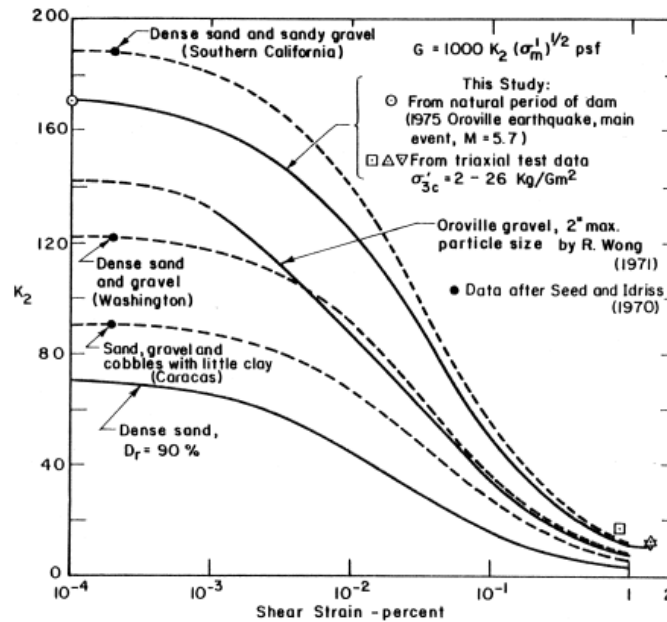


Figure 1.9. Valeurs de $K_{2,max}$ pour le barrage Oroville et d'autres sols (Seed et al. 1979)

Pour les barrages zonés tels que les barrages en enrochement, il est recommandé de considérer un module de cisaillement moyen variable avec la profondeur du barrage à partir de la crête sous la forme (Abdel-Ghaffar et Scott 1979, Gazetas 1987) :

$$G(z) = G_b \left(\frac{z}{H} \right)^m \quad (1.8)$$

(G_b) est le module de cisaillement moyen à la base. Ceci rend compte de la dépendance du module de cisaillement vis-à-vis de la pression de confinement, existant à une profondeur donnée.

Des mesures au laboratoire ont montré que module de cisaillement du sol dépend de la pression de confinement σ_0 qui varie d'un point à un autre à travers le barrage et qui croît avec la profondeur à partir de la crête et des deux surfaces inclinées. Plusieurs mesures géophysiques ont confirmé ce résultat (Figure 1.10). En utilisant l'hypothèse qui considère que le module G est proportionnel à $\sigma^{1/2}$, Gazetas (1981, 1982, 1987) a recommandé de prendre G proportionnel à $z^{2/3}$.

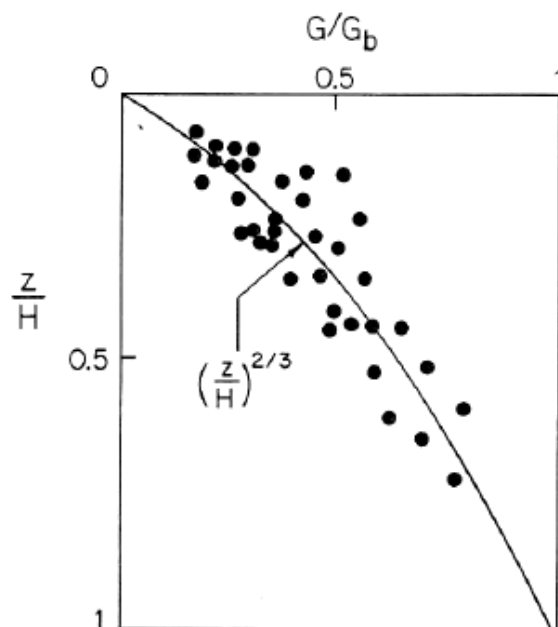


Figure 1.10. Variation du module de cisaillement en fonction de $z^{2/3}$
(D'après Gazetas 1981, 1982, 1987)

Le module de cisaillement G dépend principalement de trois facteurs :

- a) De la pression de confinement pour chaque matériau constitutif,
- b) De la taille et de la rigidité relative du noyau cohérent,
- c) De l'inclinaison des surfaces des pentes.

Comme montré dans la relation (1.8), le module de cisaillement varie avec la profondeur du barrage.

I.5.2. Relation contrainte-déformation

On peut simuler en laboratoire l'effet d'un séisme en appliquant un chargement cyclique sur des échantillons de sol. La Figure 1.11 représente l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour un échantillon de sol quelconque, soumis à un chargement symétrique en charge et décharge. Le cycle de chargement se caractérise par un premier chargement, d'une phase de décharge et d'une phase de recharge. On peut observer le comportement contrainte – déformation est de nature hystérétique et non-linéaire.

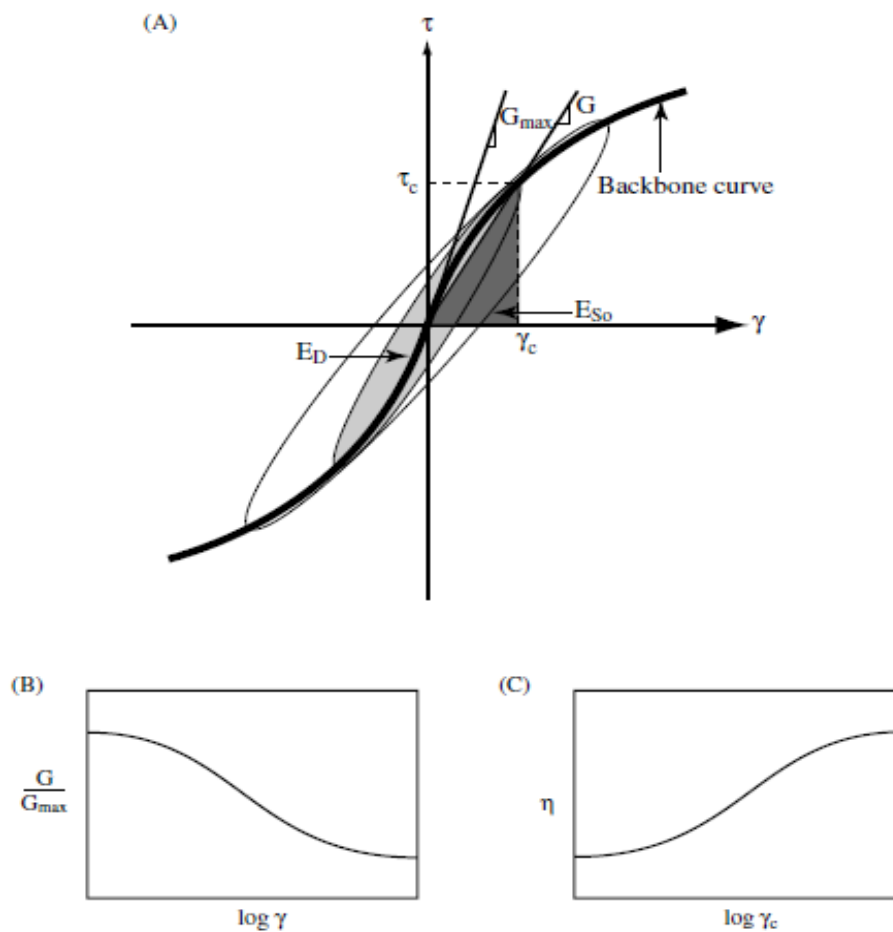


Figure 1.11. a) Réponse du sol lors d'un chargement cyclique – courbe effort-déformation, b) courbe de réduction du module, c) courbe de l'amortissement

Cette courbe est caractérisée par son inclinaison (G_{max} ou G_0 ou G_{tan}), qui est aussi la rigidité du sol. Seed et Idriss (1970) ont proposé de représenter la boucle hystérétique par un module sécant (G ou G_{sec}) qui relie les deux points extrêmes de la boucle.

Il se définit comme suit :

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (1.9)$$

Où τ_c est la contrainte cyclique correspondant au niveau de déformation de cisaillement γ_c .

I.5.3. Amortissement

Les cycles ou les boucles d'hystérésis représentent la quantité d'énergie de déformation emmagasinée par le sol lors du chargement. Une façon de quantifier cette énergie se fait par l'intermédiaire du coefficient d'amortissement ξ du sol défini par l'Equation 1.10 :

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} = \frac{1}{2\pi} \frac{E_D}{G\gamma_c^2} \quad (1.10)$$

Où E_D correspond à l'aire intérieure du cycle d'hystérésis, c'est-à-dire, l'énergie de déformation dissipée et E_{S0} correspond à l'énergie imposée pour le niveau de déformation : ($E_{S0}=G\gamma_c^2/2$). La surface de cette boucle augmente avec le niveau de déformation et pour des faibles valeurs de déformation, il n'existe pas de dissipation d'énergie, c'est-à-dire, $\xi = 0$.

La forme de la boucle dépend du niveau de cisaillement, mais varie très peu avec les fréquences des sollicitations. C'est ce qui définit un amortissement d'hystérésis, alors qu'un amortissement visqueux est au contraire dépendant des fréquences.

I.5.4. Courbe de réduction du module G et du taux d'amortissement

Le calcul par méthode linéaire-équivalente (présentée plus loin), se base sur la courbe de réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et la courbe de réduction du taux d'amortissement. Il existe plusieurs courbes de réduction du module (G/G_{max}) et du taux d'amortissement, notamment celles de Seed et Idriss (1970) pour les sables, de Seed et al. (1987) pour les graviers qui se basent sur les résultats d'essais triaxiaux effectués sur des sols graveleux (Figure 1.12).

La courbe de réduction du module représente la variation du module de cisaillement (G/G_{max}) vis-à-vis de la déformation angulaire (γ). Cette variation dépend principalement du type du sol et de ces propriétés notamment la pression de confinement, l'indice des vides et l'indice de plasticité. Ces facteurs influencent le comportement contrainte-déformation et par conséquence l'allure de la courbe de réduction du module (Kramer, 1996).

Le ratio d'amortissement est influencé par les mêmes facteurs qui influencent le module de cisaillement notamment l'indice des vides, la pression de confinement et bien d'autres

paramètres qui dépendent du type du sol. La Figure 1.12 présente l'évolution du taux d'amortissement selon Seed, Wong et al. (1986).

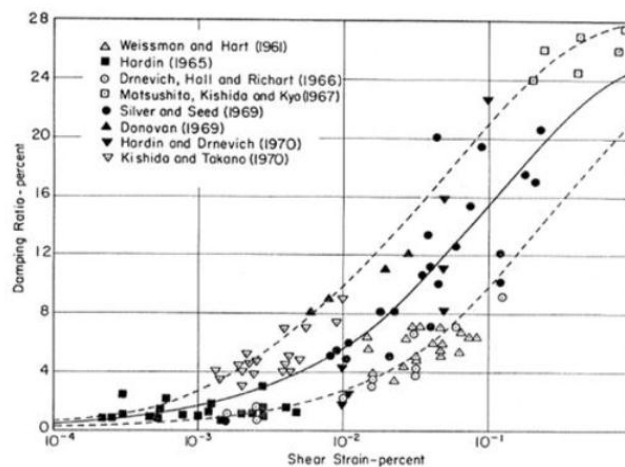
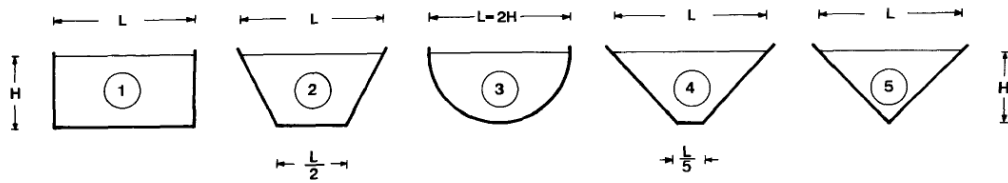


Figure 1.12. Taux d'amortissement pour les sables (Seed, Wong et al. 1986)

I.5.5. Effets 3-D de la géométrie du canyon sur le comportement des barrages en terre

D'après Gazetas (1987), l'hypothèse du comportement en déformations planes est valide uniquement pour les barrages infiniment longs soumis à une excitation uniforme à la base. Pour les barrages construits dans des canyons étroits, le cas des barrages en enrochements, la présence des culées relativement rigides crée un effet raidissant tridimensionnel, où les fréquences naturelles augmentent ainsi que l'accélération en crête. Les études antérieures de Hatanaka (1955) et Ambraseys (1960) de la réponse dynamique des barrages construits dans des canyons rectangulaires, utilisant le modèle SB (shear beam), ont conclu que pour le rapport $L/H \geq 4$ (L: longueur du barrage en crête, H: hauteur du barrage), la différence entre la fréquence fondamentale calculée avec une représentation tridimensionnelle et celle calculée avec une représentation bidimensionnelle est de 10%.

Les résultats d'études théoriques menées sur les effets 3-D du canyon sur la réponse sismique des barrages rapportés par Gazetas, (1987), ont confirmé l'effet de la géométrie du canyon sur la période fondamentale du barrage, en considérant cinq formes différentes du canyon (Figure 1.13). $T_{1,\infty}$ représente la période naturelle d'un barrage infiniment long en déformation plane. Les résultats sont donnés uniquement pour les barrages homogènes. Pour une forme donnée du canyon, le rapport $T_1/T_{1,\infty}$ est influencé par un rapport L/H.



1 : rectangulaire, 2 : trapézoïdal large, 3 : semi-cylindrique, 4 : trapézoïdal étroit, 5 : triangulaire

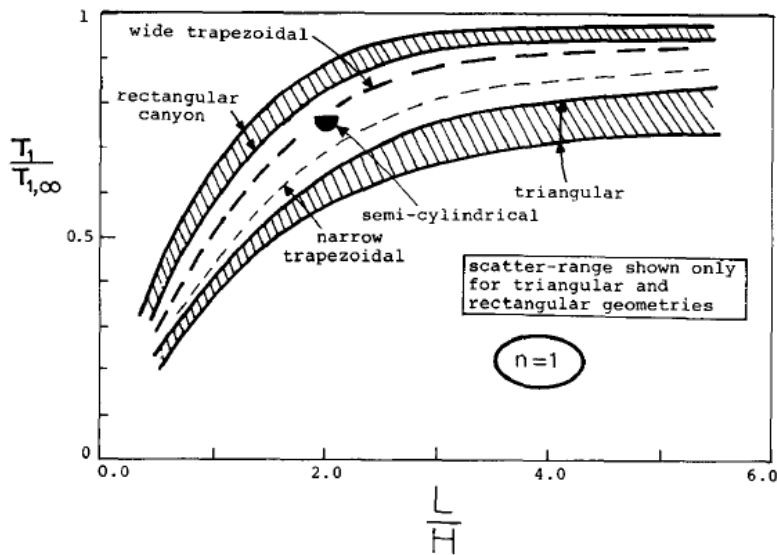


Figure 1.13. Effet de la géométrie du canyon sur la période fondamentale et les hautes périodes naturelles.

Mejia (1981) a analysé en 2-D et 3-D des barrages en remblai, construits dans des canyons triangulaires et rectangulaires et a abouti à : (a) pour un canyon de forme triangulaire et pour les rapports $L/H=2$, $L/H=4$ et $L/H=6$ du barrage, la fréquence fondamentale donnée par le modèle 2-D décroît respectivement de 60%, 20% et 15%. (b) ces fréquences sont nettement inférieures lorsque la forme du canyon est triangulaire.

La Figure 1.14. Montre l'effet de la géométrie du canyon sur la fonction d'amplification pour un barrage soumis à une excitation harmonique à la base. L'effet des différentes formes du canyon, ayant un rapport $L/H=2$, montrent une tendance constante et révèle que la valeur de la fonction d'amplification AF à la première résonance, est pratiquement indépendante de la forme exacte du canyon. Pour la valeur considérée de l'amortissement hystérétique (10%), et pour le cas des canyons triangulaires, $AF \approx 10$ quel que soit la valeur du rapport L/H .

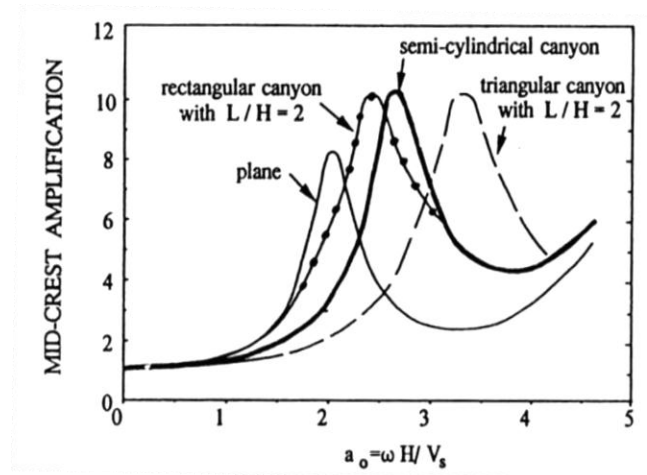


Figure 1.14. Effet de la forme du canyon sur la fonction d'amplification au centre de la crête (Gazetas, 1985, 1987)

I.6. Modèles de comportement pour les sols

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les efforts intérieurs en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. Elles sont généralement exprimées sous forme incrémentale dans laquelle les incréments de contrainte et de déformation sont liés par une fonction de contrainte, de déformation ou des deux. Pour un matériau non visqueux la formulation incrémentale se met sous la forme (Darve et al., 1988) :

$$\delta \varepsilon_{ij} = V(\sigma_{ij}) \quad (1.11)$$

Où :

$\delta \varepsilon_{ij}$: incrément de déformation ;

$\delta \sigma_{ij}$: incrément de contrainte ;

V : fonction tensorielle.

I.6.1. Élasticité

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Nous distinguons l'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non-linéaire.

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur de déformations est relié au tenseur des contraintes, et l'expression la plus courante est donnée par la relation de Hooke, où ε_{ij} et σ_{ij} sont respectivement les tenseurs de déformation et de contraintes :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (1.12)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \cdot \varepsilon_{ij} - \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \varepsilon_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (1.13)$$

δ_{ij} : Indice de Kronecker

E : Module de Young

ν : Coefficient de Poisson

E et ν sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.14)$$

Dans le cas de l'élasticité linéaire, les paramètres E , ν , G et K sont des constantes.

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (1.15)$$

L'élasticité non linéaire permet la dépendance du comportement à l'état de contrainte ou de déformation. Le comportement est dit hypoélastique lorsque l'incrément de contrainte dépend non seulement de l'incrément de déformation mais de la contrainte elle-même. La forme générale de ce type de comportement s'écrit :

$$\delta\sigma_{ij} = A_{ijkl}(\sigma_{rs})\delta\varepsilon_{ij} \quad (1.16)$$

L'approche hypoélastique de Duncan et Chang (1970) est basée sur une représentation hyperbolique, proposée par Kondner (1963) pour décrire le comportement des sols. La relation hyperbolique s'exprime sous la forme :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (1.17)$$

Où :

E_i : module de Young initial;

ε_1 : déformation axiale ;

$(\sigma_1 - \sigma_3)$: la contrainte déviatoire, σ_1 et σ_3 étant les contraintes principales majeure et mineure ;

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: la contrainte déviatoire ultime, relié à la contrainte déviatoire à la rupture par un ratio compris habituellement entre 0.6 et 0.9.

Cependant, l'expérience montre que la rigidité du sol dépend de l'état de contraintes. Afin de prendre en compte ce phénomène, Duncan et Chang (1970) ont complété la loi hyperbolique de Kondner en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) qui dépend de la contrainte σ_3 .

$$E_i = K_h P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (1.18)$$

Où P_a est la pression atmosphérique et K_h et n sont des paramètres obtenus à partir de résultats d'essais de compression triaxiale drainée, réalisés à différentes pressions de confinement σ_3 . Janbu (1963) a montré que les valeurs de l'exposant n se situent entre 0,35 et 0,55 pour des sables de porosité 35 à 50 % et que le coefficient K_h varie entre 50 et 500.

Hardin et Drnevich (1972) ont construit leur modèle en mettant l'expression hyperbolique proposée par Kondner (1963) sous la forme d'une relation entre la contrainte de cisaillement τ et la déformation de cisaillement γ :

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad (1.19)$$

Où G_{max} représente le module de cisaillement initial ou maximum et τ_{max} la résistance au cisaillement maximum.

Les auteurs ont introduit la notion de déformation de cisaillement de référence γ_r :

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad (1.20)$$

La relation 1.21 montre que le module de cisaillement sécant $G = \tau / \gamma$ est alors égal à :

$$G = \frac{G_{max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (1.21)$$

I.6.2. Elastoplasticité

Dans la théorie de l'élastoplasticité, le comportement des matériaux est décrit comme non linéaire et irréversible. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles justifie l'application du modèle élastoplastique aux sols. Ce modèle se prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul en éléments finis ou en différences finies. Pour un modèle élastoplastique à un seul mécanisme, on distingue :

- ✓ La partition des déformations ; Les déformations ε_{ij} se décomposent en une partie élastique et une partie plastique. La plasticité est caractérisée par la présence de déformations irréversibles en déchargement. La déformation plastique est la déformation permanente associée à la configuration relâchée.
- ✓ La surface de charge ; qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du matériau est irréversible,

- ✓ L'érouissage ; qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité,
- ✓ La règle d'écoulement plastique, qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

I.6.3. Hypoplasticité

Les lois hypoplastiques permettent de prendre en compte la déformation du sol due à la réorganisation du squelette granulaire suite à l'application des efforts. L'hypoplasticité consiste à représenter le comportement du sol à l'aide d'une structure mathématique simple ; elle ne nécessite qu'une seule équation tensorielle. Elle diffère de l'élastoplasticité dans le sens où il n'y a pas de partition des déformations en partie élastique et partie plastique et suit une non-linéarité incrémentale (Wolffersdorff 1996). La structure mathématique de la modélisation n'utilise plus les concepts tels le potentiel plastique, la surface de charge, la règle d'écoulement et la condition de consistance.

I.6.4. Présentation du modèle de Mohr-Coulomb

La loi de Mohr-Coulomb est une loi élastique parfaitement plastique, utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents (argiles et limons) et de certaines roches. Elle adopte le critère de rupture de Mohr-Coulomb qui est défini par la fonction de charge F , donnée par l'équation (1.23). Dans l'espace des contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, cette équation décrit les six plans d'une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation : $(\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3)$ (Figure 1.15).

L'équation de la surface de charge est la suivante :

$$F(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi' - 2c'\cos\varphi' = 0 \quad (1.23)$$

Où σ'_1 et σ'_3 sont les contraintes principales.

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi \quad (1.24)$$

Lorsque les angles φ et ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée. La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. La loi de Mohr-Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques : E (module de Young), ν (coefficient de Poisson), C (cohésion), φ (angle de frottement) et ψ (angle de dilatance).

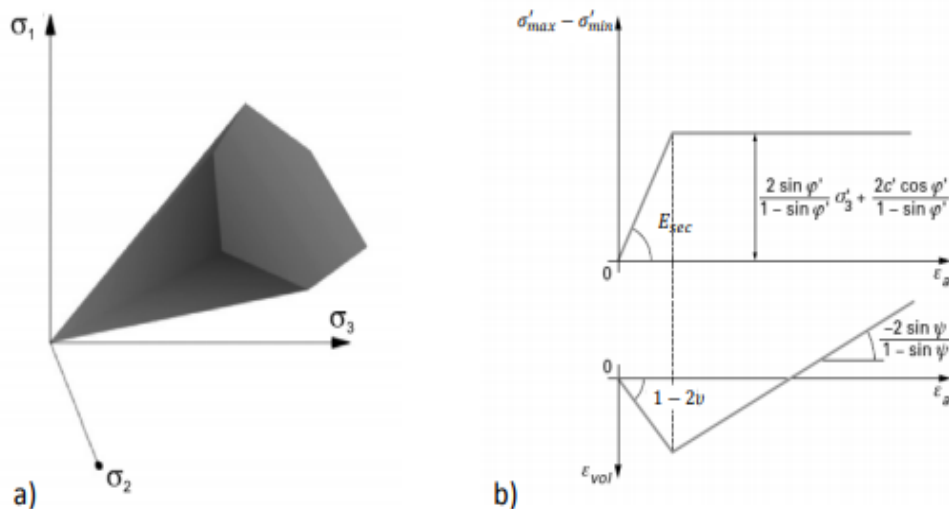


Figure 1.15. a) Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales, b) Modélisation d'un essai triaxial de compression

Les paramètres de la loi de Mohr-Coulomb sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (oedomètre et appareil triaxial pour un sol). A cause de la particularité de l'essai triaxial en compression ($\sigma'_2 = \sigma'_3$), deux surfaces de charge se trouvent simultanément activées.

La quantité $\frac{-2 \sin \psi'}{1 - \sin \psi'}$ caractérise la variation de volume au cours de la phase plastique ; pour cette raison, l'angle est appelé angle de dilatance.

En mécanique des sols, la cohésion C et l'angle de frottement φ sont traditionnellement calculés dans le plan de Mohr (σ , τ) à partir des états de contraintes à la rupture (Figure 1.15.)

I.7. Analyse des barrages en remblais

La réponse dynamique d'un barrage lors de forts mouvements de sol est régie par les caractéristiques de déformation des différents matériaux du sol (Parish, 2007). Le comportement sismique des barrages et de leurs fondations est extrêmement complexe, car cela dépend du type et de la taille du barrage, de sa performance sismique, et d'autres facteurs tels que les exigences réglementaires et de l'analyse numérique effectuée basée sur des procédures simplifiées ou complexes. La sécurité sismique des barrages est liée au fait qu'il y ait ou non une perte de résistance à l'intérieur du barrage ou dans sa fondation, et si les déformations ne dépassent pas des limites acceptables.

Les méthodes d'évaluation de la performance sismique des barrages en remblai, ont connu de véritables progrès ces dernières années. Les plus simple de ces méthodes nécessitent peu de paramètres de calcul et reposent sur des corrélations empiriques basées sur des observations, et des procédures simplifiées dérivées de données de réponse sismique calculées. Les techniques d'analyse détaillées incluent les solutions en analyse linéaire-équivalente

découplée, et les formulations par éléments finis et différences finies en analyse non-linéaire couplées ou découplées.

Dans ce qui suit, nous présentons les méthodes essentielles utilisées dans le calcul des barrages. Ces méthodes vont de la procédure simplifiée aux approches numériques tridimensionnelles pour analyser la réponse en interaction du corps du barrage, de l'eau du réservoir et de la fondation du barrage, en utilisant une modélisation pour les différentes parties du barrage.

I.7.1. Les procédures d'analyse simplifiées

Des procédures simplifiées sont utilisées pour l'analyse des petits barrages ou pour justifier le recours à des études détaillées dans le cas des grands barrages. Deux procédures courantes sont décrites ci-dessous.

I.7.1.1. La méthode Pseudo-statique

La méthode pseudo-statique est utilisée pour vérifier la stabilité sismique des barrages en remblais. Cette approche est basée sur l'hypothèse simplificatrice qui suppose que les barrages sont des corps rigides encastrés dans le sol de fondation, et subissent lors d'un séisme une accélération égale à l'accélération du sol. La méthode consiste à remplacer l'action sismique par une seule force, horizontale ou inclinée, qui est supposée égale au produit d'un coefficient sismique, k , et du poids du bloc glissant, W , et de calculer le coefficient de sécurité contre le glissement du bloc défini par le plan de rupture critique (voir Figure 1.16). Cette force ($k \cdot W$) agit au centre de gravité du bloc glissant. En supposant que la force ($k \cdot W$) agit parallèlement au talus et passe par le centre de gravité du bloc glissant, on obtient l'expression suivante pour le coefficient de sécurité pseudo-statique (Newmark, 1965) ;

$$CS = \frac{F.R}{W.b + k.W.h} \quad (1.25)$$

La valeur critique du coefficient sismique, appelé aussi accélération limite, est le coefficient sismique qui conduit le coefficient de sécurité CS à la valeur 1,0. Seul un coefficient sismique horizontal k_h est inclus dans le calcul, d'où la composante horizontale ($k_h \cdot W$). L'instabilité des pentes, considérée comme étant le seul mode de rupture possible d'un barrage, constitue l'une des limites majeures de l'approche pseudo-statique Gazetas (1987).

Pour la conception des barrages, Seed (1979) a proposé que le coefficient de sécurité relatif au bloc potentiellement glissant requis sous les conditions pseudo-statiques soit de l'ordre de 1,15. Les principales étapes de mise en œuvre de la méthode pseudo-statique sont :

- ✓ La sélection du coefficient sismique ;
- ✓ La sélection des paramètres de résistance du sol : résistance non-drainée et prise en compte de l'effet cyclique s'il y a lieu

- ✓ L'analyse de stabilité en équilibre limite et évaluation des coefficients de sécurité ;
- ✓ L'interprétation des résultats et recommandations.

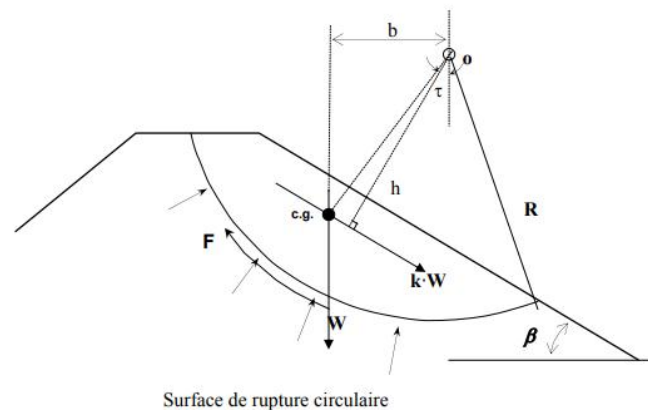


Figure 1.16. Principe de l'analyse pseudo-statique

I.7.1.2. Méthode des déplacements permanents

Cette méthode est une combinaison de l'approche de Newmark (1965) avec celle de Makdisi et Seed (1978). Elle étudie la stabilité sismique des pentes des talus, des remblais et barrages. L'approche de Newmark (1965) se base sur le concept du glissement d'un bloc rigide sur un plan incliné correspondant à la masse définie par une surface de rupture, et suppose qu'un déplacement n'aura lieu que si l'accélération induite par le séisme dépasse l'accélération limite et que les forces de résistance résultent de la résistance au cisaillement ultime le long de cette surface. L'approche de Makdisi et Seed (1978) vient améliorer la méthode de Newmark avec la proposition de tenir compte de la flexibilité de l'ouvrage par une évaluation de sa réponse dynamique.

✓ *La méthode de Newmark (1965)*

Newmark (1965) a calculé les déplacements induits par les séismes d'un bloc rigide sur un plan, en supposant que les mouvements se produisent lorsque les forces d'inertie dans un bloc de sol rigide dépassent sa résistance au glissement. Cette méthode permet de calculer l'accélération critique ou limite qui provoque une rupture selon une surface de glissement. Le déplacement du bloc est obtenu par la double intégration de la partie de l'accélérogramme mesuré au centre du bloc lorsque l'accélération critique a_c est dépassée (Figure 1.17) (Newmark, 1965).

La procédure d'évaluation des déplacements permanents par la méthode de Newmark comporte les étapes suivantes :

- ✓ Détermination de l'accélération critique a_c dans la surface de rupture considérée. Cette accélération limite correspond au coefficient sismique k qui produit un coefficient de sécurité égale à 1. La méthode peut être appliquée à n'importe quelle masse de sol et surfaces de rupture planes, circulaires ou non circulaires.

- ✓ Un calcul de la réponse dynamique de la structure est réalisé.
- ✓ Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration des parties de l'accélérogramme dépassant l'accélération limite a_c .

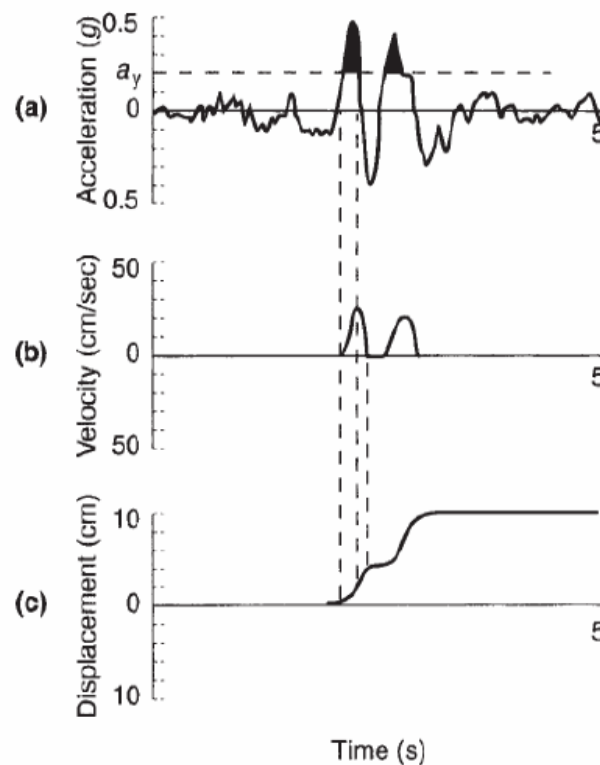


Figure 1.17. Schéma illustrant la méthode de Newmark. (a) Accélération en fonction du temps ; (b) et (c) vitesse et déplacement en fonction du temps obtenus par intégration.

✓ **La méthode de Makdisi-Seed (1977)**

Makdisi et Seed (1977), considère qu'un barrage réagit comme un corps flexible et les accélérations varient en fonction de la profondeur à l'intérieur du remblai. Pour ce faire, l'accélération de crête (\ddot{u}_{max}) a été estimée à partir d'un spectre de réponse spécifique et d'une combinaison des trois premiers modes de vibration du barrage. En utilisant les résultats d'analyse linéaire équivalente par éléments finis de plusieurs barrages, ils ont mis en relation l'accélération de pointe de la masse qui a glissé (K_{max}) et l'accélération de crête (\ddot{u}_{max}) à la profondeur de la surface de rupture supposée. Puis, pour différentes magnitudes, ils ont exprimé le déplacement maximal normalisé de la masse du sol, $\ddot{u}_{max} / K_{max}gT_0$, en fonction de K_y/K_{max} comme décrit dans la Figure 1.18. Les auteurs ont travaillé sur des exemples de barrages argileux de hauteur moyenne (22 à 45 m). De ce fait, leur méthode s'applique le mieux à des barrages de tailles moyennes similaires. Pour les barrages de plus de 60 m, il peut être prudent d'augmenter les déplacements calculés proportionnellement à la hauteur du barrage (Makdisi and Seed 1977).

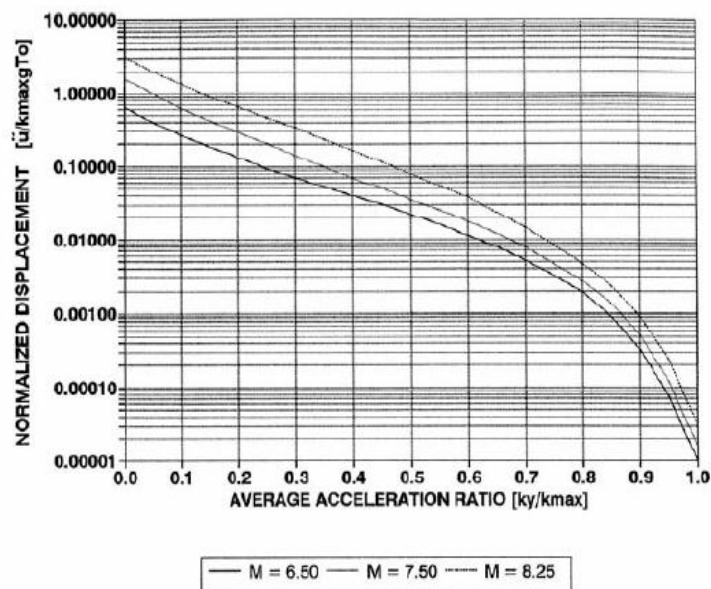


Figure 1.18. Estimation simplifiée des déplacements normalisés d'après la méthode de Makdisi-Seed (1977).

I.7.2. Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques sont basées sur les performances observées ou calculées des barrages existants et mettent en corrélation le tassement de la crête avec les paramètres de pointe du mouvement du sol.

I.7.2.1 Méthode du Bureau (1985, 1987)

Les comportements observés des barrages en enrochement à paroi en béton et à noyau en terre ont été utilisés pour développer une relation empirique entre la sévérité du séisme et le tassement relatif de la crête. Le barrage est supposé fondé sur un substratum rocheux ou sols durs. La corrélation a été développée pour un enrochement compact, un matériau qui ne développe pas de perte de résistance significative lors du mouvement sismique (Roth et al 1986). La Figure 1.19 donne la fonction relative de tassement de crête en fonction de l'indice de sévérité du séisme et de l'angle de frottement interne. Les corrélations sont utilisées pour les barrages construits en matériaux granulaires bien compactés.

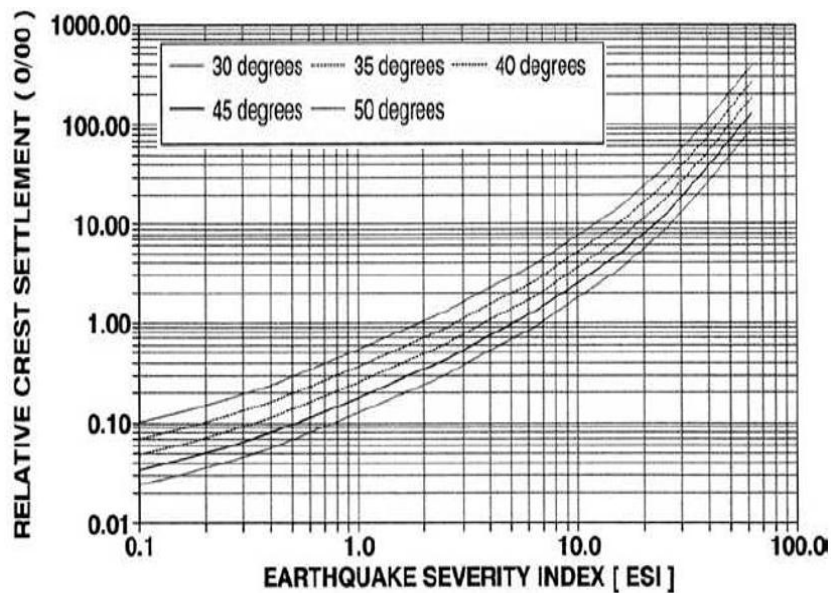


Figure 1.19. Estimations du tassement à la crête pour les barrages en enrochement et remblais de sable basés sur l'indice de sévérité des séismes

I.7.2.2. Méthode de Swaisgood (1995, 1998)

Swaisgood a estimé les tassements de la crête par un traitement statistique de données collectées à partir de l'examen du comportement sismique de 60 barrages existants. En 1995, il a lié le tassement de la crête (CS) à un facteur d'énergie sismique (SEF) et à trois constantes basées sur : le type de construction du barrage (K_{typ}) ; la hauteur du barrage (K_{dh}) et l'épaisseur alluviale (K_{at}). Le SEF dépend de la magnitude et de l'accélération maximale au sol du séisme. En 1998, Swaisgood a revu son approche en exprimant le tassement de la crête comme étant le produit du SEF et d'un facteur de résonance (RF) différenciant les barrages en enrochement, en terre ou en remblai hydraulique. Comme c'est le cas avec d'autres procédures simplifiées, la méthode de Swaisgood est discutable lorsqu'elle est appliquée à des remblais meubles.

I.7.3. Analyses linéaire équivalente

Les analyses linéaires équivalentes (EQL) utilisent généralement des modèles numériques bidimensionnels de la section maximale du barrage. Une analyse statique est d'abord nécessaire pour établir l'état initial de contraintes. Les analyses par éléments finis utilisées pour définir l'état initial des contraintes statiques reposent souvent sur des modèles de sol hyperboliques (Duncan et Chang 1970 ; Duncan et al., 1984) et des variations du module statique tangent initial E_i avec la pression de confinement, comme suggéré à l'origine par Janbu (1963) :

$$E_i = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma}{P_a} \right)^n \quad (1.26)$$

Où K est une constante, σ la contrainte principale mineure, P_a la pression atmosphérique, et n un exposant définissant le taux de variation de E_i avec σ .

Les modules de cisaillement dynamique (G) et l'amortissement (ξ) en fonction de la déformation, introduits pour la première fois par Seed et Idriss (1970) (Figure 1.20), sont essentiels pour les analyses *EQL*. La construction graduelle du remblai et le remplissage progressif du réservoir peuvent être simulés, et ensuite, la réponse dynamique peut être calculée. La méthode dynamique de Seed-Lee-Idriss (Seed et al., 1979), a comblé les déficiences des méthodes pseudo-statiques ou de Newmark permettant d'analyser la réponse dynamique 2-D. Par un calcul par la méthode des éléments finis, des contraintes dynamiques dans le barrage induites par l'accélérogramme de base sont déterminées, et même comparées aux contraintes provoquant la liquéfaction (Seed et al. 1983).

Plusieurs logiciels peuvent être utilisés pour effectuer le calcul dynamique : QUAD4 et QUAD4M (Hudson, 1994); Flush (Lysmer, 1975); Quake (Geoslope 2013); FLAC 2D (Itasca Consulting Group, 1992), ANSYS (Swanson 1992). La fiabilité des analyses *EQL* diminue lorsque le mouvement du sol devient important. Après de telles analyses, il est souhaitable de réaliser des analyses de stabilité conventionnelles des talus amont et aval du barrage, en attribuant des propriétés de résistance résiduelle aux zones de remblai affectées.

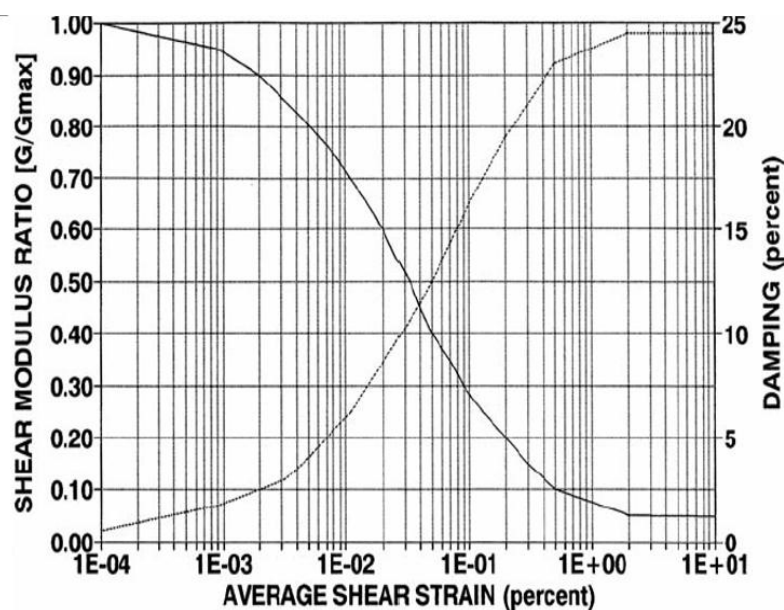


Figure 1.20. Relation entre le ratio du module de cisaillement (G/G_{\max}), l'amortissement et la déformation de cisaillement (Seed and Idriss 1970).

I.7.4. Analyse non-linéaire

L'analyse non-linéaire tient compte de la non-linéarité de la loi de comportement d'un matériau donné. Elle permet d'obtenir directement les déformations permanentes, les pressions interstitielles, si les calculs sont menés en contraintes effectives, et la localisation des zones de déformation et de rupture. L'évolution qu'a connue l'analyse non-linéaire, ces

dernières années, revient au perfectionnement des lois constitutives, l'amélioration des méthodes numériques en éléments finies ou différence finies, et la mise au point de codes de calcul permettant l'analyse dynamique complète en deux et trois dimensions en contraintes effectives.

Ces méthodes s'appliquent lorsqu'une perte de résistance, de grandes déformations ou une liquéfaction sont envisagées pour le remblai ou sa fondation. Le principal avantage de l'analyse non-linéaire est que le même modèle numérique peut être utilisé dans les conditions statiques et dynamiques. La stabilité post-séisme peut également être évaluée en fin d'excitation en vérifiant si le barrage reste en configuration stable.

Toutefois, les codes numériques peuvent être en contraintes totales ou effectives. La majorité des codes en contraintes effectives ont été développées pour répondre au besoin de modéliser la pression interstitielle dans les matériaux susceptibles à la liquéfaction. Ces codes se divisent en deux catégories : couplés et semi-couplés. Dans les codes complètement couplés, le sol est considéré comme un milieu bi-phasique : sol et l'eau, en considérant deux types de pressions interstitielles, le premier transitoire relié aux déformations élastiques et la seconde résiduelle reliée aux déformations plastiques. Un exemple de ces codes : DNAFLOW (Prévôt, 1999) et DYNARD (Moriwaki et al., 1988). Les codes semi-couplés représentent moins de difficulté numérique, mais ils sont moins rigoureux. Ils utilisent des relations empiriques pour relier les contraintes et les déformations de cisaillement à la pression interstitielle, tels que : TARA-3 (Finn et al. 1986) et FLAC (Itasca-Consulting-Group, 2016).

Plusieurs codes de calculs intègrent des lois de comportements non-linéaires notamment TARA- 3-D (Finn et al. 1986) en élasticité non-linéaire, PLAXIS, CÉSAR, DYNAFLOW (Prévôt, 1999) en élasto-plasticité, et FLAC (Itasca-Consulting-Group 2010) qui utilise plusieurs lois de comportement.

I.8. Présentation du logiciel FLAC 3D

FLAC 3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel de calcul par différences finies en trois dimensions, qui permet de résoudre les problèmes de la géotechnique et des risques naturels, du génie minier et du stockage des déchets. La première édition a été élaborée par le groupe Itasca Consulting Group en 1998. Le logiciel FLAC simule le comportement d'ouvrages en sol, roche ou tous autres matériaux pouvant subir des déformations plastiques dès lors que leurs seuils de plasticité sont atteints. Un matériau est modélisé sous forme d'un élément composé d'au moins trois nœuds. Le logiciel possède plusieurs lois de comportement non-linéaires. La Figure 1.21 résume la procédure et les étapes de calcul par FLAC, qui commence avant tout par fixer les objectifs de l'analyse.

Créer un modèle du système physique puis faire des calculs avec des modèles simples et idéalisés. Par la suite, assembler les données spécifiques au problème à résoudre et effectuer des analyses sur le modèle. Finalement réaliser les calculs sur FLAC, présenter et interpréter les résultats (Itasca 2010).

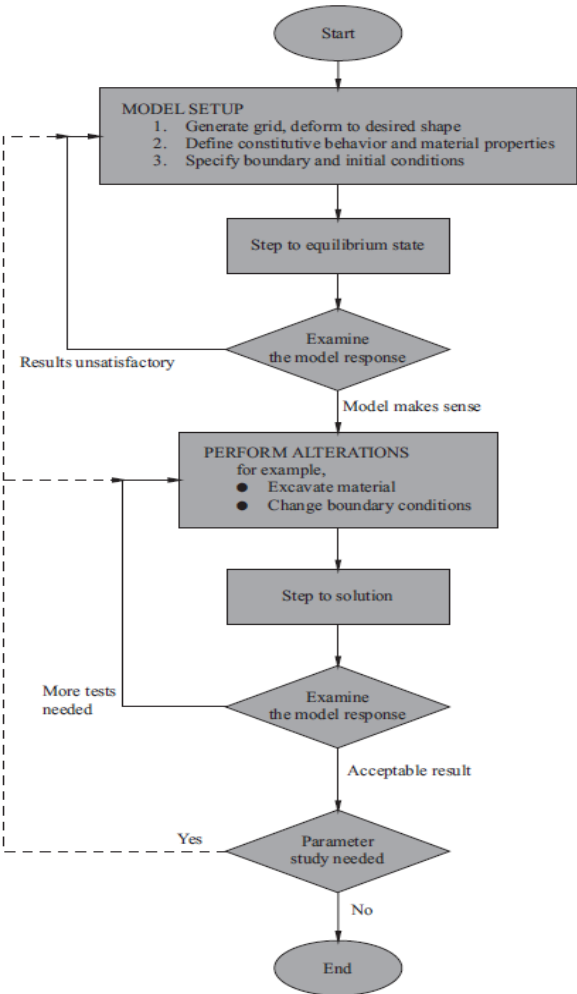


Figure 1.21. Procédure générale des calculs sur FLAC (Itasca 2010)

Chapitre II : Description du barrage de Keddara

II.1. Introduction

Le barrage de Keddara est un barrage de type remblai, située dans la commune de Kharouba, à l'Est de Boudouaou, dans la wilaya de Boumerdès, à 35 km à l'Est d'Alger. Il est construit entre 1982 et 1987, d'une hauteur de 106 m et d'une capacité de 142,39 millions m³. Le barrage fait partie de l'aménagement Isser-Keddara, destiné à satisfaire les besoins en eau potable de l'agglomération algéroise. Sa retenue est alimentée par les apports des oueds Keddara, El Haad et par la galerie de transfert provenant du barrage du Hamiz.

Dans ce chapitre II, on présentera les caractéristiques principales du barrage, la géologie et la géotechnique du site, les principaux résultats d'occultations effectuées entre 1985 et 2006, ainsi que le réseau d'accélérographes installés sur le site et les principaux enregistrements sismiques.

II.2. Localisation

C'est en fonction des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques que le site d'emplacement du barrage de Keddara a été choisi. Ce site se situe dans la chaîne littorale de l'Atlas Tellien à environ 36.65° de latitude Nord et 3.43° de longitude Est, au pied Nord de l'extrémité de l'Atlas Mitidjien. Le barrage est situé à 300m à l'aval de la confluence des oueds Keddara et El-Haad, précisément à 8 km au Sud de Boudouaou (Figure 2.1). Cette implantation est la plus favorable du point de vue géotechnique à cause des affleurements de la formation inférieure de schistes quartziques-chloritiques et l'existence en parties supérieures de formations de faibles propriétés géotechniques.

II.3. Topographie

L'emplacement du barrage se trouve à l'extrémité aval du cours montagneux de l'Oued Keddara. Dans l'axe du barrage, le niveau du fond du lit de l'Oued est à la côte de 58 m NGA. Le fond de l'Oued d'une largeur de 10 m, est formé par des alluvions. Les pentes des deux versants sont raides de 40 à 45°. Le versant gauche culmine sur une colline à la côte de 225 m environ et le versant droit monte jusqu'à la hauteur d'une large épaulement à la côte de 160 m. La Figure 2.2 montre la topographie du site de Keddara ainsi que le plan d'ensemble de l'aménagement du barrage de Keddara.

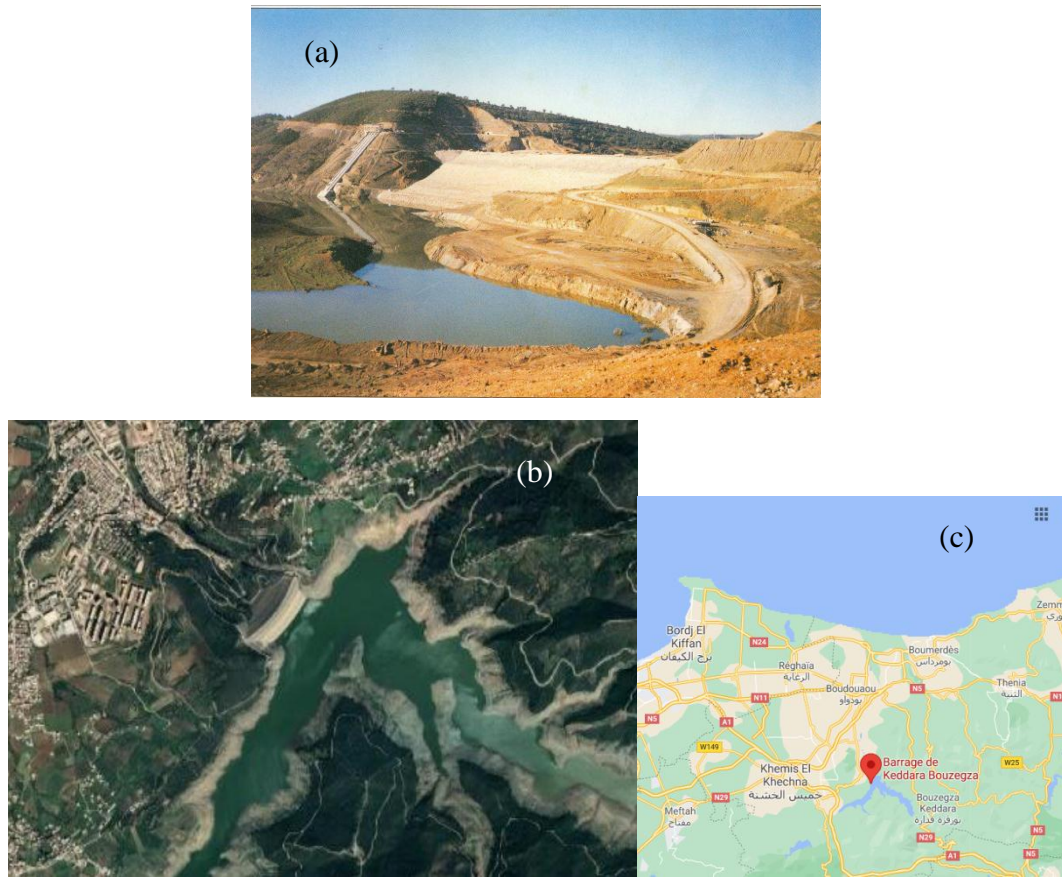


Figure 2.1. a) Vue générale du barrage de Keddara, b) Photo aérien du barrage de Keddara, c) Localisation du barrage.

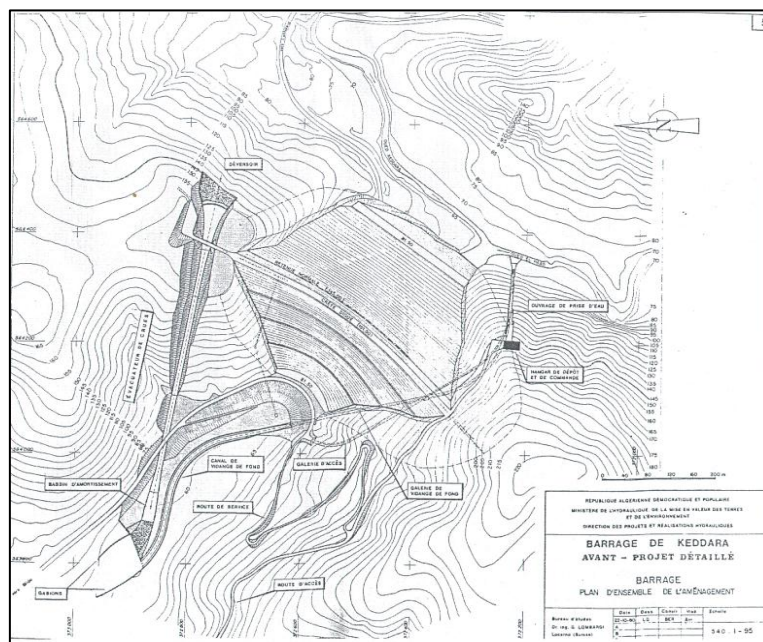


Figure 2.2. Plan d'ensemble de l'aménagement du barrage de Keddara.

II.4. Caractéristiques principales du barrage

II.4.1. Aperçu sommaire des ouvrages de l'aménagement

La structure du barrage est composée d'une digue en enrochement avec un noyau central en argile, sur lequel sont appuyées des couches filtrantes. D'une hauteur de 106.0 m, la digue donne origine à une retenue avec un volume de $145,6 \times 10^6 \text{ m}^3$ et une superficie d'eau de $5,2 \times 10^6 \text{ m}^2$. Dans la galerie d'injection, dans le prolongement du noyau de la digue, un voile profond a été exécuté pour assurer l'étanchéité hydraulique de la fondation. Une galerie de drainage, en rive gauche, sortant du point plus bas de la galerie d'injection, débouche à la galerie de vidange de fond. Aussi, la galerie qui a été utilisée pour la dérivation provisoire de l'oued et après a été transformée en galerie de vidange de fond et d'adduction a une longueur totale de 545,5m et un diamètre de 4,60m. La réalisation d'un batardeau amont a permis dévier l'oued pendant la construction jusqu'à ce que la digue ait englobé dans son corps ce batardeau, qui constitue son pied amont.

Les ouvrages de prise d'eau sont incorporés dans une tour inclinée adossée sur toute sa longueur sur le flanc de la rive gauche. Cette tour comporte l'embouchure de la vidange de fond et les pertuis de trois prises d'eau étagées de sorte que chaque prise puisse capter un volume d'eau d'environ un tiers de la réserve utile de la retenue. Un évacuateur de crues est situé en rive droite. Il a été dimensionné pour le débit laminé de $250 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondant à la crue d'une période de retour de 5000 ans pour laquelle le débit d'entrée dans le réservoir est de $735 \text{ m}^3/\text{s}$. Dans la galerie de transfert Hamiz-Keddara l'axe est droit, le diamètre intérieur de la section circulaire est de 3 m et la pente est uniforme de 0,4%. La distance entre l'ouvrage d'entrée et l'ouvrage de sortie de la galerie est de 3059,19 m.

II.4.2. Caractéristiques principales du barrage

Comme montré sur Figure 2.3, les différentes parties de la digue de l'amont vers l'aval sont les suivantes (Tableau II.1) :

1. Rip-Rap amont composé d'une couche d'épaisseur 1.5m de blocs de calcaire ;
2. Enrochement calcaire sélectionné de diamètre maximum 800.0mm, extrait à l'explosif une carrière et mis en place et compacté par couche de 1.0m ;
3. Transition amont de 5.0 m d'épaisseur compactée par couche de 50.0 cm. Ce matériau a été pris dans le lit de l'oued à proximité des zones d'emprunt des limons alluviaux ;
4. Noyau constitué d'argiles colluviales contenant de l'ordre de 20% de matériaux graveleux jusqu'à la côte 121,4 m NGA puis des limons alluviaux. L'argile colluviale est plus plastique que les limons ($IP = 19.5$ pour 12.6). Le noyau a été compacté par couche de 30 cm avec les teneurs en eau suivantes :
 - a. $-2\% / +1\% w_{opt}$ jusqu'à 82 m NGA
 - b. $-1\% / +1\% w_{opt}$ entre 82 m et 115 m NGA
 - c. $-0\% / +2\% w_{opt}$ au-dessus de 115 m NGA

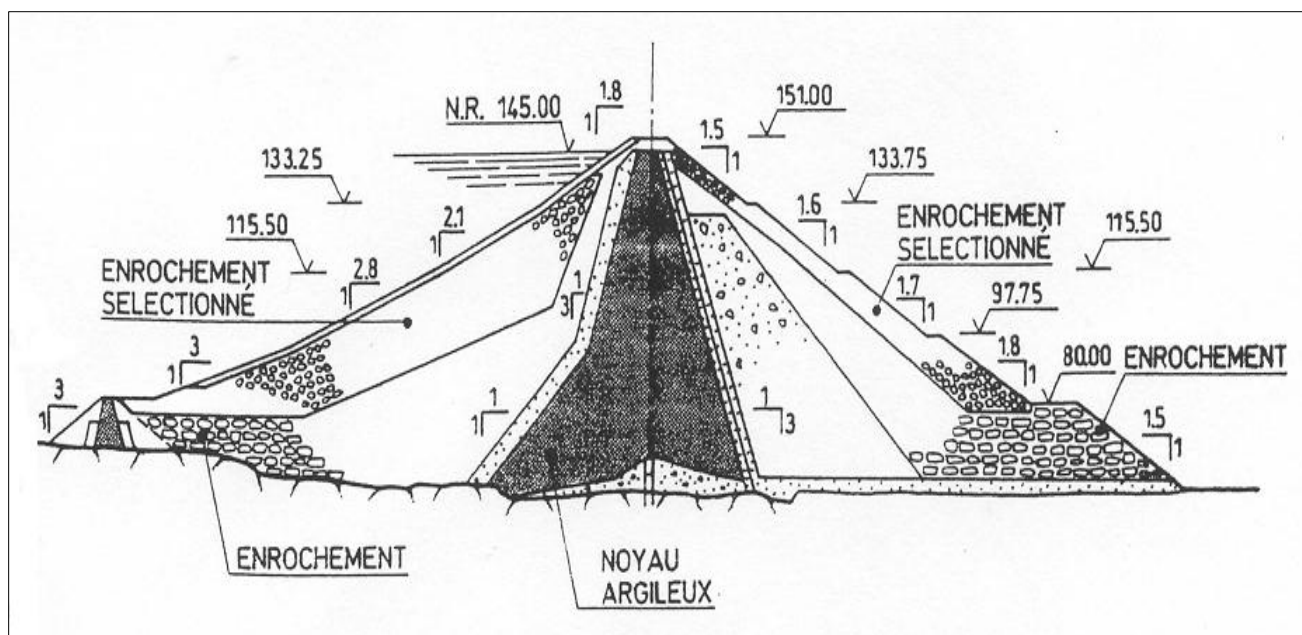


Figure 2.3. Coupe type du barrage en enrochement de Keddara.

5. Filtre aval de 2.5 m d'épaisseur puis drain aval de 2.5 m d'épaisseur (au-dessus de 140 m NGA, une seule couche de 5 m d'épaisseur a été mise en place avec une granulométrie résultante du mélange du filtre et du drain). Ces matériaux ont été produit par concassage ;
6. Remblai graveleux aval en tout-venant de l'oued, compacté par couches de 50 cm. Même provenance que le filtre de transition amont ;
7. Enrochement calcaire sélectionné.

Tableau II.1. Caractéristiques du barrage de Keddara

Eléments	Caractéristiques
Hauteur du remblai	106.0 m
Niveau de la crête	151.0 m NGA
Niveau maximal du réservoir	147.32 m NGA
Largeur en crête	12.0 à 20 m
Longueur en crête	468.0 m
Volume de la retenue (à 145.0 NGA)	145.6×10^6 m ³
Seuil évacuateur des crues	145,0 m NGA
Hauteur de retenue	145.0 m NGA
Pente amont	1.5:1 - 1.8:1
Pente aval	1.5:1 - 1.8:1

II.5. Etude géologique du site et hydrogéologie

II.5.1. Géologie

La région de Keddara se situe dans la partie nord de l'Atlas Tellien à l'extrémité Ouest du massif métamorphique qui prolonge le massif Kabyle (Figure 2.4). L'emplacement du barrage se trouve à la fin du cours montagneux de l'oued de Keddara, peu avant le débouché de celui-ci dans la plaine de Mitidja et immédiatement après le confluent avec l'oued El-Haad. La vallée franchit ici le dernier resserrement dans les terrains cristallophyliens du prolongement occidental du massif métamorphique kabyle, terrain d'âge antédévien.

Les roches métamorphiques ; schistes quartziques-chloritiques, micaschistes et séricitoschistes, sont d'origine antédévienne et sont présentés sur le site dans une structure de Horst (espace soulevé) orientée Nord-Est/Sud-Ouest. La géologie du site du barrage est caractérisée par une altération superficielle très variable, parfois assez profonde.

La cuvette du barrage de Kaddara est occupée en grande partie par les roches métamorphiques du massif schisteux kabyle des Khachna, interrompues localement par de dépressions occupées de terrains sédimentaires tertiaires au Sud-Est. Le bassin est bordé par une chaîne de calcaire lutétiens avec des affleurements jurassiques.

✓ Lithologie des roches de fondation

On distingue trois types de roches métamorphiques (ANB, 1987):

Schistes quartziques-chloritiques : elles se trouvent à la base de la série lithologique, compactes et assez dures, formant un Horst. Leur profondeur est inconnue.

Les micaschistes : recouvrent les schistes quartziques - chloritiques, composés de mica et de kaolinite et parfois de la chlorite, du quartz et du feldspath. Ils sont de couleur noir, gris foncé et occupe le flanc de la rive gauche.

Les séricitoschistes : ils occupent la terrasse supérieure tout le long de la rive droite, sont lustrés, bleutés, argileux, tendre et composés de séricite, quartz et kaolinite, feldspath, vermiculite, chlorite. Ils sont les plus altérés.

Dans les sédiments récents, on rencontre les alluvions actuelles qui occupent les lits des Oueds et sont constituées de graviers plus ou moins sableux. Elles ont des profondeurs variantes entre 12 à 30m à l'aval du barrage et de 2 à 10 m à l'amont. Les alluvions récentes qui occupent les terrasses basses bordant les lits des oueds, et les éboulis de pentes qui sont des terrains hétérogènes occupant les pentes des deux rives.

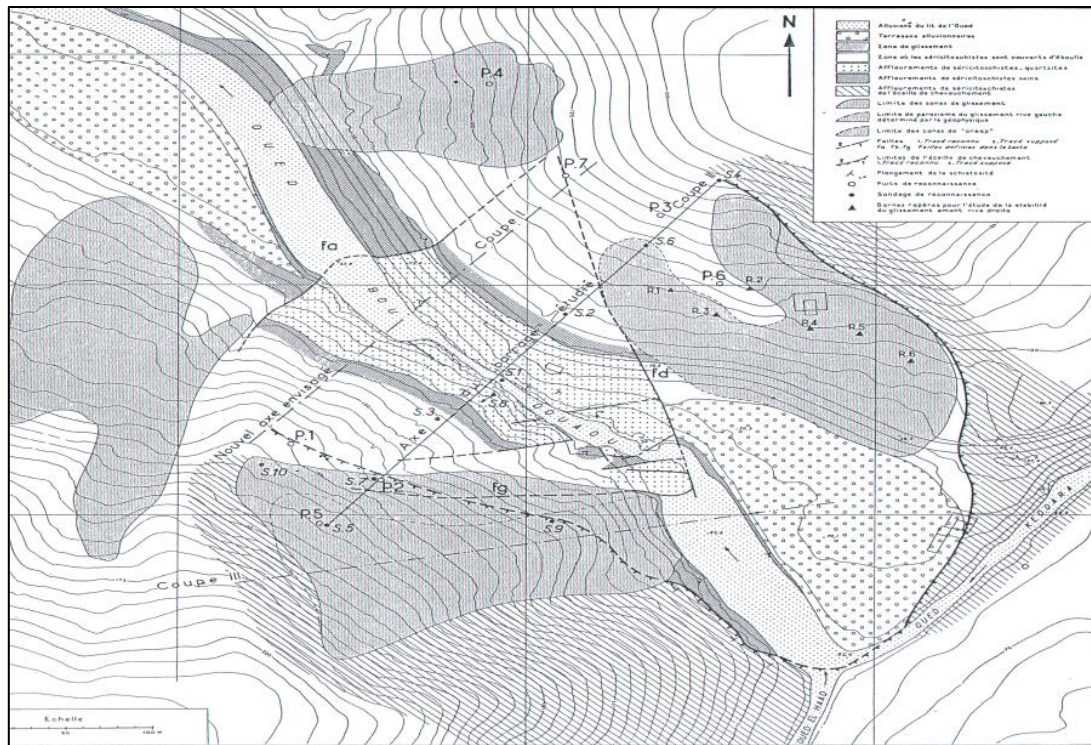


Figure 2.4. Structures géologiques du site de Keddara.

II.5.2. Hydrogéologie

Les matériaux de couverture, sauf les matériaux graveleux, sont en général assez hétérogènes avec des coefficients de perméabilité compris entre $5 \cdot 10^{-5}$ et $1 \cdot 10^{-5}$ cm/s. Pour la fondation, les schistes quartziques sont imperméables $k=10^{-7}$ cm/s. La perméabilité des schistes supérieure (micaschistes et séricitoschistes) est très hétérogène. D'où un traitement d'imperméabilisation de la fondation a été prévu.

Le bassin versant de Keddara a une superficie de 93 km². Il est formé de l'affluents ; l'oued Keddara et El-Haad qui se regagnent pour former l'oued de Boudouaou. L'Oued Keddara est formé de trois oueds allant du Nord au Sud-Est : oued Mellah, Choine et oued Halaoui, dont la longueur est de 26 km. L'oued El-Haad s'écoule sur un axe Nord, Sud-Ouest sur une longueur de 15 km.

II.6. Caractéristiques géotechniques du site

Le site de Keddara a été étudié à plusieurs reprises depuis 1956. Ainsi, entre les années 1956 et 1980, ont été exécutées les campagnes de reconnaissance sur le site et aussi sur les zones d'emprunt (ANB, 1987). Au cours de ces campagnes ont été exécutés le creusement de puits, tranchées et galeries, 61 sondages carottés avec des essais géotechniques in situ et en laboratoire, des mesures topographiques et le levé de cartes géologiques. Ces différents essais furent complétés par des essais géophysiques (prospection électrique, carottage électrique et prospection sismique), l'installation de piézomètres dans certains forages et l'exécution

d'essais de perméabilité (en 1983). Pour obtenir la définition la plus correcte de la géométrie des fondations des ouvrages et encore celle de la zone des glissements survenus en rive gauche, plusieurs travaux de reconnaissance supplémentaire (puits, tranchées et sondages) ont été effectués durant la phase d'exécution. Des travaux de connaissance supplémentaires ont été aussi effectués dans les zones d'emprunts des matériaux pour remblai et enrochement afin de déterminer des quantités disponibles et à l'établissement des caractéristiques détaillées des gites et des schémas de leur exploitation.

✓ **Caractéristiques des matériaux**

Les reconnaissances réalisées ont permis d'arrêter les paramètres géotechniques adoptés dans le calcul. Comme présenté dans le Tableau II.2, et la Figure 2.5, les matériaux utilisés pour la construction du corps du barrage ont été subdivisés en plusieurs zones, telles que ; La partie amont est constituée d'enrochement en calcaires (Zone 1) et un filtre de transition (Zone2) ; la partie aval est constituée d'enrochement en calcaire (Zone 1) et d'un filtre en sable (Zone4) et d'un remblai graveleux (Zone5) et au centre un noyau argileux (Zone 3). La fondation du barrage est composée de schiste (Zone 6). Les caractéristiques des matériaux dans chaque zone du barrage sont données dans le Tableau II.2.

Tableau II.2. Caractéristiques des matériaux dans chaque zone du barrage

Zones		Matériaux	γ_d (kN/m ³)	c' (kPa)	φ°	K (MPa)	G (MPa)
Zone 1	Enrochement	Calcaire sélectionné	25	0	45	9.6×10^6	5.8×10^6
Zone 2	Filtre de transition	Alluvions	18	50	13	260×10^3	120×10^3
Zone 3	Noyau	Argile colluviale	20	55	14	253.5×10^3	117×10^3
Zone 4	Drain	Sable	18	0	35	433.3×10^3	200×10^3
Zone 5	Remblai	Matériaux graveleux	18	0	40	274.67×10^3	160×10^3
Zone 6	Fondation	Schiste	28	0	45	$2,67 \times 10^7$	$1,6 \times 10^7$

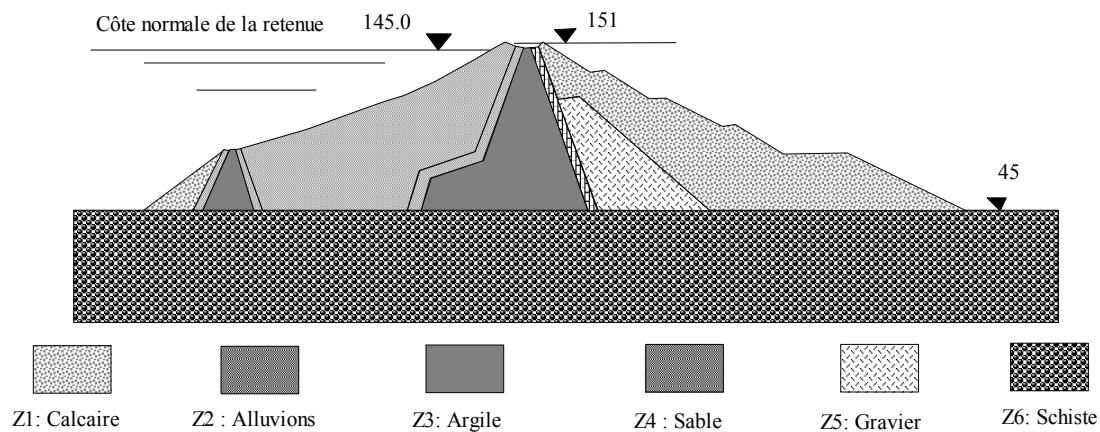


Figure 2.5. Différentes zones du barrage.

II.7. Auscultation du barrage

Des moyens d'auscultation ont été installés afin de connaître à tout moment, dans un certain nombre de points du barrage, les pressions hydrauliques et les déformations.

II.7.1. Dispositifs d'auscultation

Mesures de déformation :

Le réseau est constitué de 6 piliers de planimétrie situé en aval, rive gauche.

Les repères de référence de nivellement, matérialisés par des rivets, sont situés sur l'axe de la crête en rive gauche ainsi qu'en rive droite.

Les déplacements verticaux de l'ouvrage sont mesurés aux points suivants :

- 12 repères en crête à la côte 152 m : 1 à 12,
- 4 repères sur le parement aval à la côte 133 m : 13, 14, 15, 16
- 3 repères sur le parement aval à la côte 115 m : 17, 18, 19
- 2 repères sur le parement aval à la côte 98 m : 20, 21
- 2 repères au pied aval à la côte 80 m : 22, 23

11 inclinomètres/tassomètres à manchettes magnétiques sont installés sur le barrage, sur noyau aval et recharge aval et amont, poursuivre les tassements et déformations horizontales de l'ouvrage.

2 pendules inversés sont installés en aval de la digue sur les flancs (un en rive droite, un en rive gauche).

Mesures de pression :

46 cellules électriques sont installées dans le noyau pour la mesure des pressions interstitielles.

21 cellules électriques sont installées afin de mesurer les contraintes totales à l'interface avec la fondation :

9 piézomètres de type Casagrande sont situés dans le massif rocheux aval pour suivre la position de la nappe phréatique en fondation.

6 piézomètres sont installés dans la galerie d'injection afin de contrôler les pressions hydrostatiques en aval du voile d'injection :

Débits :

La mesure séparée des fuites est faite dans la galerie de drainage située en rive gauche. Les drains sont munis de vannette.

Cote de retenue :

Le niveau de l'eau dans la retenue est suivi à partir d'une échelle millimétrique sur la tour de prise.

II.7.2. Analyse des tassements

La mise en eau a débuté le 19 décembre 1985. L'évolution de la cote de retenue est présentée ci-dessous (Figure 2.6)

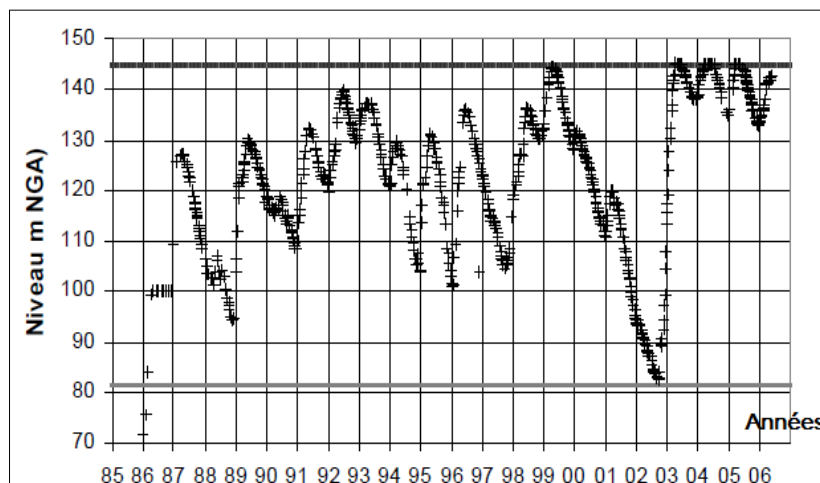


Figure 2.6. Evolution de la cote de retenue (1985 – 2006) (ANB, 2006).

Les historiques des tassements des repères de crête sont présentés dans les graphiques (Figures 2.7-8) (ANB, 2006). Les tassements cumulés depuis décembre 1986 atteignent 450 mm au milieu du remblai avec une vitesse actuelle de tassement d'environ 15 mm/an pour les repères centraux.

Il est à remarquer un différentiel de tassement d'environ 150 mm entre les repères amont et aval du profil Rive Droite. L'amplitude des tassements cumulés depuis décembre 1987 atteint environ 6 mm par m de remblai.

Les tassements des repères du parement aval atteignent environ 200 mm pour la Berme 135 m NGA et moins de 70 mm pour les autres repères (Figure 2.9).

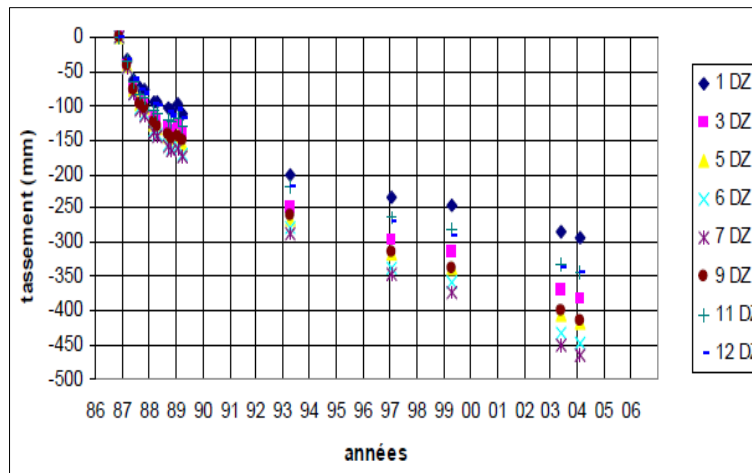


Figure 2.7. Tassement de la crête ; repère amont. (ANB, 2006).

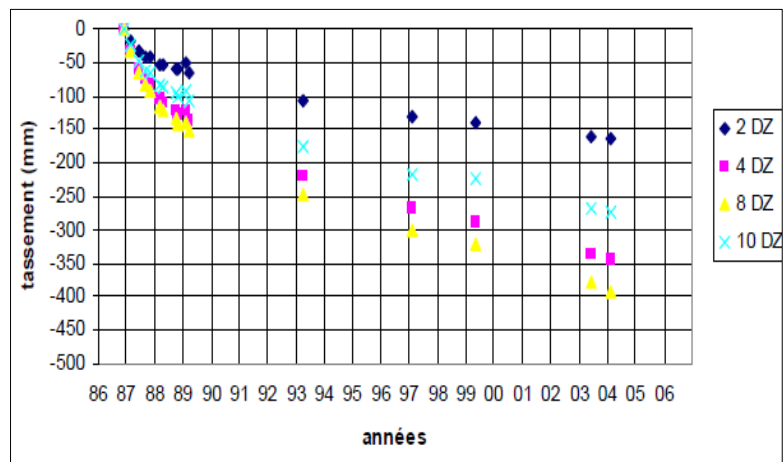


Figure 2.8. Tassement de la crête ; repère aval. (ANB, 2006).

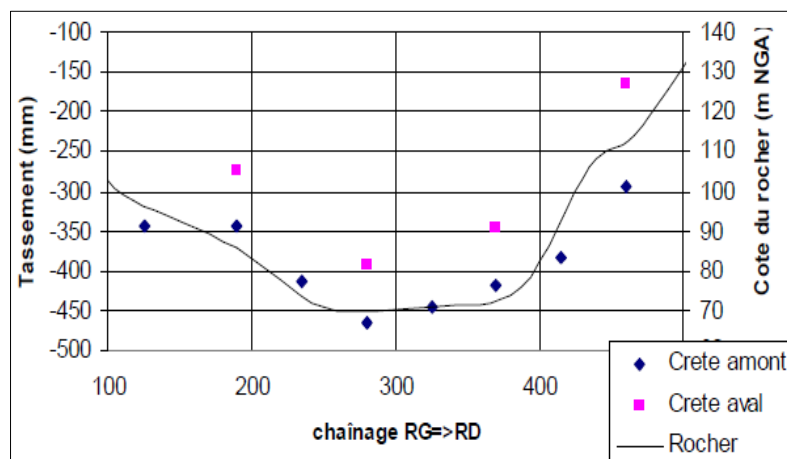


Figure 2.9. Tassement relatif des repères de crête au 09/02/2004. (ANB, 2006).

II.8. Instrumentation et signaux sismiques enregistrés

Vu la proximité de la zone d'Alger, considérée à l'époque, comme activement sismique, et classée selon l'ancien zonage sismique, en zone II, de séismicité modérée, une accélération de 0.25g a été adoptée pour le calcul de la stabilité de l'ouvrage.

II.8.1. Instrumentation

Un réseau dense d'accélérographes a été installés au niveau du site du barrage de Keddara, vu le rôle stratégique du barrage. Le réseau comprend neuf (09) accélérographes déployés en champ libre et en structure. L'objectif de cette coopération entre le CGS et l'ANB rentre dans un cadre de recherche afin d'analyser le comportement sismique des barrages et des effets de site.

Quatre (04) accélérographes en champs libre sont disposés le long d'une ligne droite de 150 et distants d'au moins de 200 m de la structure du barrage, afin d'éviter l'interaction sol-structure, et un (01) accélérographe sur le rocher sur la rive droite du barrage. L'objectif principal du réseau d'accélérographes en champ libre et d'acquérir les observations nécessaires permettant la caractérisation du mouvement sismique, en termes de contenu fréquentiel, durée et amplitude.

Le réseau est composé d'accélérographes de type digital « ETNA » qui présentent les caractéristiques techniques suivantes :

- ✓ Fréquence naturelle des accéléromètres : 200 Hz
- ✓ Amortissement critique : 0.70
- ✓ 200 enregistrements par seconde ($A_t=0.005s$)

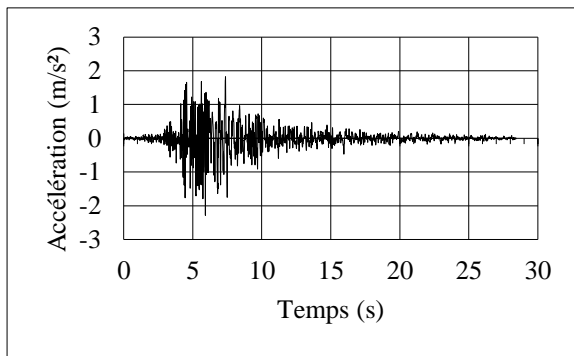
Les secousses sont enregistrées suivant les trois composantes : Nord-Sud, Est-Ouest et verticale.

II.8.2. Signaux sismiques

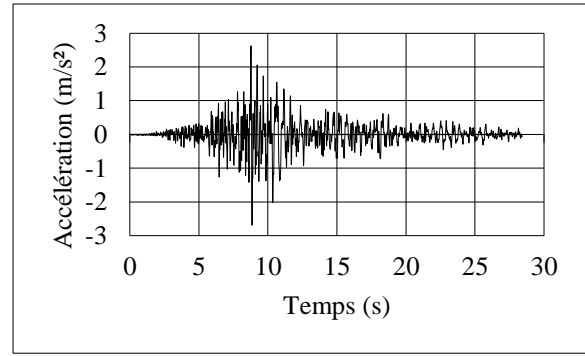
Le séisme de Boumerdes ($M_w=6.8$) a secoué le barrage de Keddara le 21 mai 2003. Les accélérographes installés sur le site de Keddara ont enregistré les mouvements en crête, au niveau des rives et en champ libre. L'analyse des accélérogrammes enregistrés durant le choc principal et les répliques constituent les informations de base pour l'analyse du comportement de ce barrage durant ce séisme. Les Figures 2.10-11-12, représentent respectivement, les enregistrements au rocher en rive gauche et à la crête du barrage durant le choc principal du 21/05/2003 (Composantes Nord-Sud, Est-Ouest et Verticale).

(a)

(b)

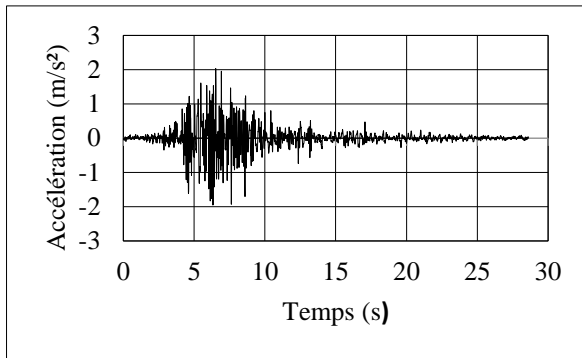


(a)

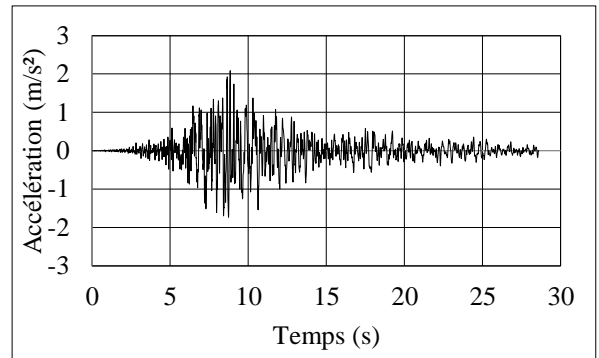


(b)

Figure 2.10. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage, (b) à la crête, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante Nord-Sud.

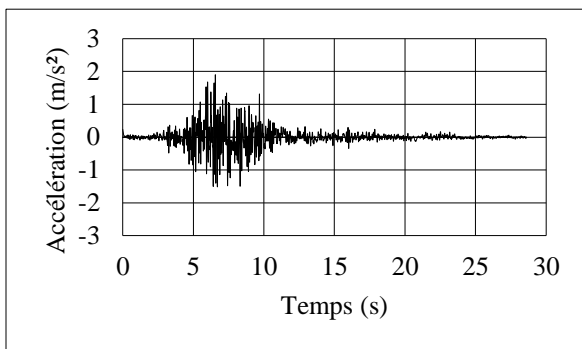


(a)

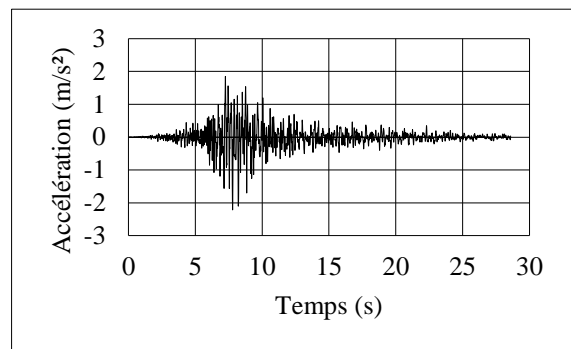


(b)

Figure 2.11. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage, (b) à la crête, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante Est-Ouest.



(a)



(b)

Figure 2.12. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage, (b) à la crête, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante verticale.

II.9. Conclusion

Selon le rapport d'auscultation du barrage de Keddara (ANB 2006) après le séisme du 21 mai 2003, aucun désordre n'a été détecté sur le barrage et ses ouvrages annexes. L'analyse des données disponibles concernant le suivi du barrage de Keddara conduit aux conclusions suivantes :

- Sur le plan mécanique, les amplitudes des tassements mesurés depuis 1987 atteignent 6 mm par m de remblai avec une vitesse actuelle qui est inférieure à 15 mm par an pour les repères centraux. Les déplacements planimétriques des repères de crête situés près des rives sont orientés vers l'amont et vers le lit de l'oued avec une amplitude d'environ 150 mm (pour un tassement de 300 mm).
- Sur le plan hydraulique, l'analyse des données d'auscultation ne fait pas ressortir d'anomalie. Par contre le piézomètre installé en crête côté rive droite suite au séisme de 2003 indique des charges hydrauliques élevées. Son évolution est donc à surveiller particulièrement. Concernant le noyau, l'analyse des données d'auscultation disponibles jusqu'en mai 2004 ne fait pas ressortir d'anomalie avec en particulier une diffusion des pressions qui se fait Préférentiellement sur l'amont et pressions effectives toujours supérieures à 3 bars.

Chapitre III : Analyse statique du barrage

III.1. Introduction

Afin de réaliser l'analyse de stabilité d'un barrage, l'utilisation de moyens et de logiciels adaptés a été nécessaire. Il existe différents logiciels utilisés en géotechnique afin de réaliser l'étude d'un projet.

L'objectif de cette partie de l'étude est d'analyser le comportement statique du barrage durant les phases de construction et de mise en eau (comportement hydro mécanique). On définira ainsi les déplacements, les déformations et les contraintes pendant la construction et après la mise en eau et notamment l'évolution des pressions interstitielles.

A l'aide du logiciel FLAC^{3D}, le barrage de Keddara est analysé. La procédure de construction du modèle ; maillage, interfaces, conditions aux limites, ainsi que les lois de comportement utilisées sont présentés dans ce qui suit.

III.2. Procédures de modélisation

Afin de bien comprendre le comportement des grands barrages en enrochement et la prise en compte de l'impact de la forme de la vallée justifient l'utilisation d'un modèle en 3D. Comme déjà présenté, l'analyse du comportement du barrage est effectuée au moyen du logiciel FLAC^{3D} développé par le groupe ITASCA (Fast Lagrangian Analysis of Continua), conçu et développé pour résoudre des problèmes en géotechnique. Plusieurs modèles constitutifs sont disponibles et permettent de simuler la réponse non linéaire irréversible des matériaux. Ce programme d'analyse, basé sur la méthode des différences finies et la technique explicite Lagrangienne, permet de simuler le comportement des structures constituées de sols, de roches ou d'autres matériaux, qui peuvent subir un écoulement plastique quand leurs limites de résistance sont atteintes.

III.2.1. Le maillage

Avec FLAC^{3D}, le maillage est généré avec la commande 'Generate zone'. Cette commande accède, en fait, à une bibliothèque de formes primitives. Chaque forme a un type spécifique de connectivité de maillage. Le procédé de discrétisation commence par la formation des zones selon les formes primitives choisies par l'utilisateur. Chaque zone est discrétisée intérieurement automatiquement en tétraèdres. La zone à huit nœuds, par exemple, peut être discrétisée dans deux (et seulement deux) différentes configurations de cinq tétraèdres. La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux configurations de tétraèdres, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

Lors de la réalisation d'une modélisation par différences finis ou éléments finis, il est important de s'assurer de la convergence du maillage. C'est-à-dire que la taille des éléments utilisés est suffisamment petite pour obtenir une réponse contenant le moins d'erreurs et d'incertitudes possibles. En effet, un maillage trop grossier risquerait de donner des réponses moins précises. Ceci est d'autant plus important lors d'une analyse numérique dynamique. Pour ce faire l'Équation 3.1 (Kuhlemeyer et Lysmer, 1973) présente un critère qui est très largement utilisé lorsqu'une analyse numérique dynamique est réalisée :

$$\Delta L = \lambda/10 \quad (3-1)$$

Avec :

ΔL : La longueur d'un élément fini

λ : La longueur d'onde correspondante à la fréquence la plus élevée

Le maillage employé pour l'analyse statique et dynamique est présenté à la Figure 3.2 (a-b-c-d) Il a été réalisé en considérant des éléments brick (quadratiques) et Wedge triangulaires. Figure 3.1

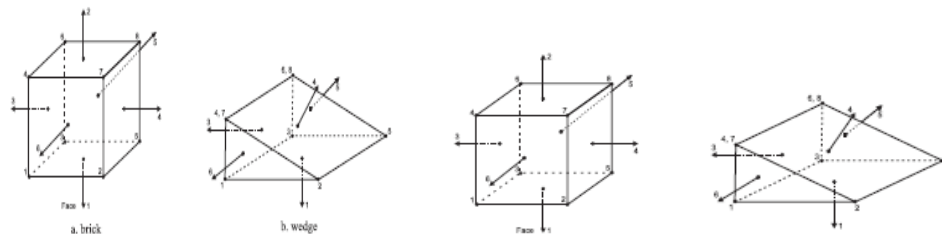


Figure 3.1. Mailles utilisées dans la construction du modèle.

Le modèle contient 1235961 mailles, constituant six (06) groupes distinguant les matériaux utilisés dans la construction du barrage ; l'enrochement amont et aval, le noyau argileux, le remblai, le filtre amont (transition), filtre aval (drain) et la fondation. Cette distinction en zones, permet de changer, si nécessaire, les caractéristiques des matériaux. La construction du barrage est simulée en 53 phases. Elle se fait couche par couche de même épaisseur, allant du côté amont au côté aval, et jusqu'à la crête (151NGA).

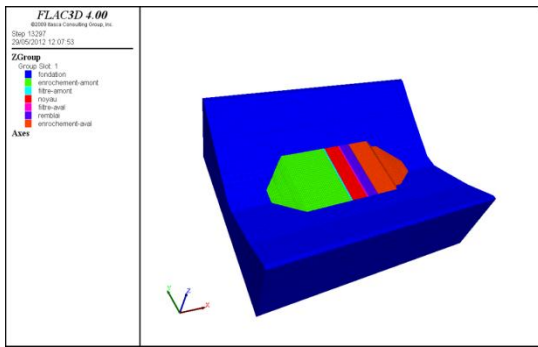


Figure 3.2. (a) Mise en couche en 3D du barrage de Keddara

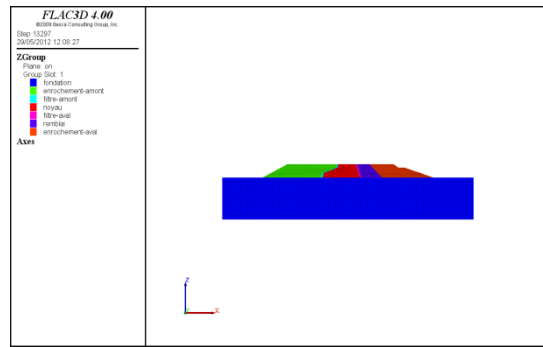


Figure 3.2. (b) Vu en plan de la mise en couche du barrage de Keddara.

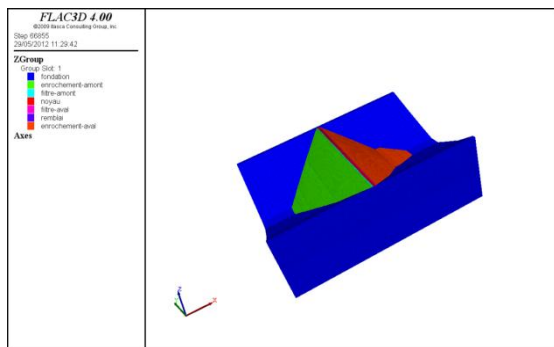


Figure 3.2. (c) Maillage 3D du barrage de Keddara.

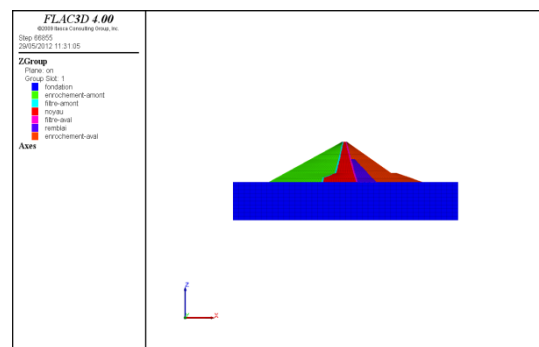


Figure 3.2. (d) Vu en plan du maillage du barrage de Keddara

III.2.2. Lois de comportements

FLAC permet d'effectuer une analyse en trois dimensions en utilisant différentes lois de comportement. Dans cette étude, on a choisi, pour caractériser le matériau de la fondation, de considérer :

- (1) Un modèle élastique,
- (2) Un modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb.

Pour simuler le comportement de la digue le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb est utilisé. Six paramètres mécaniques sont nécessaires. Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (oedomètre et appareil triaxial) :

- ✓ La masse volumique ρ ;
- ✓ Le module de cisaillement G ;
- ✓ Le module de compressibilité K ;
- ✓ La cohésion de pic C ;
- ✓ L'angle de frottement interne φ ;
- ✓ Les courbes de décroissance de C et de φ en fonction des déformations plastiques ;

III.2.3. Les interfaces

Les capacités de séparation et de glissement à la limite commune, ou 'interface' de matériaux, sont prévues dans FLAC^{3D} par ce qu'on appelle des éléments d'interface à deux dimensions. La configuration géométrique d'éléments d'interface est présentée dans la Figure 3.3, comprenant des éléments triangulaires qui recouvrent les faces de chaque zone qui localisent la limite plane qui forme l'interface de matériaux différents.

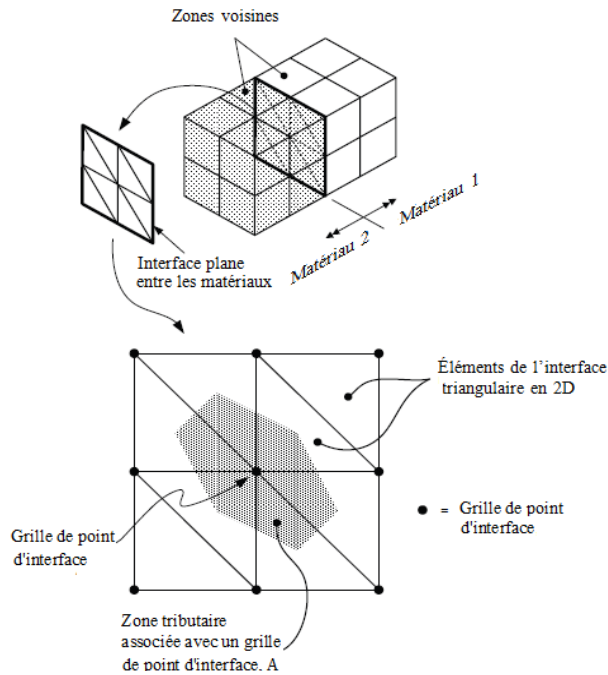


Figure 3.3. Éléments d'interface en 2D utilisés dans FLAC3D [Itasca, 2009].

Le comportement à la séparation et au glissement à l'interface est représenté par des ressorts élastiques normaux et de cisaillement. La rigidité du ressort de cisaillement, ks , est caractérisée par les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb c et ϕ , tandis qu'une résistance en traction est attribuée à la rigidité du ressort normal, kn , de sorte que si elle est dépassée, il se produit une séparation. Les ressorts normaux et de cisaillement sont considérés exister aux points de grille de l'interface qui sont indiquées dans la Figure 3.4.

D'un point de vue pratique selon le code de calcul FLAC^{3D}, il est nécessaire de définir les raideurs normales kn et tangentielles ks pour chaque interface qui peuvent être choisies suffisamment élevées afin d'empêcher les déplacements relatifs. Pour des raisons techniques liées à la convergence de l'algorithme, ces valeurs ne doivent pas en tout cas excéder 10 fois la raideur équivalente de la maille la plus rigide en proximité du point de l'interface. L'expression de cette raideur équivalente maximale est donnée dans l'Equation 3.2 :

$$\max \left[\frac{K + \frac{4}{3} G}{\Delta Z_{\min}} \right] \quad (3.2)$$

Avec :

K et G : sont respectivement les modules volumiques et de cisaillement

ΔZ_{\min} est la plus petite largeur d'une zone adjacente dans la direction normale (voir Figure 3.4).

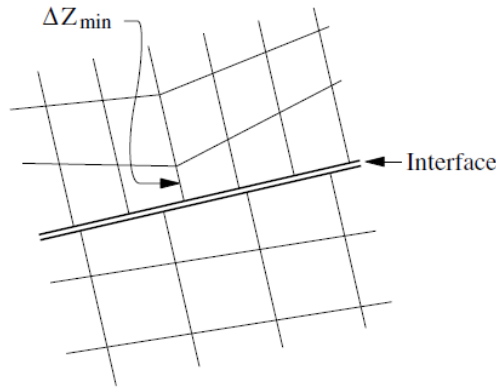


Figure 3.4. Dimension d'une zone utilisée dans le calcul de rigidité.

Afin de modéliser l'interaction entre la fondation et le corps du barrage ainsi qu'entre les différentes zones, et pour permettre la régularisation du maillage, le glissement ou la séparation entre les éléments sont empêchés le long de l'interface, de ce fait, tous les déplacements relatifs sont théoriquement empêchés. Plusieurs interfaces ont été réalisées comme montré à la Figure 3.5. Le comportement de l'interface utilisée est régi par le modèle de Mohr-Coulomb, dont les paramètres sont ;

- ✓ La raideur normale kn (contrainte/déplacement) ;
 - ✓ La raideur tangentielle ks (contrainte/déplacement) ;
 - ✓ La cohésion C (contrainte) ;
 - ✓ L'angle de dilatance ψ ;
 - ✓ L'angle de frottement φ ;
- Interfaces entre la fondation et les différentes zones (matériaux) de la digue à la base ($Z=0$) « interfaces de 1 à 6 »
 - Interfaces entre la rive gauche de fondation et les différentes zones (matériaux) de la digue « interfaces de 101 à 106 »
 - Interfaces entre la rive droite de la fondation et les différentes zones (matériaux) de la digue « interfaces de 201 à 206 »
 - Interfaces entre l'enrochement amont et le filtre amont (transition) « interface 7, 107 et 207 »
 - Interfaces entre le filtre amont (transition) et le noyau « interface «8, 108 et 208 »

- Interfaces entre le noyau et le filtre aval (drain) « interface 9 »
- Interface entre le filtre aval (drain) et le remblai de $Z= 0.0\text{m}$ à 86m « interface 10 »
- Interface entre le remblai et l'enrochement aval vertical de $Z=0.0\text{m}$ à 86m « interface 11 »
- Interface entre le remblai et l'enrochement aval horizontale « interface 12 »
- Interface entre l'enrochement aval et le remblai horizontale « interface 14 »
- Interface entre le filtre aval (drain) et l'enrochement aval « $Z=86\text{m}$ à 106m »

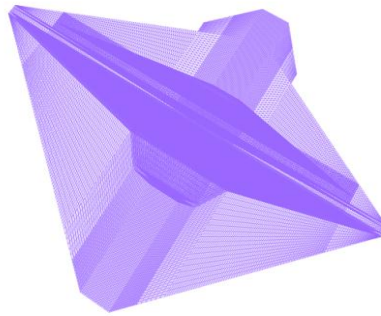


Figure 3.5. Les différentes interfaces.

III.2.4. Conditions aux limites

Les modèles numériques analysés doivent refléter des massifs réels théoriquement infinis. Pour parvenir à ce résultat, il convient de recréer, sur les limites de ces modèles, l'effet des terrains qui s'étendent au-delà des régions simulées. La définition des conditions aux limites d'un modèle, consiste à imposer, le long des frontières latérales du modèle et de sa base, des déplacements ou des contraintes nuls dans l'une, l'autre ou toutes les directions de l'espace. Les contraintes initiales sont :

- ✓ Soit imposées par l'utilisateur dans le cas où l'état de contrainte avant séisme est connu ;
- ✓ Soit calculées par le logiciel FLAC dans le cas contraire. Les contraintes initiales ainsi calculées ne résultent que de l'application de la gravité et des conditions aux limites du modèle.

Dans notre cas les conditions aux limites sont imposées le long des frontières latérales du modèle et de sa base, tel que des déplacements sont nuls, tous les nœuds sur la surface extérieure de la fondation sont fixés dans les trois directions (X, Y, Z) (Figure 3.6).

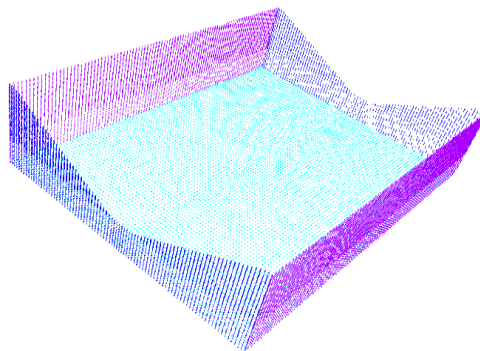


Figure 3.6. Les conditions aux limites.

III.2.5. Recherche d'un état d'équilibre en conditions statiques

Une fois les conditions aux limites et les contraintes initiales définies, le logiciel FLAC s'assure que le système est à l'équilibre, ou calcule un état d'équilibre en fonction des données d'entrée, étape préliminaire indispensable à tout calcul surtout dynamique.

III.3. Démarche et choix des modèles

L'étude du comportement statique du barrage de Keddara s'appuiera sur une modélisation numérique. Toutefois, une comparaison avec les relevés d'auscultation sera effectuée (Tassement). La réponse du barrage sera en termes de déplacements, déformations et contraintes, mais aussi en termes d'évolution des pressions interstitielles au sein du noyau argileux. Une comparaison entre la modélisation et l'auscultation permettra de valider le modèle numérique au plus proche du comportement réel de l'ouvrage.

Une compilation de tous les résultats expérimentaux de la campagne de reconnaissance (triaxiaux ou œdométriques) impliquant les matériaux du barrage de Keddara, a été réalisée afin d'arrêter les paramètres de calcul. D'abord, un calcul avec le modèle de Mohr-Coulomb pour le corps du barrage tout en considérant un comportement élastique de la fondation (modèle (1)), du fait de sa rigidité, a été mené. La fondation est constituée d'un matériau schisteux. De ce fait, on affecte la loi élastique linéaire (loi de Hooke), en considérant les propriétés mécaniques, à savoir le module de Young et le coefficient de Poisson. Dans une deuxième étape, un calcul utilisant la loi élasto-plastique du modèle Mohr-Coulomb pour l'ensemble fondation et corps de barrage sera considéré (modèle (2)).

Le choix de ces deux modèles repose sur :

- a) Se référant à la littérature (Eberahimian, 2011), lorsque le même modèle de comportement est appliqué à l'ensemble du corps de barrage et la fondation, le déplacement vertical dans le barrage sous le modèle élastique est toujours inférieur à celui obtenu pour un modèle élasto-plastique.
- b) Rechercher l'effet d'appliquer deux modèles de comportements différents dans deux parties d'une même structure, à savoir un comportement élastique pour la fondation et élasto-plastique pour le corps du barrage.

Les valeurs utilisées pour ce calcul sont déjà données dans le Tableau II.2. Le noyau du barrage est constitué d'une argile colluviale, compactée et très peu perméable. D'un point de vue physique, le corps d'un barrage en enrochements est assimilé à un massif rocheux sans cohésion ($c=0$). Les modules de rigidité et de cisaillement G ont été calculés à partir des données géotechniques.

III.4. Résultats et discussions

III.4.1. Phase de la construction

La construction par étapes du barrage consiste à modéliser la construction de ce dernier par une succession de couches de même épaisseur allant du côté amont au côté aval, et jusqu'à la crête (151NGA), en 53 phases après le calcul de l'état d'équilibre de la fondation. Les calculs peuvent être menés à court et long termes, en utilisant, respectivement les contraintes totales et effectives. Nous avons opté pour un calcul couplé en utilisant des caractéristiques mécaniques exprimées en contraintes effectives, en autorisant les flux, et en utilisant les propriétés définies dans le Tableau II.2.

- **Déplacements verticaux : Tassements**

L'analyse des résultats en termes de tassement obtenu du calcul statique réalisés pour les deux modèles de comportement montre une symétrie (Figures 3.7(a) et 3.7(b)). Les tassements sont générés à l'ensemble de la recharge amont qui sont transmis à la recharge avale. Les tassements maximaux, en fin de construction, situés dans le noyau d'argile atteignent 22 cm et 20 cm respectivement pour le modèle (1) et (2) « ((1) : élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage, (2) : Mohr-Coulomb/Mohr-Coulomb) » (Figure 3.7(c)).

Malgré une répartition des tassements quasi similaire pour les deux modèles de comportement utilisés, l'amplitude des tassements est légèrement plus importante lorsque le modèle élastique linéaire est utilisé pour la fondation.

- **Déplacements horizontaux suivant XX et YY**

Selon les Figures (3.8. (a)-(b)-(c)), les déplacements suivant l'axe des X traduisent un déplacement de l'amont vers l'aval (gauche à droite) du barrage lorsqu'ils sont positifs et inversement lorsqu'ils sont négatifs. Les déplacements sont situés dans la recharge amont et le noyau d'argile. Les déplacements suivant l'axe X restent plus important que ceux suivant l'axe des Y (voir Figures (3.9 (a)-(b)-(c))). On peut constater pour les deux modèles de comportement (1) et (2), une dissymétrie de la répartition des déplacements horizontaux, notamment liée aux caractéristiques des matériaux du noyau et des recharges. Enfin, entre les deux modèles de comportement (1) et (2), on peut remarquer que les déplacements sont légèrement plus importants pour le modèle (1). En partie aval, les déplacements sont négligeables.

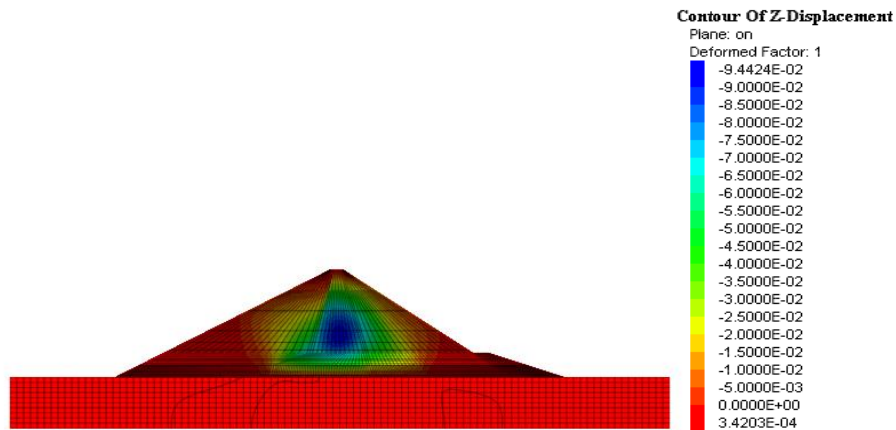


Figure 3.7. (a). Tassement (m) du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.

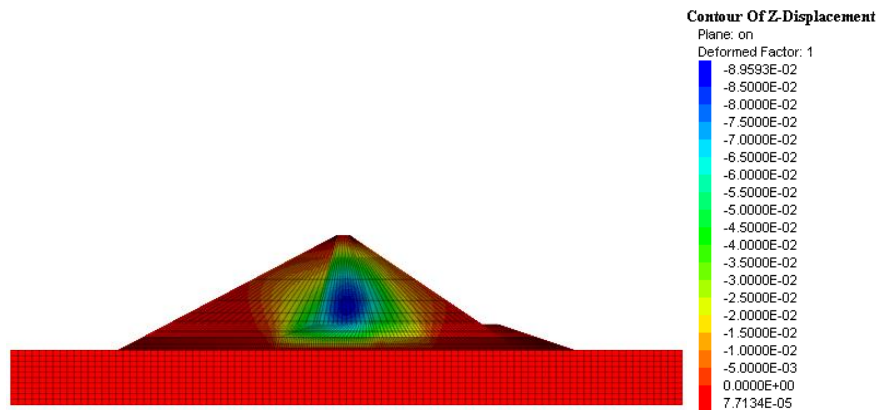


Figure 3.7. (b). Tassement (m) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.

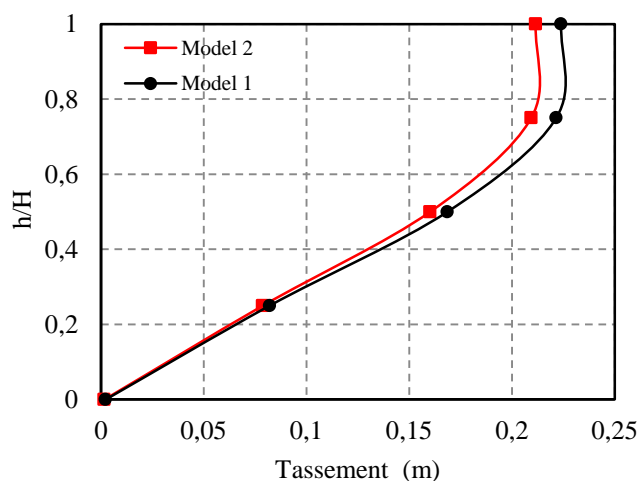


Figure 3.7. (c). Comparaison des tassements du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.

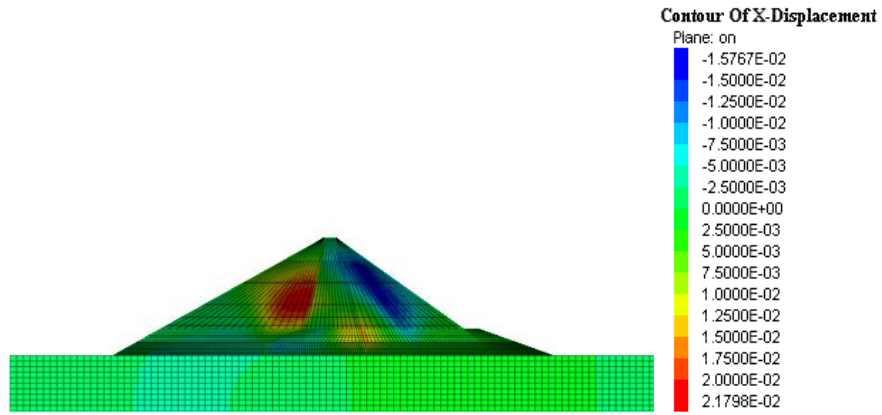


Figure 3.8. (a). Déplacement X (m) du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.

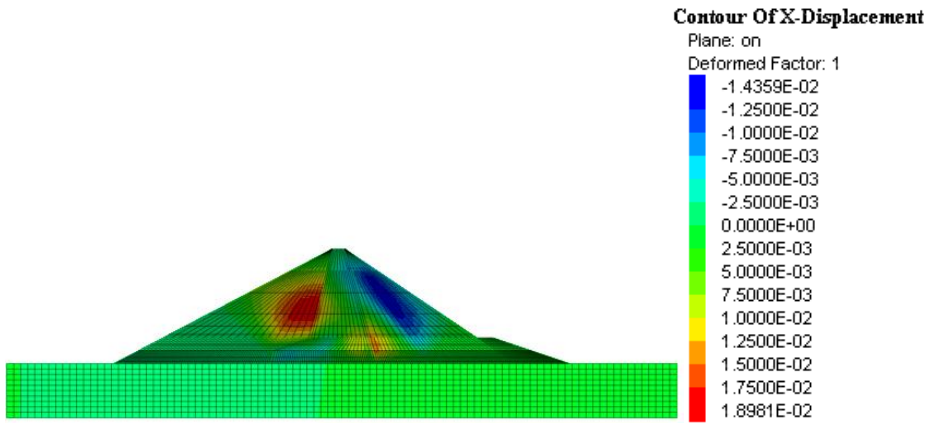


Figure 3.8. (b). Déplacement X (m) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.

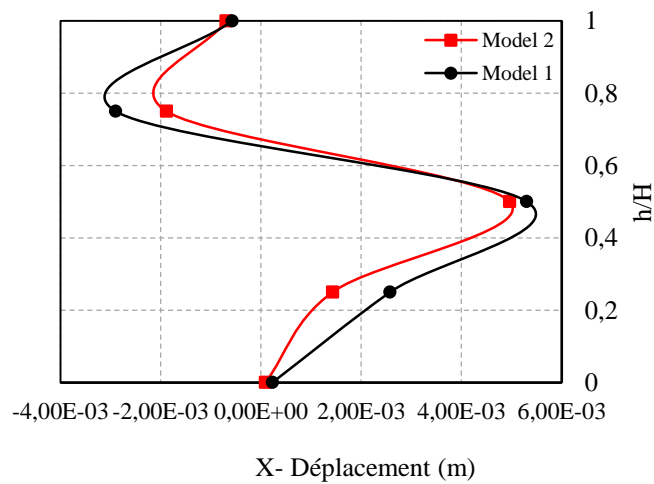


Figure 3.8.(c). Comparaison des déplacements X du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.

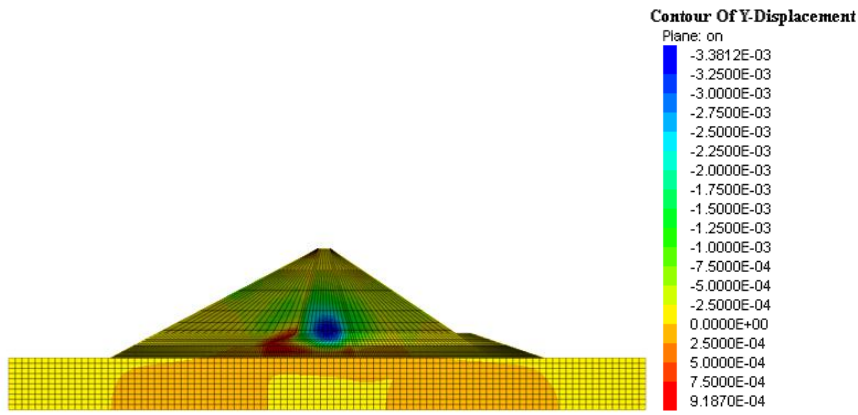


Figure 3.9.(a). Déplacement Y (m) du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.

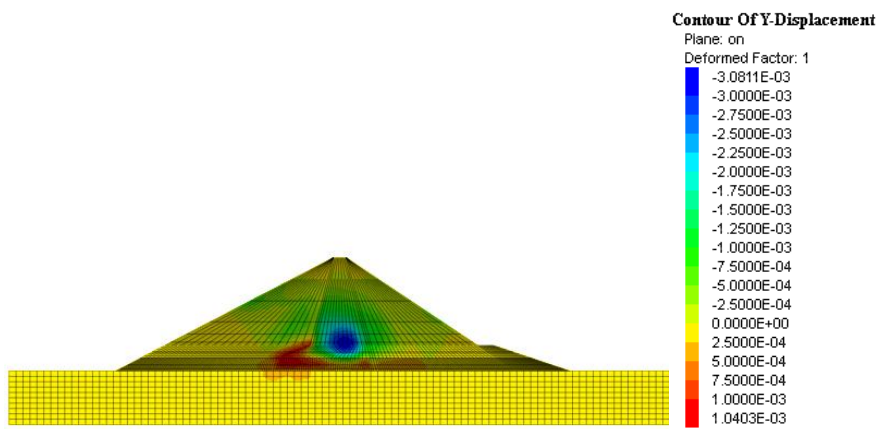


Figure 3.9. (b). Déplacement Y(m) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.

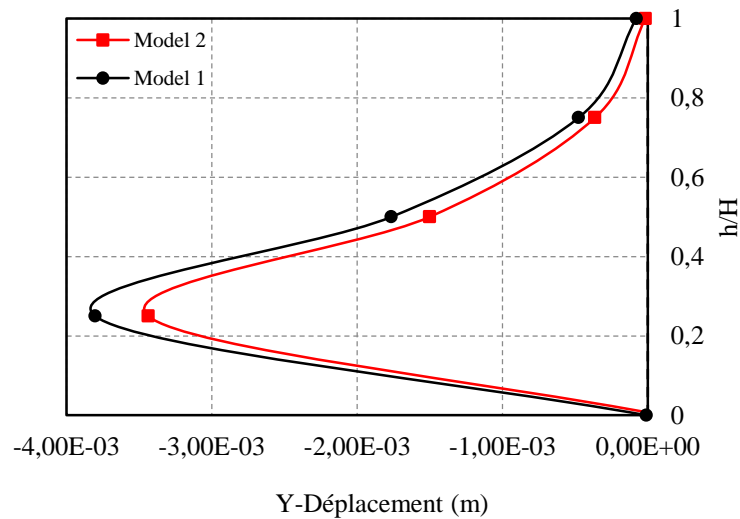


Figure 3.9. (c). Comparaison des déplacements Y du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.

- **Contraintes**

L'étude des contraintes suivant les directions (XX), (YY) et (ZZ), nous permet de noter les points suivants (Figures 3.10.(a)-(b)-(c), 3.11.(a)-(b)-(c) et 3.12.(a)-(b)-(c)):

Pour les deux modèles de comportement (1) et (2), la représentation des contraintes totales suivant les trois directions, correspond au changement de la répartition des contraintes au niveau des interfaces.

Pour les deux modèles de comportement (1) et (2), les contraintes suivant (ZZ) restent les plus importantes par rapport aux contraintes suivant les axes (XX) et (YY).

Les contraintes les plus importantes dans les trois directions sont obtenues à mi-hauteur du corps de barrage, pour les deux modèles de comportement (1) et (2).

On peut remarquer que les contraintes sont légèrement plus importantes pour le modèle (1) suivants (XX) et (ZZ), et restent identiques suivant la direction (YY).

La variation des contraintes suivant (XY), (XZ) et (YZ), avant la mise en eau, la contrainte maximale se situe sur le côté amont du barrage, elle est légèrement plus importante pour le modèle (2). Les contraintes suivant (XZ) restent les plus importantes par rapport aux contraintes suivant les axes (XY) et (YZ).

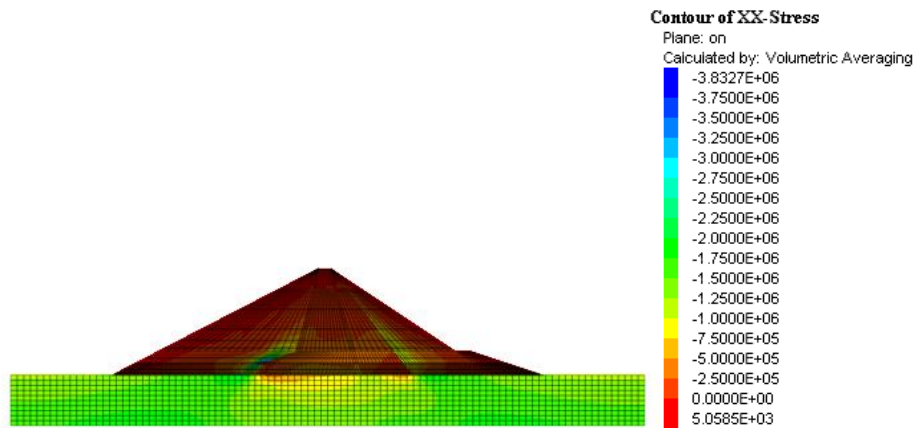


Figure 3.10. (a). Contraintes XX du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.

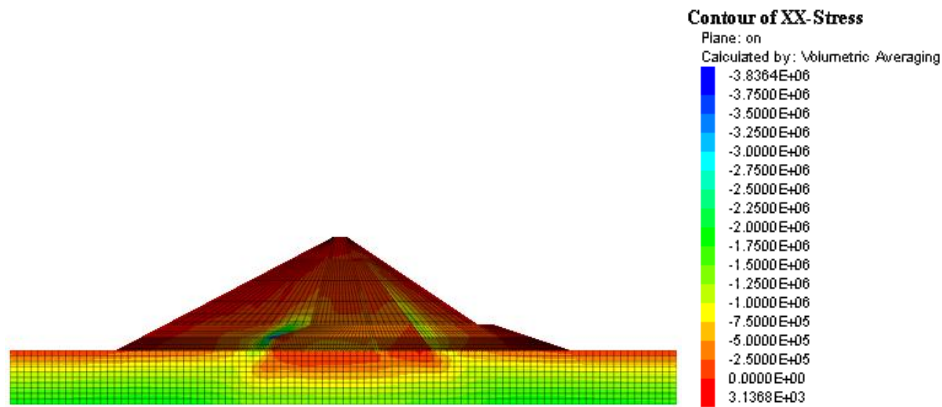


Figure 3.10. (b). Contraintes XX du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.

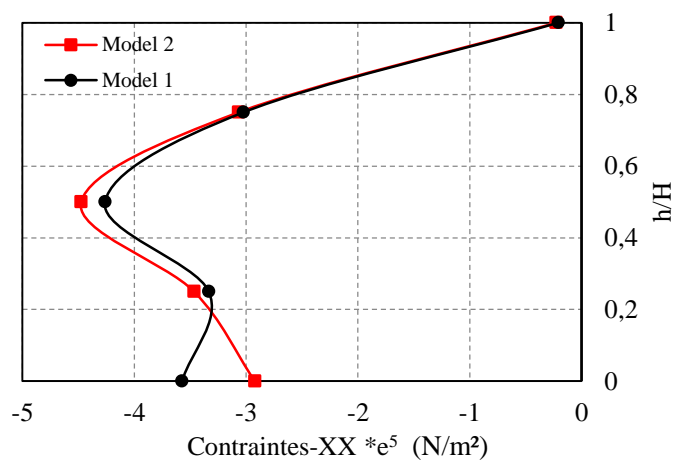


Figure 3.10. (c). Etat de contraintes XX du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.

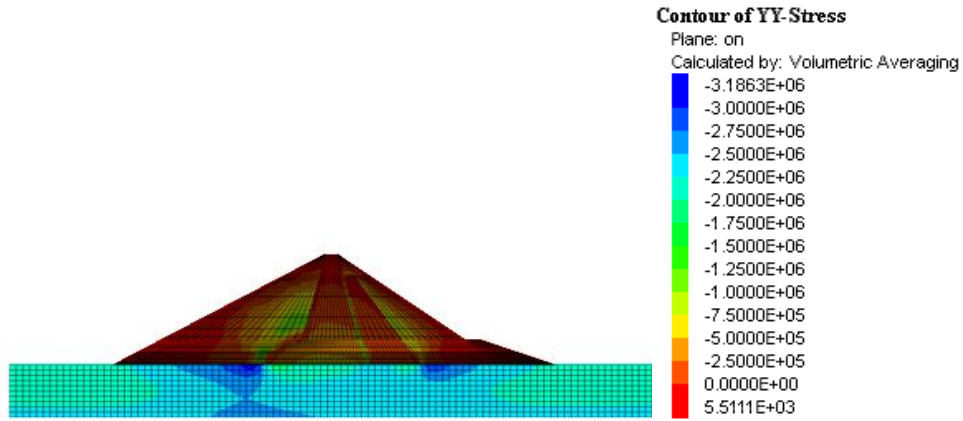


Figure 3.11. (a). Contraintes YY du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.

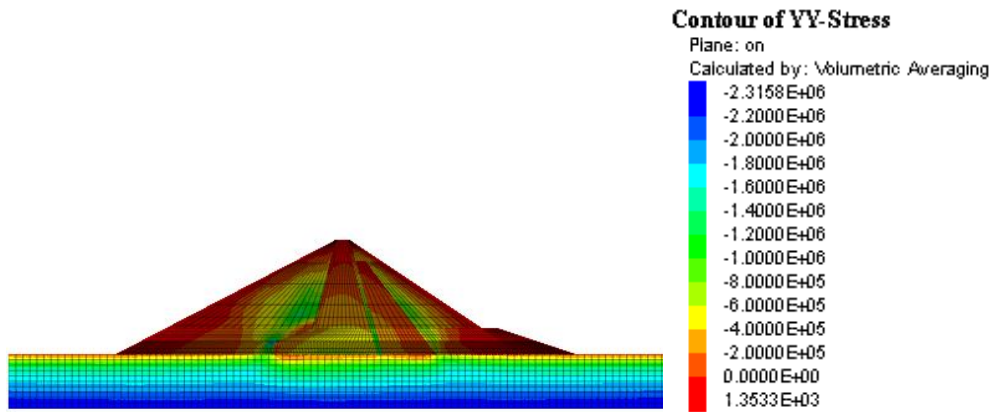


Figure 3.11. (b). Contraintes YY du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.

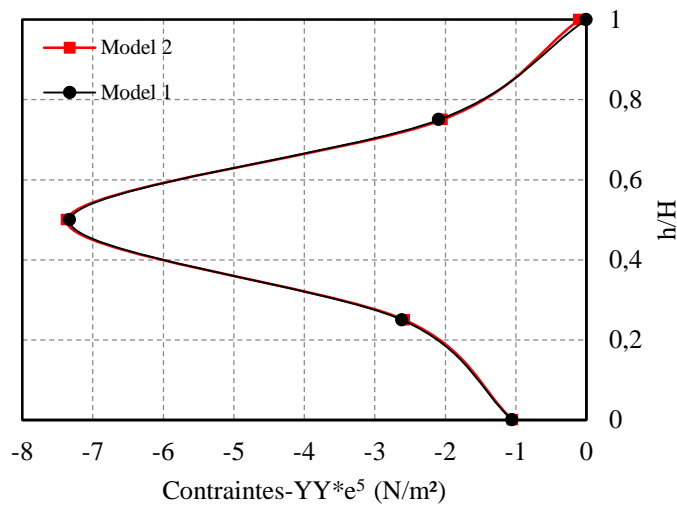


Figure 3.11. (c). Etat de contraintes YY du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.

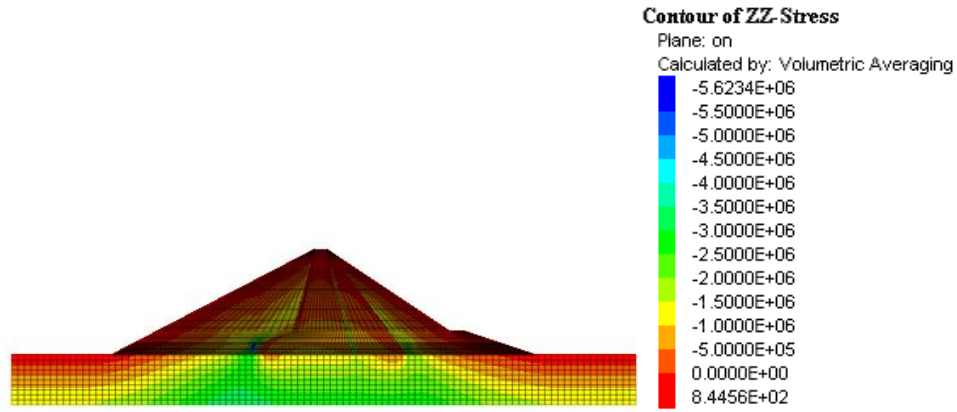


Figure 3.12. (a). Contraintes ZZ du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.

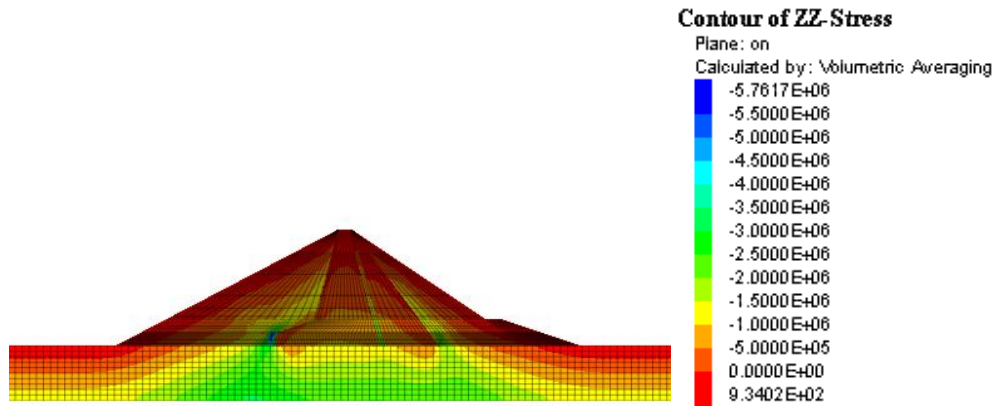


Figure 3.12. (b). Contraintes ZZ du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.

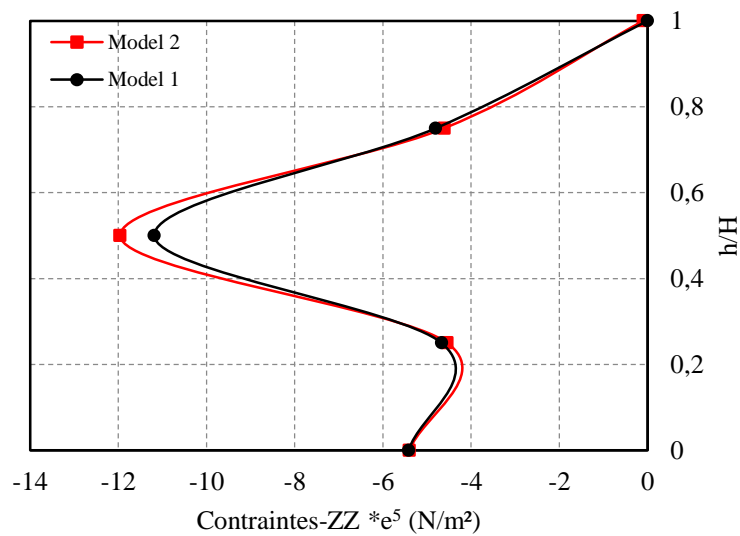


Figure 3.12. (c). Etat de contraintes ZZ du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.

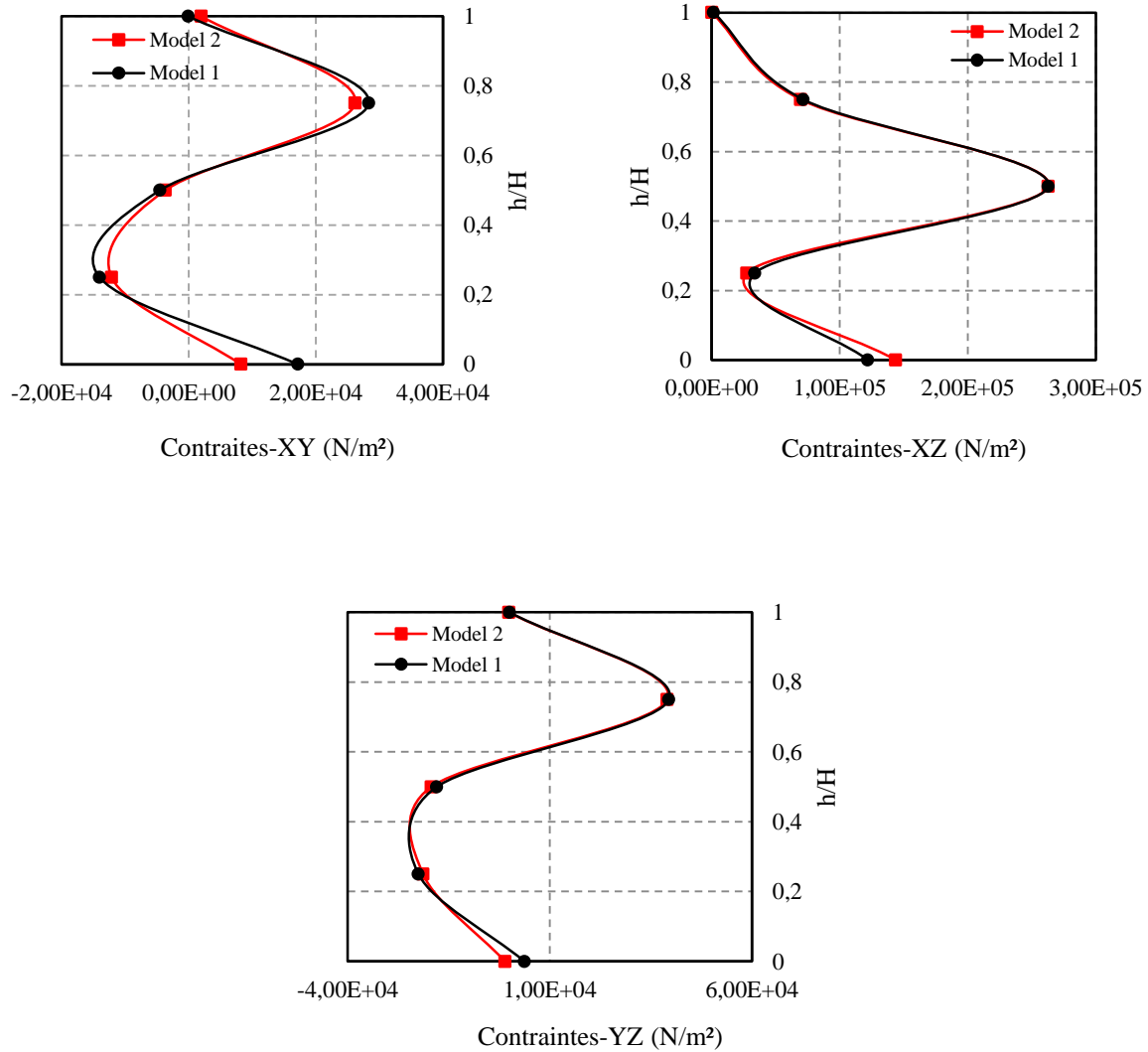


Figure 3.13. Etat de contraintes du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau suivant les directions XY, XZ et YZ.

- **Déformations**

Les déformations de cisaillement sont très négligeables, voire nulles, dans toutes les parties du barrage, suivant les trois directions et pour les deux modèles de comportement (1) et (2) (Figures 3.14.(a)-(b) -(c), 3.15.(a)-(b) -(c) et 3.16.(a)-(b)-(c)). Néanmoins, ces légères variations dans les taux de déformation sont constatées le long de la hauteur du barrage. Les valeurs restent très proches pour les deux modèles, mais marquent une différence au sommet du barrage dans les directions (XX) et (ZZ).

Les Figures 3.17 visualisent les contours des taux de déformation suivant les directions (XY), (XZ) et (YZ) respectivement, selon les deux modèles de comportement (1) et (2) à la fin de la construction du barrage. Les déformations restent très faibles pour les deux modèles, mais plus importants pour le model (1).

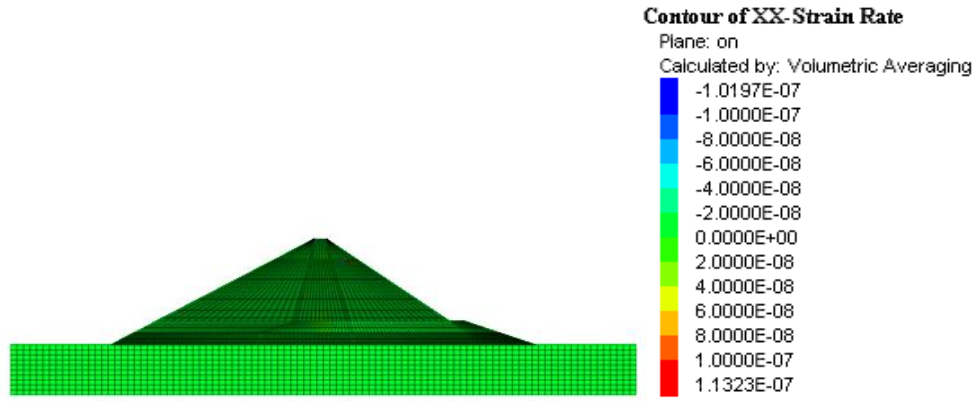


Figure 3.14. (a). Taux de déformation XX du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en

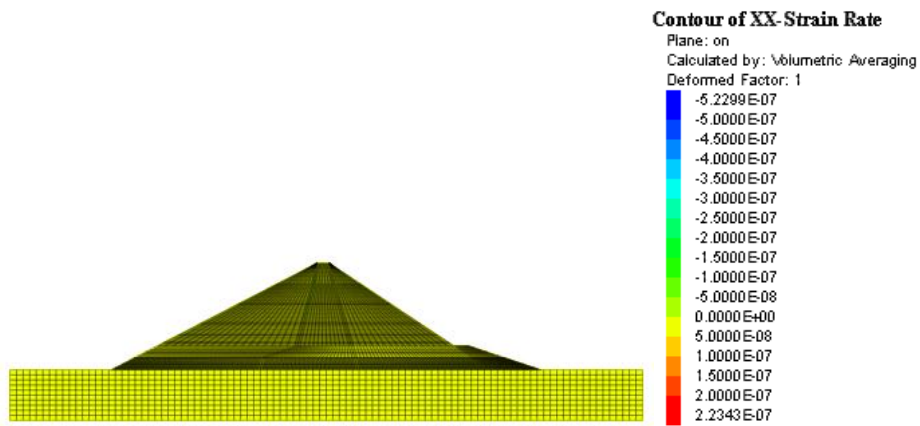


Figure 3.14. (b). Taux de déformation XX du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.

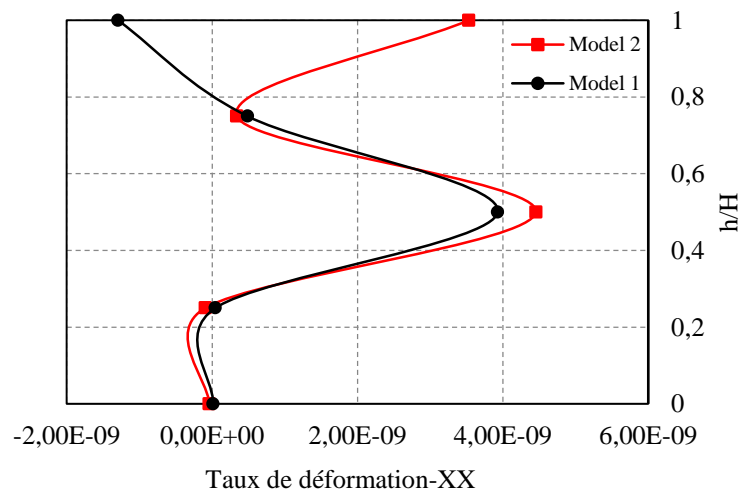


Figure 3.14. (c). Taux de déformation XX du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.

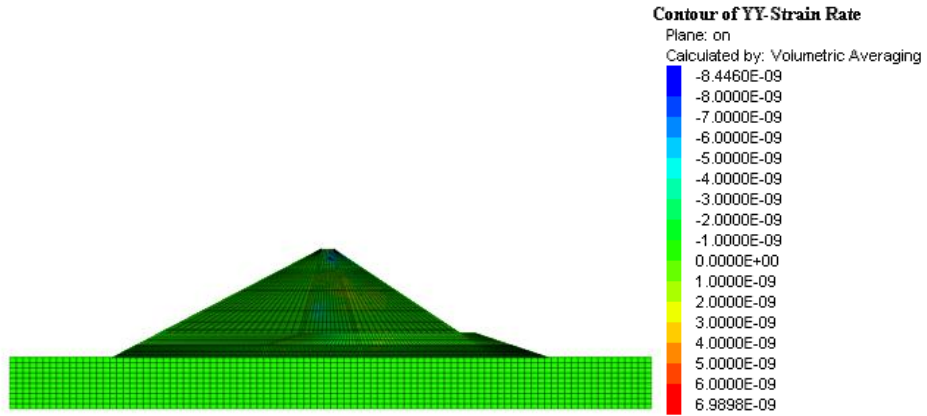


Figure 3.15. (a). Taux de déformation YY du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.

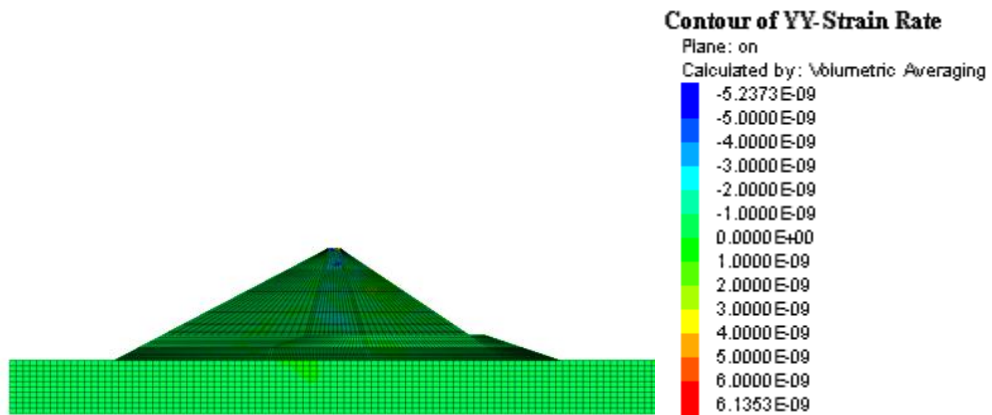


Figure 3.15. (b). Taux de déformation YY du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau.

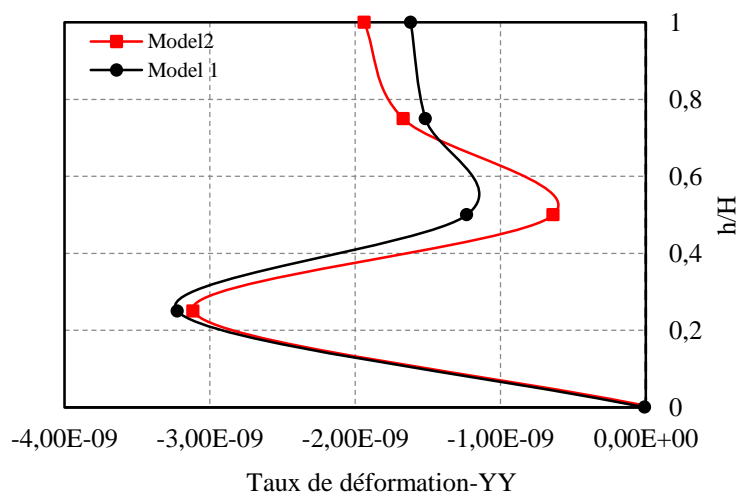


Figure 3.15. (c). Taux de déformation YY du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.

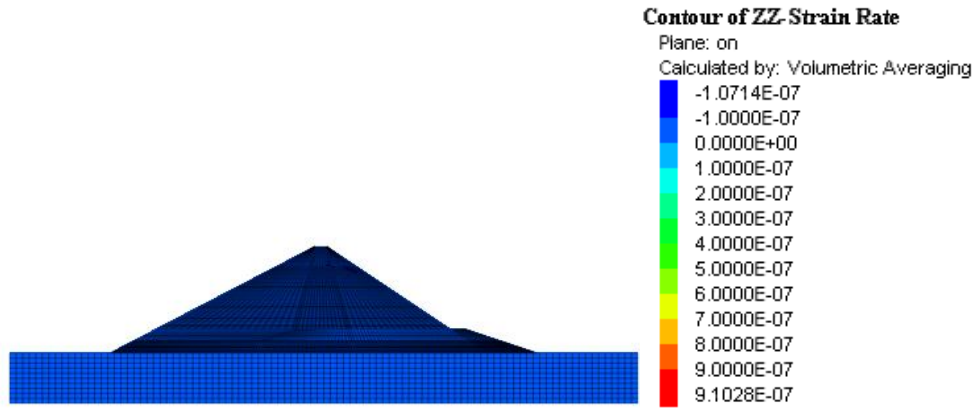


Figure 3.16. (a). Taux de déformation ZZ du barrage selon le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) avant la mise en eau.

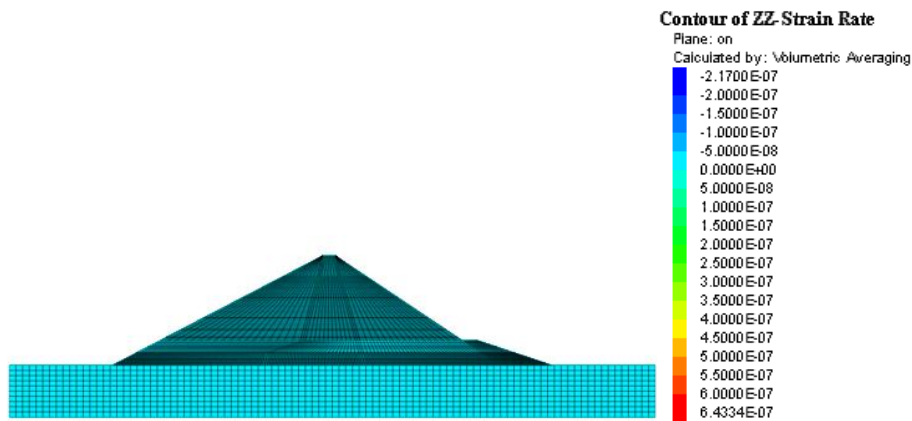


Figure 3.16. (b). Taux de déformation ZZ du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) avant la mise en eau

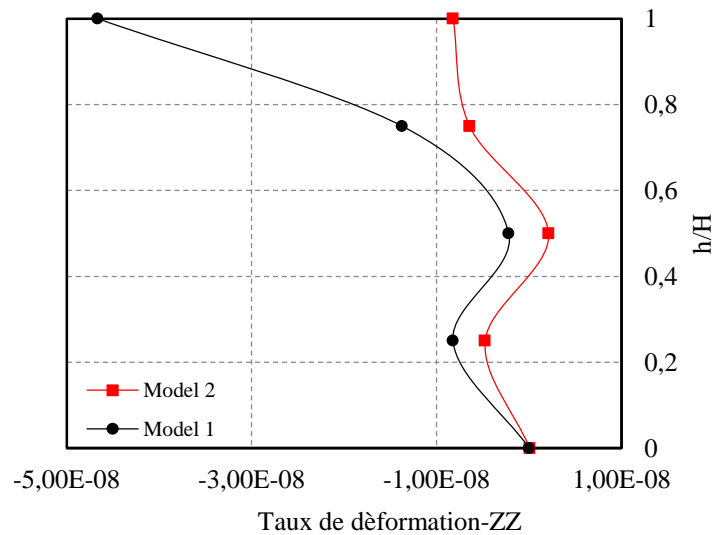


Figure 3.16. (c). Taux de déformation ZZ du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.

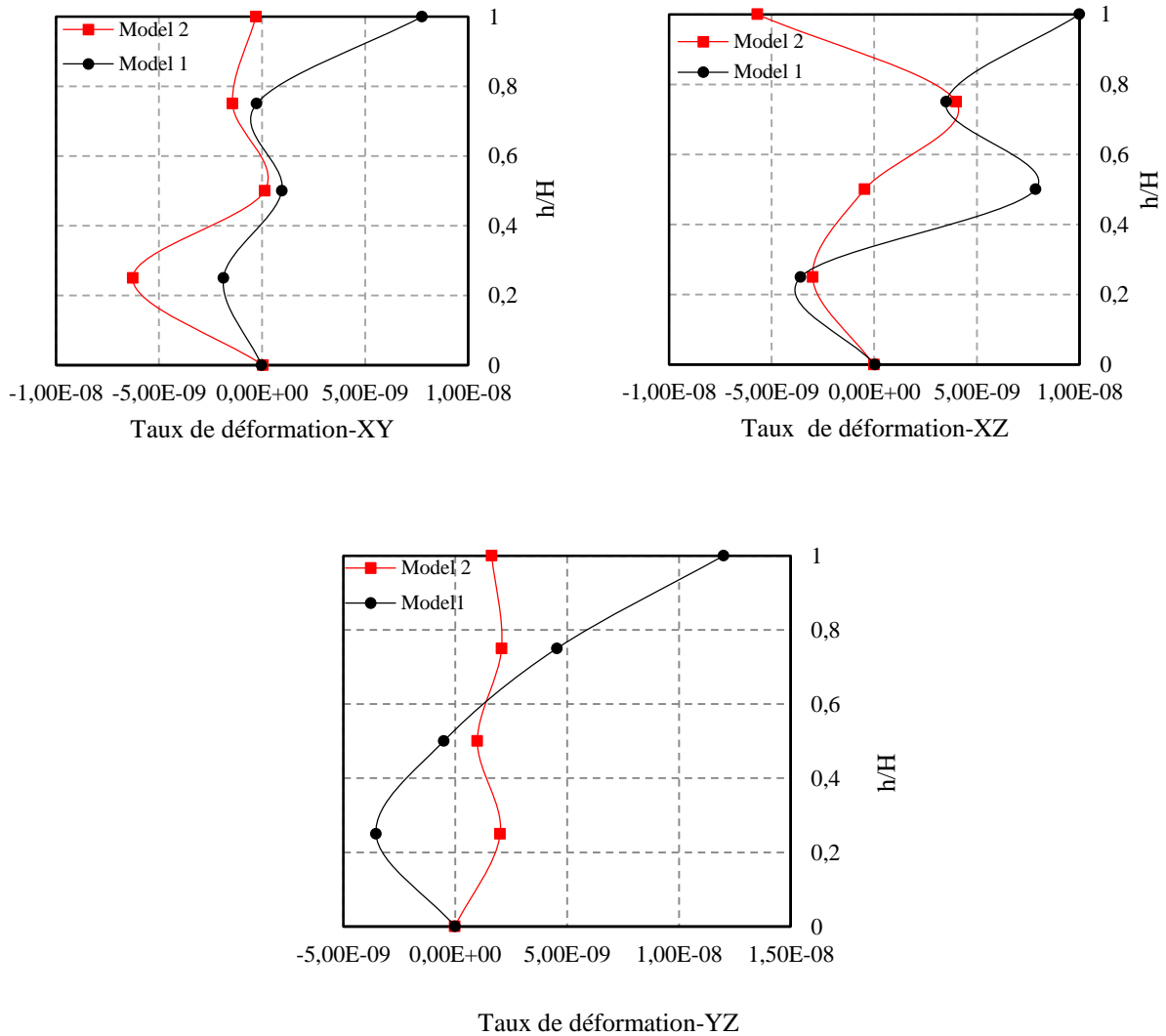


Figure 3.17. Taux de déformation suivant les directions XY, XZ et YZ du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) avant la mise en eau.

III.4.2. Après mise en eau

Dans cet état, le réservoir situé à l'amont de l'ouvrage est rempli. La période de mise en eau s'effectue sur une durée plus ou moins longue déterminée en fonction de divers paramètres (capacité utile, volume de la retenue, débit entrant,). Les phases de remplissage alternent avec les phases de stabilisation. Les phases de remplissage ne s'accomplissent pas à la même allure, le remplissage est plus rapide au début qu'en fin de mise en eau.

Pour cette analyse couplée un modèle fluide anisotrope est considéré pour le noyau (écoulement anisotrope) et un modèle isotrope pour les autres matériaux de la digue (écoulement isotrope). Ainsi que les déplacements sont réinitialisés à zéro dans tout le model.

Pour effectuer cette analyse, le débit d'eau dans le barrage est pris en compte, à l'exception de la fondation. Les propriétés géotechniques sont résumées dans le Tableau II-1, et les propriétés hydrauliques sont tels que la fondation est supposée être rigide avec un module de Young $E = 4,10^7$ MPa, et imperméable donc pas d'écoulement. La perméabilité du noyau est prise égale à $k_1 = 1.10^{-12}$ m/s, $k_2 = 1.10^{-12}$ m/s, $k_3 = 1.10^{-13}$ m/s, respectivement dans les directions X, Y et Z et la porosité n est de 0.8. Pour les autres matériaux de la digue, la perméabilité est de $1.e^{-15}$ et la porosité est de 0.5.

- **Déplacements verticaux (tassements) et horizontaux suivant (XX) et (YY)**

Les Figures 3.18 (a)-(b) montrent les déplacements verticaux pour les modèles de comportement (1) et (2). On constate des déplacements verticaux et horizontaux qui se situent principalement dans le noyau d'argile sous l'effet de l'eau ou (consolidation), ce qui entraîne des déplacements horizontaux vers l'amont et l'aval du noyau. La poussée vers l'amont du noyau est plus importante que la poussée vers l'aval.

En termes de tassement cumulatifs maximum obtenu pour les deux modèles de comportement (1) et (2), avant et après mise en eau, sont représentés dans la Figure 3.18.(c). La mise en eau génère des tassements légèrement plus importants, de l'ordre de 2 cm, que ceux occasionnés en phase de construction. Et dans les deux situations, les tassements occasionnés par le modèle (1) restent supérieurs à ceux occasionnés par le modèle (2).

Le contour des valeurs des déplacements XX et YY du barrage selon les deux modèles de comportement et sous l'effet de l'eau sont représentés dans les Figures 3.19. (a)-(b)-(c), 3.20. (a)-(b)-(c) respectivement. On constate que les déplacements maximums selon XX et YY sont au niveau du noyau.

On constate que les déplacements suivant l'axe X restent plus important que ceux suivant l'axe Y. On peut constater pour les deux modèles de comportement que les déplacements sont légèrement plus importants pour le modèle (1).

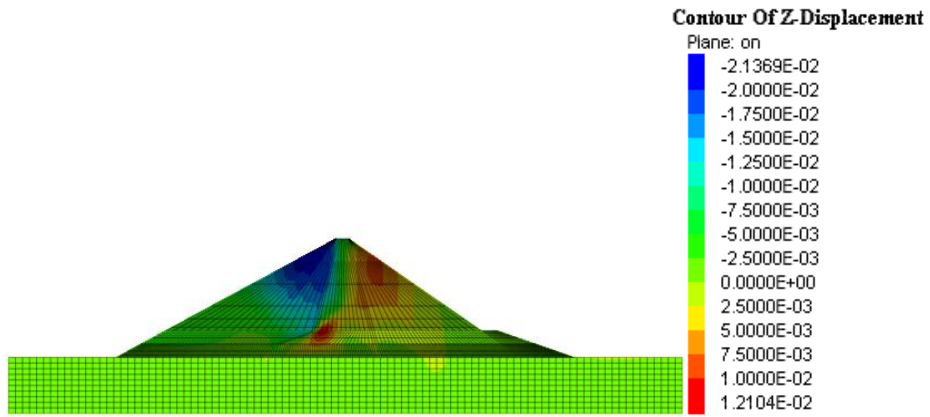


Figure 3.18. (a). Déplacement Z (m) du barrage pour le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.

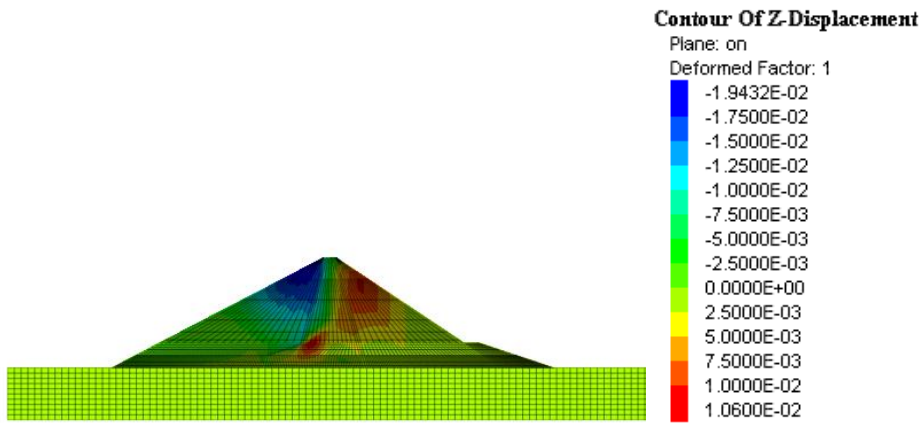


Figure 3.18. (b). Déplacement Z (m) du barrage pour le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.

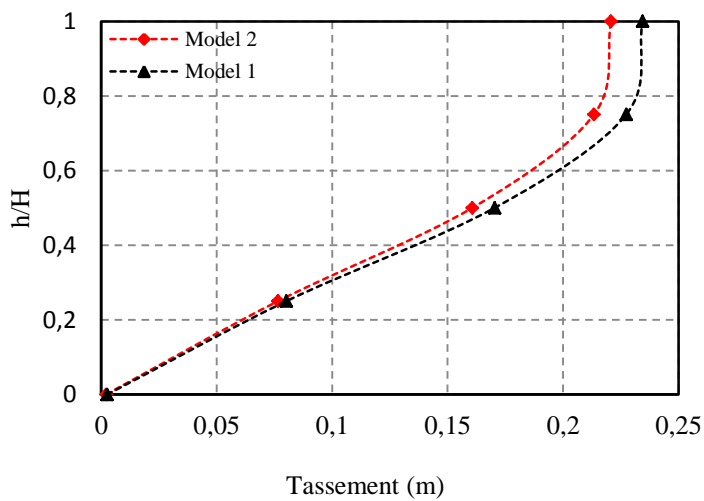


Figure 3.18. (c). Comparaison des tassements du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.

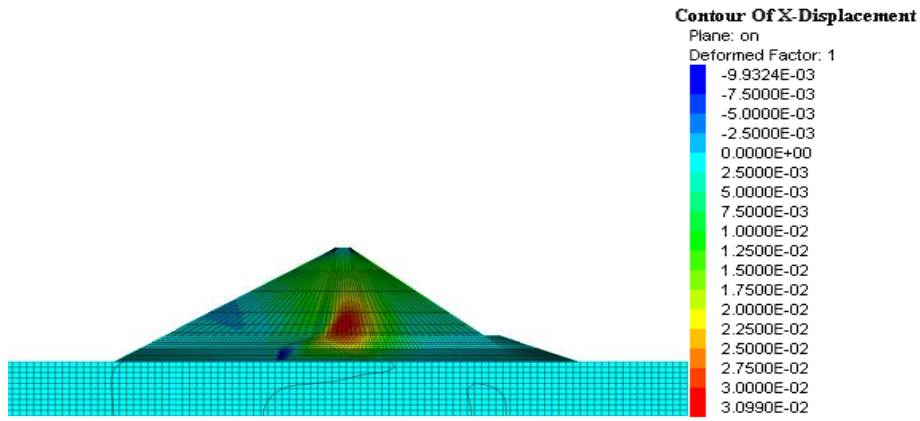


Figure 3.19. (a). Déplacement X (m) du barrage pour modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.

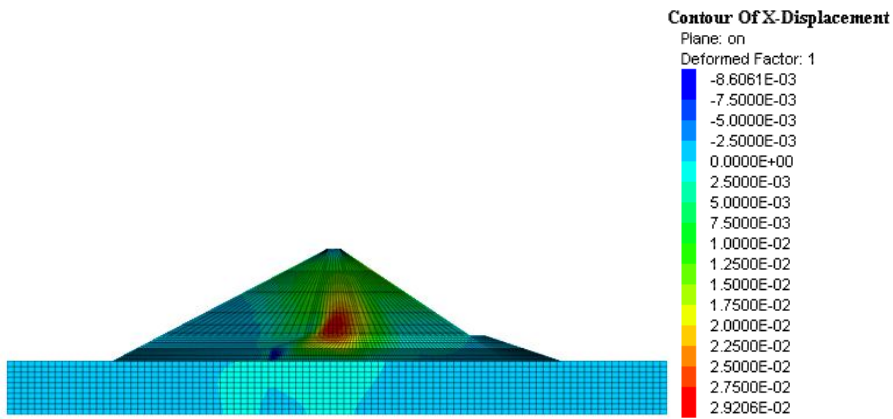


Figure 3.19. (b). Déplacement X (m) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.

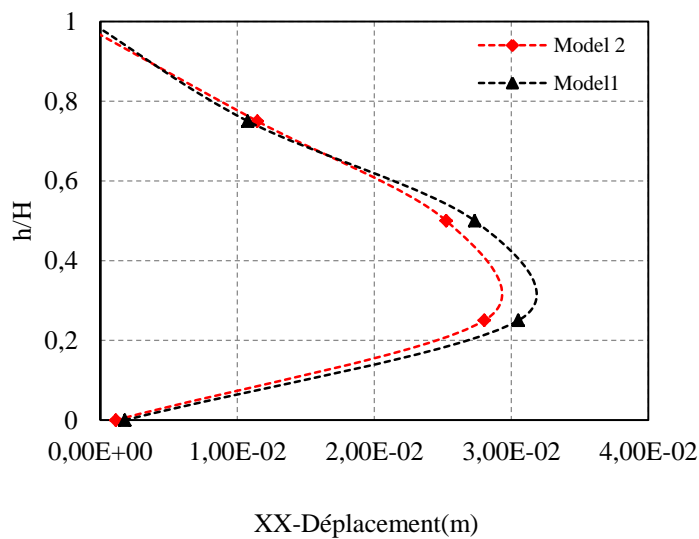


Figure 3.19.(c). Comparaison des déplacements X du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.

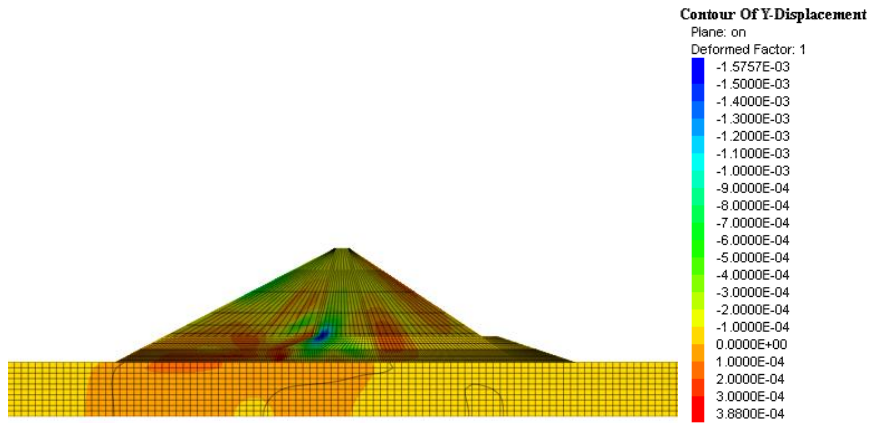


Figure 3.20. (a). Déplacement Y (m) du barrage pour le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.

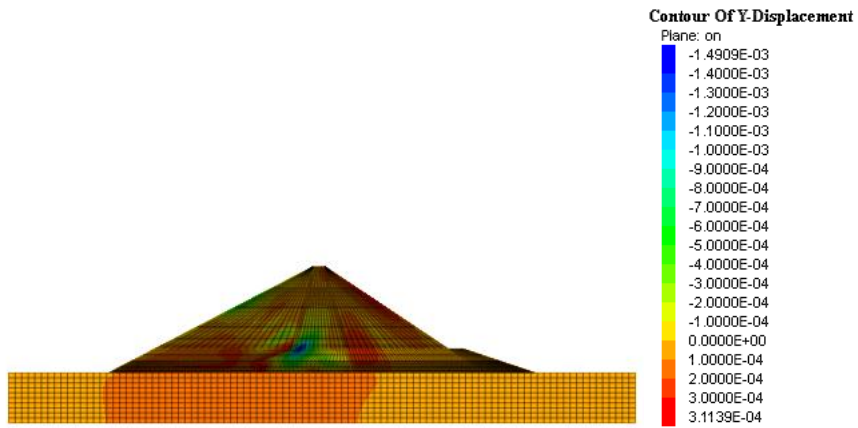


Figure 3.20. (b). Déplacement Y (m) du barrage selon le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.

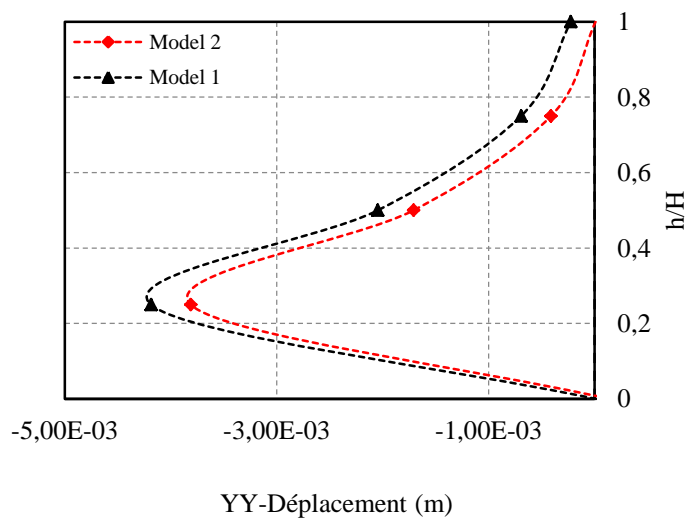


Figure 3.20. (c). Comparaison des déplacements YY du barrage selon les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.

- **Contraintes**

Les contraintes après la mise en eau suivant les directions (XX), (YY) et (ZZ) sont représentées par les Figures 3.21.(a)-(b)-(c), 3.22.(a)-(b)-(c) et 3.23.(a)-(b)-(c), qui nous permettent de noter les points suivants :

Pour les deux modèles de comportement (1) et (2), la représentation des contraintes suivant les trois directions, correspond au changement de la répartition des contraintes au niveau des interfaces et sur le côté amont, dû à la présence d'eau.

Pour les deux modèles de comportement, les contraintes après mise en eau sont supérieures à celles avant mise en eau. Les contraintes les plus importantes sont obtenues à mi-hauteur du corps de barrage et dans la direction (ZZ), pour les deux modèles de comportement (1) et (2).

L'état de contraintes suivant les directions (XY), (XZ) et (YZ) du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau, est représenté dans la Figure 3.24, qui montre des maximums obtenus à 0.75H dans la direction XY et YZ.

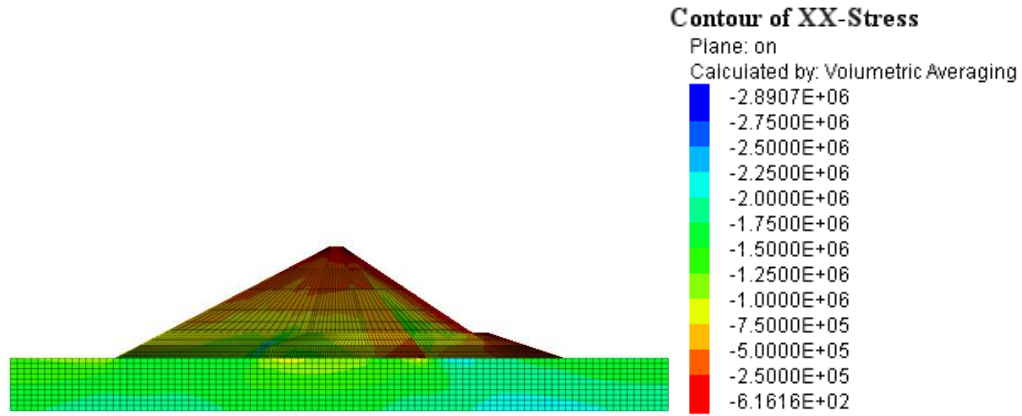


Figure 3.21. (a). Contraintes XX du barrage pour le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.

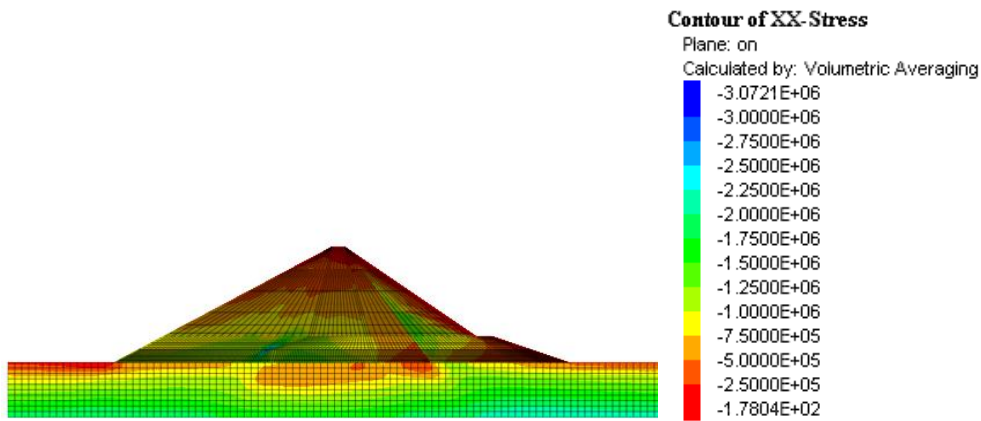


Figure 3.21. (b). Contraintes XX du barrage pour le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.

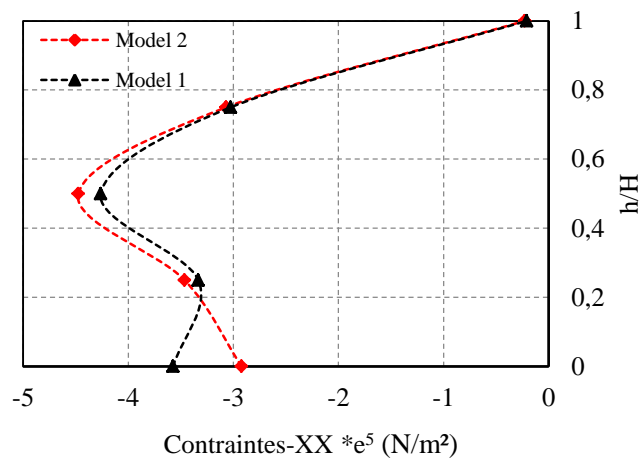


Figure 3.21. (c). Etat de contraintes XX du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.

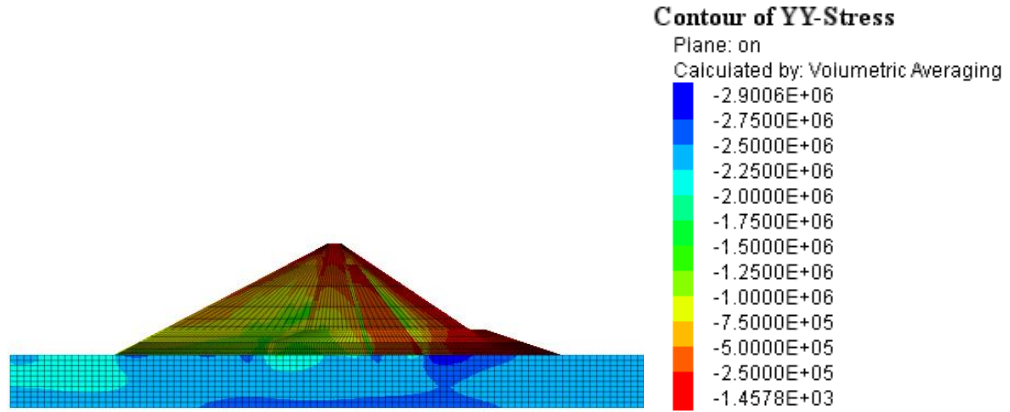


Figure 3.22. (a). Contraintes YY du barrage pour le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.

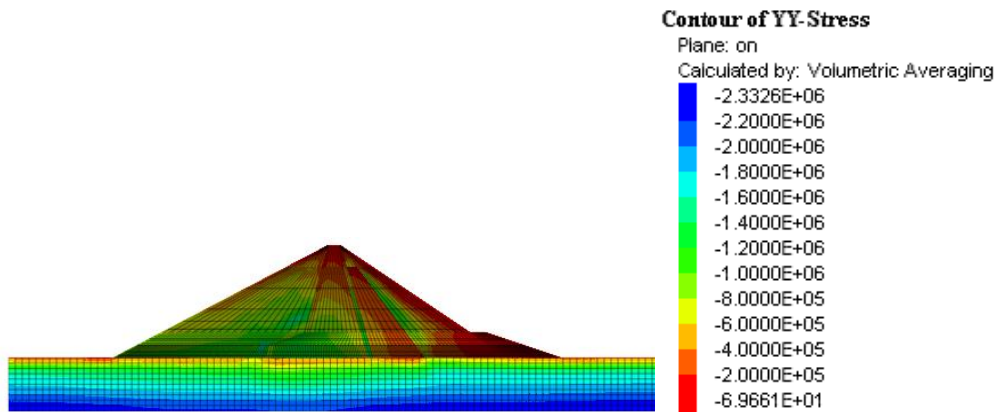


Figure 3.22. (b). Contraintes YY du barrage pour le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.

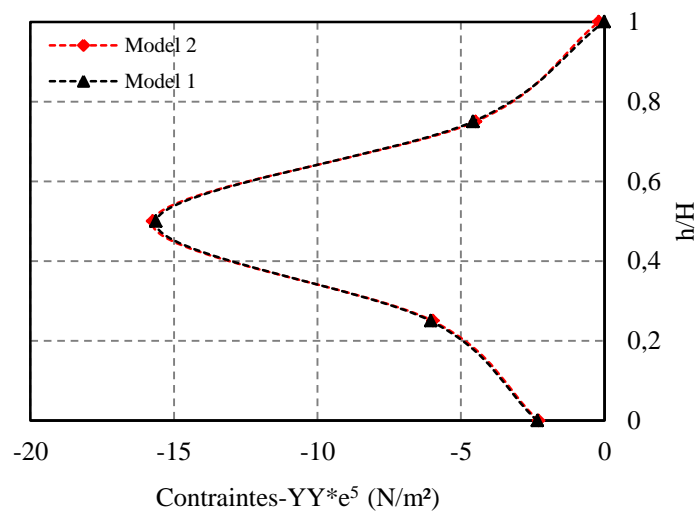


Figure 3.22. (c). Etat de contraintes YY du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.

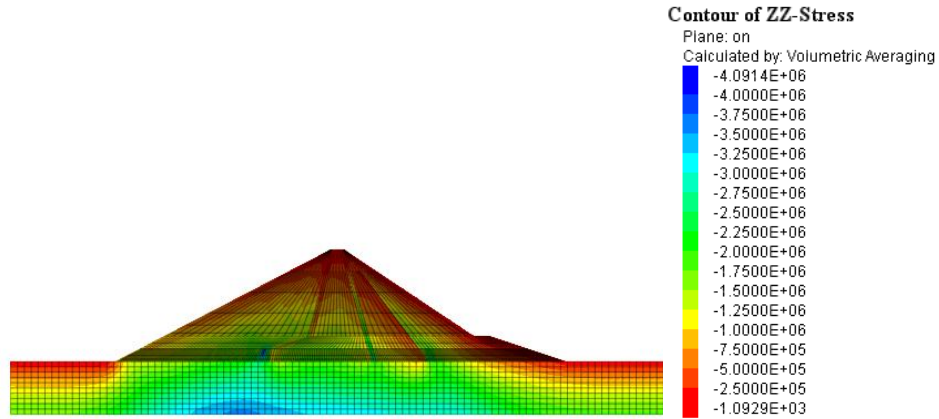


Figure 3.23. (a). Contraintes ZZ du barrage pour le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.

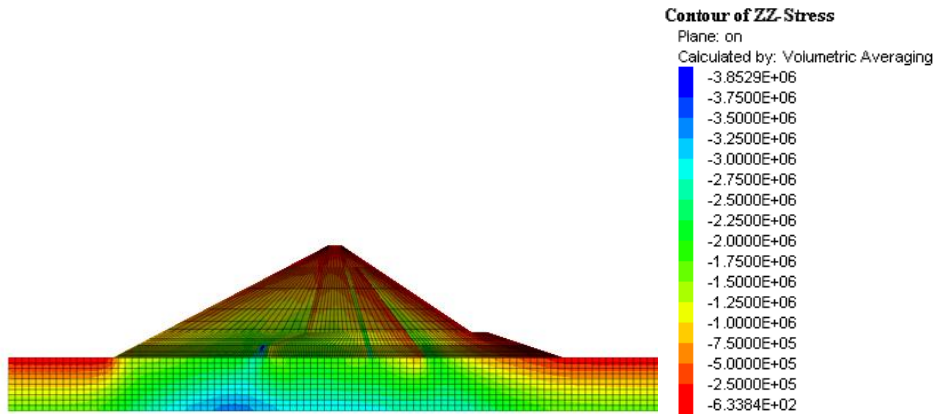


Figure 3.23. (b). Contraintes ZZ du barrage pour le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.

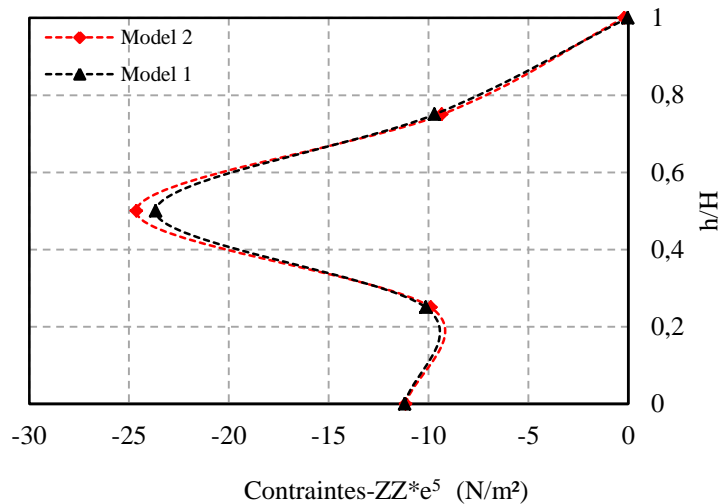


Figure 3.23. (c). Etat de contraintes ZZ du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.

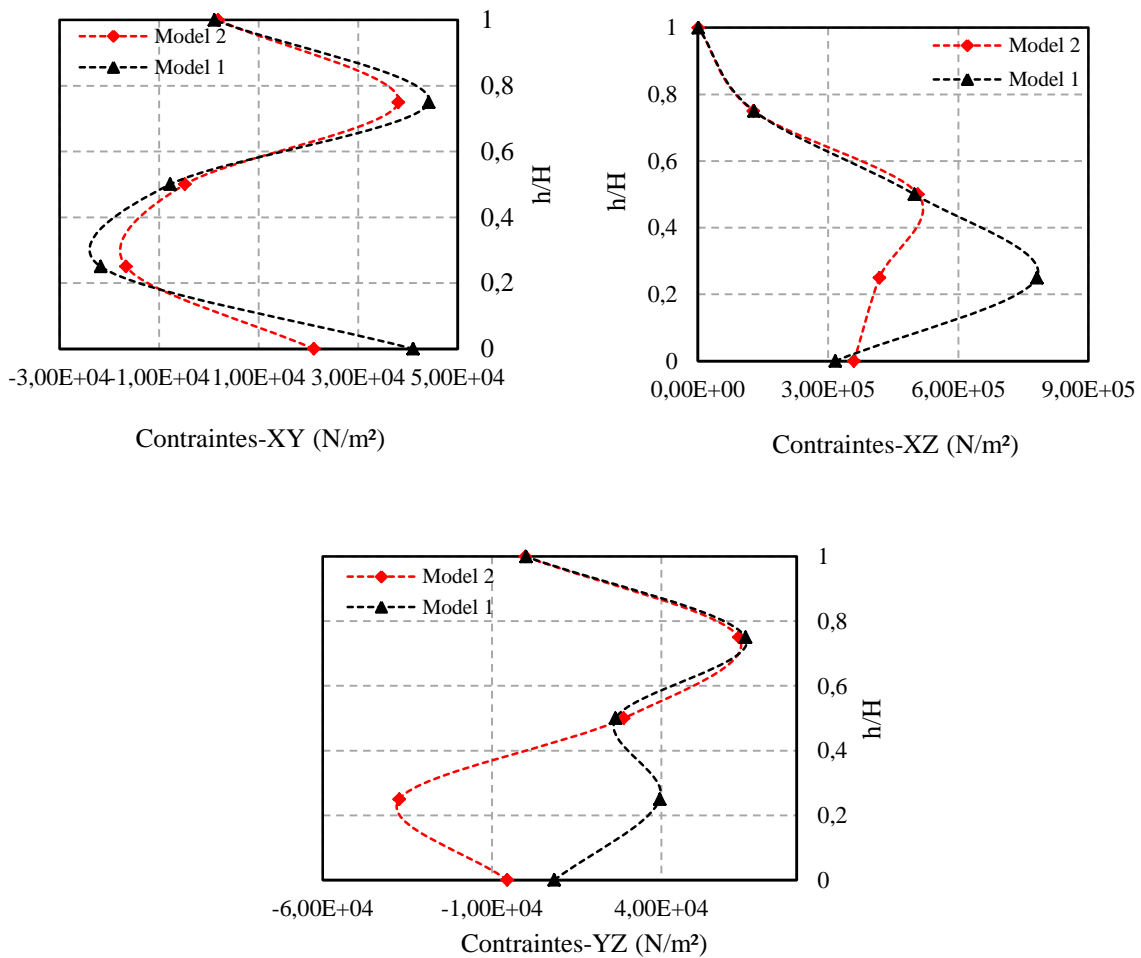


Figure 3.24. Etat de contraintes suivant XY, XZ et YZ du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.

- **Déformation**

La mise en eau du barrage entraine des déformations de cisaillement négligeables, voire nulles, dans le cas des deux modèles de comportement (1) et (2) et dans les trois directions (voir Figures 3.25.(a)-(b)-(c), 3.26.(a)-(b)-(c) et 3.27.(a)-(b)-(c)). Le taux de déformation suivant les directions XY, XZ et YZ sont représentés en Figure 3.28. Toutefois, les taux de déformations après mise en eau sont supérieurs à ceux d'avant mise en eau. Ces légères variations sont relevées à des hauteurs variables du barrage (H/4 et H).

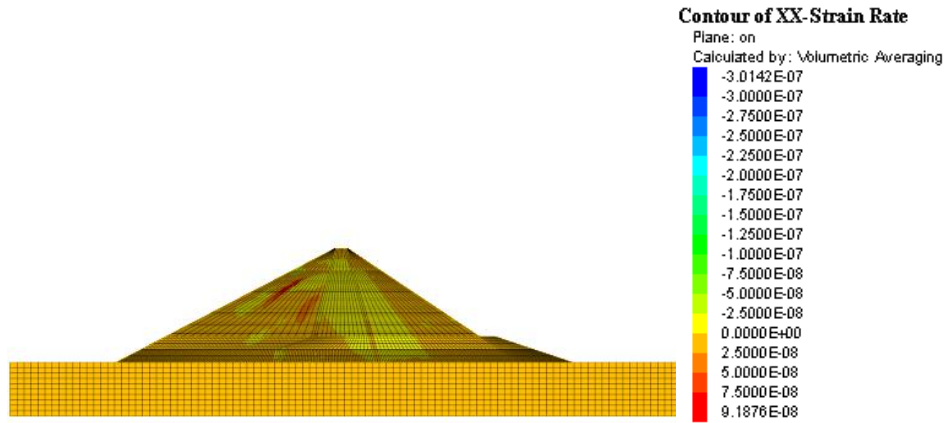


Figure 3.25. (a). Taux de déformation XX du barrage pour le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.

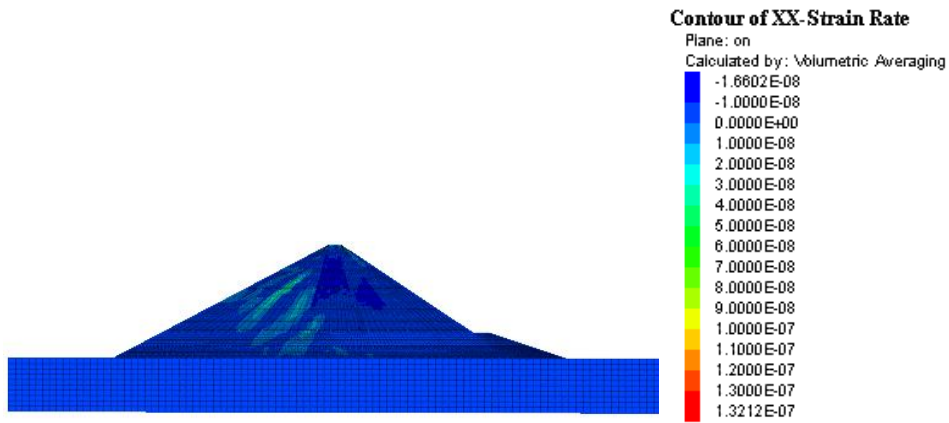


Figure 3.25. (b). Taux de déformation XX du barrage pour le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.

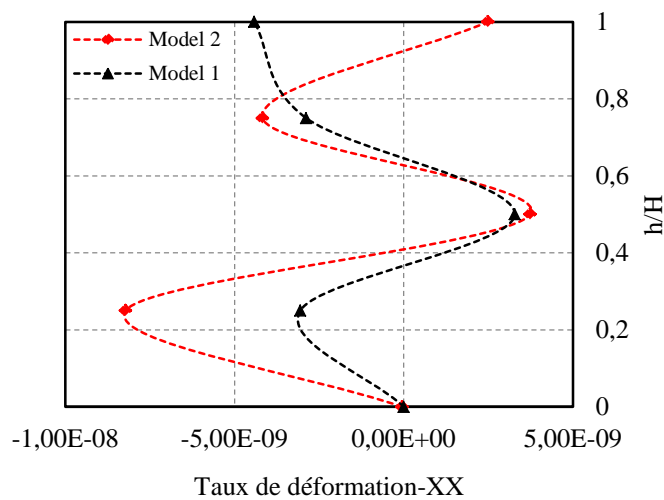


Figure 3.25. (c). Taux de déformation XX du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.

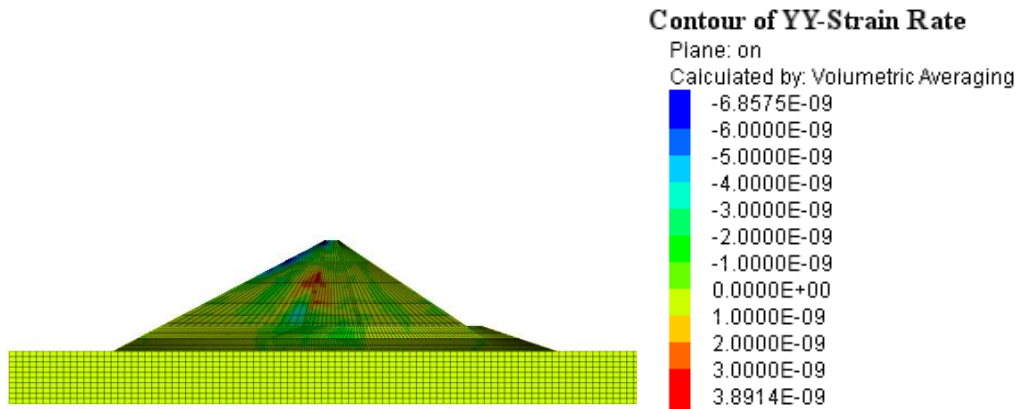


Figure 3.26. (a). Taux de déformation (YY) du barrage pour le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.

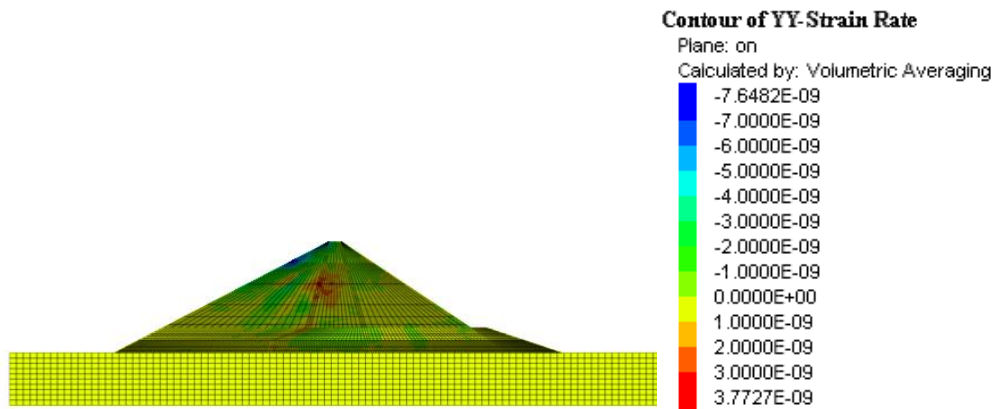


Figure 3.26. (b). Taux de déformation (YY) du barrage pour le modèle de (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.

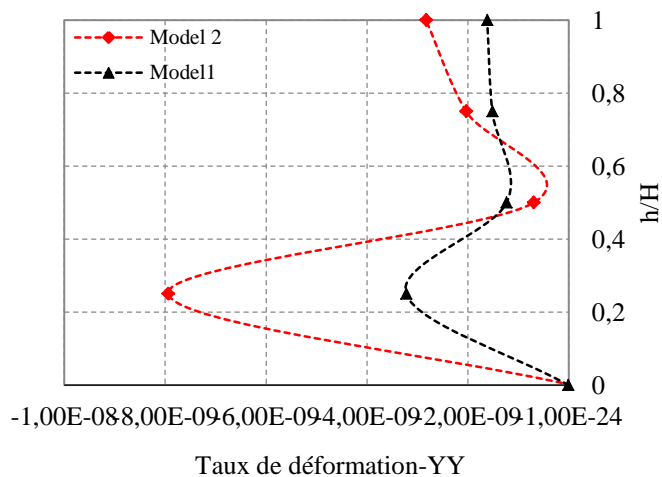


Figure 3.26. (c). Taux de déformation YY du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.

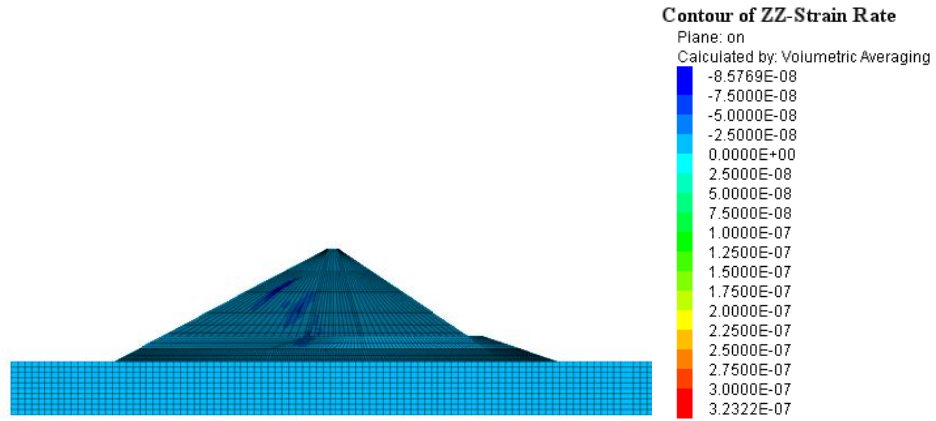


Figure 3.27. (a). Taux de déformation (ZZ) du barrage pour le modèle de comportement (1) (élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage) sous l'effet de l'eau.

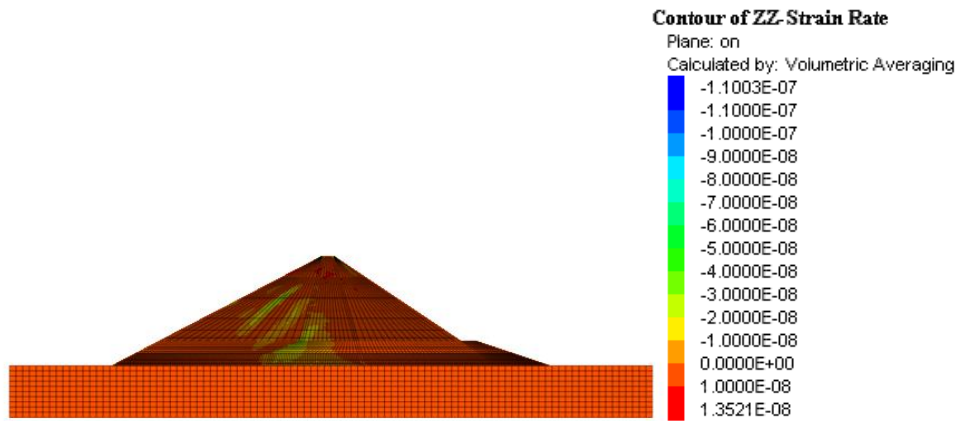


Figure 3.27. (b). Taux de déformation (ZZ) du barrage pour le modèle de comportement (2) (Mohr-Coulomb pour la fondation et le barrage) sous l'effet de l'eau.

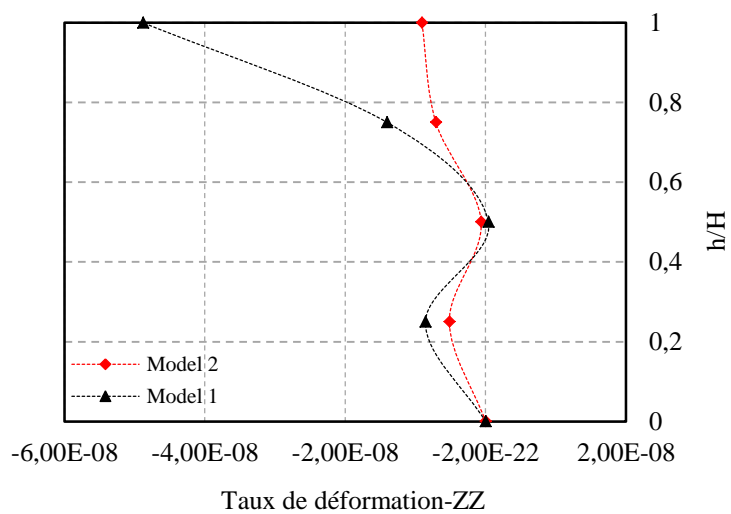


Figure 3.27. (c). Taux de déformation ZZ du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.

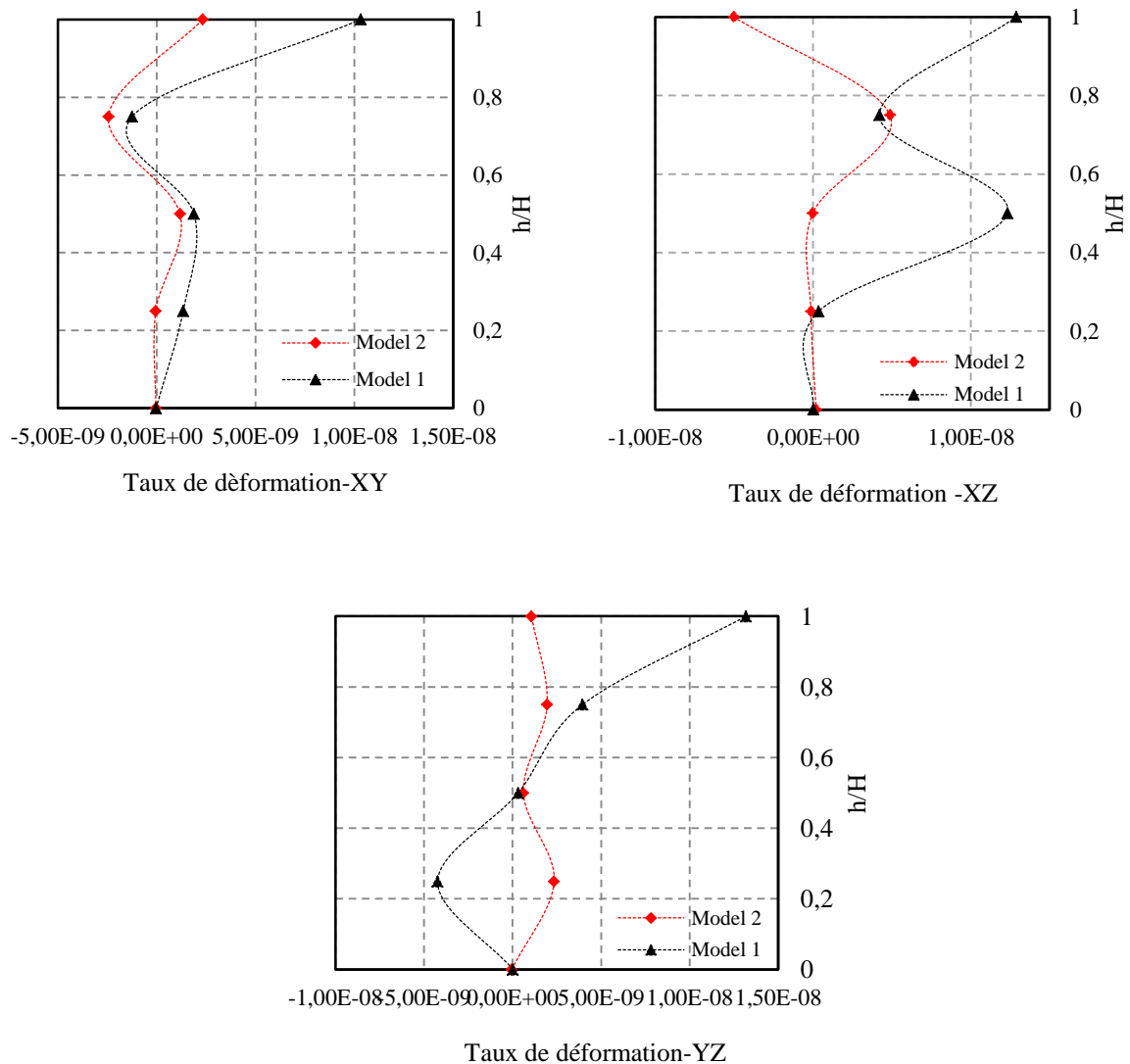


Figure 3.28. Taux de déformation suivant XY, XZ et YZ du barrage pour les modèles de comportement (1) et (2) après la mise en eau.

- **Pressions interstitielles**

La Figure 3.29, montre la répartition des pressions interstitielles à la fin de la mise en eau. Cette dernière permet de souligner le rôle du noyau d'argile dans le barrage, qui permet, grâce à sa faible perméabilité, de s'opposer à l'écoulement à l'aval de l'ouvrage. On constate aussi que la répartition des pressions n'est pas homogène, avec des zones à pression nulles dans la fondation, la partie avale et le sommet du barrage. Ceci est lié au fait que les pressions sont directement appliquées aux filtres et aux recharges. Les Figures 3.30 (a)-(b), montre l'évolution des pressions interstitielles dans le noyau et la recharge amont, dans les deux cas de modèles considérés (1) et (2). Ces pressions sont nettement plus importantes dans le cas du modèle (1) (modèle élastique pour la fondation).

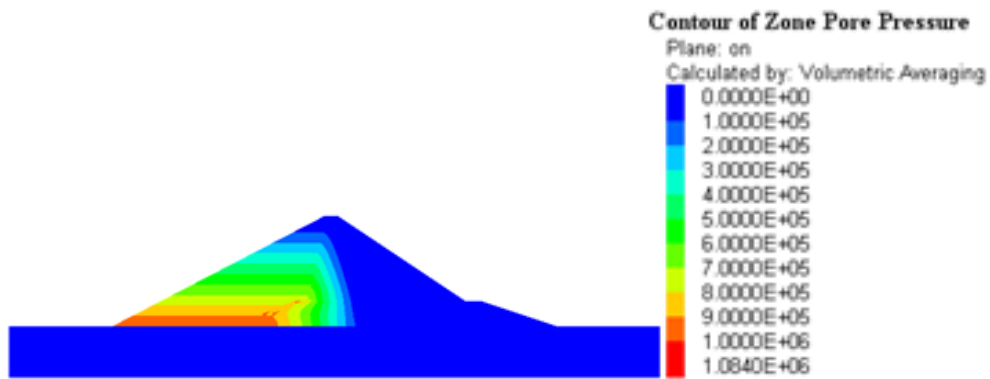


Figure 3.29. Répartition des pressions interstitielles selon le modèle de comportement (2).

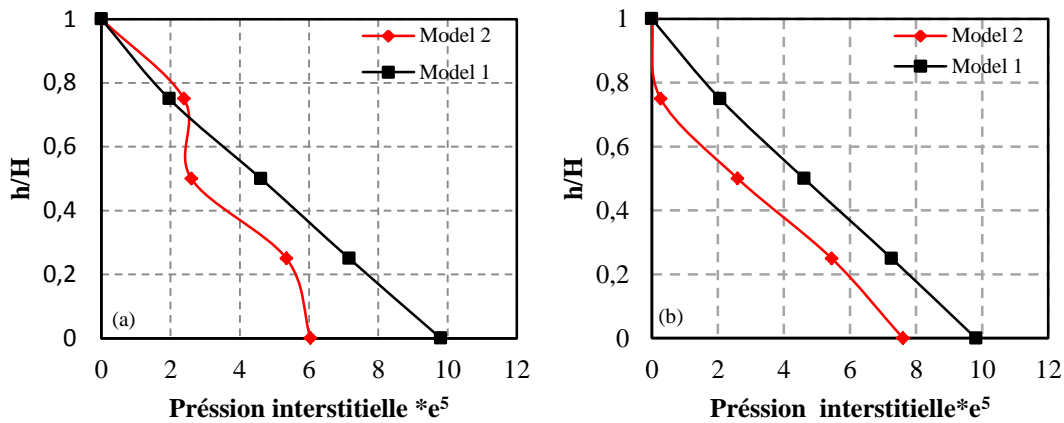


Figure 3.30. Variations des pressions interstitielles pour les deux modèles de comportement (1) et (2), (a) dans le noyau, (b) dans l'encrochement amont.

III.4.3. Comparaison des tassements avec les résultats d'auscultation

Afin de voir l'effet du temps sur le tassement de l'ouvrage, notamment vis-à-vis de la consolidation, une comparaison entre les résultats du calcul numérique et ceux de l'auscultation est effectuée. D'après les Figures 2.7 et 2.8, présentées dans le Chapitre II, les tassements relevés au niveau de la crête sur le barrage de Keddara en 2004 (selon le rapport de l'ANBT) ont atteint 45 cm côté amont et 40 cm côté aval, alors qu'ils étaient d'environ 5 cm en 1986 juste après la construction. Les résultats du calcul numérique indiquent des valeurs autour de 20 cm.

L'interprétation de cette différence, peut impliquer dans un premier temps, qu'un tassement du barrage a été provoqué par le séisme de 2003. Comme ça implique qu'un avis critique peut être porté sur la modélisation de la mise en eau. Les résultats obtenus, notamment pour les

tassements et les déformations très négligeables semblent être entachés d'erreurs, relevant de la loi de comportement affectée ou des caractéristiques géotechniques déterminées.

III.5. Conclusion

L'étude présentée dans ce Chapitre portant sur l'analyse statique du barrage de Keddara par deux modèles différents (modèle (1) : élastique pour la fondation et Mohr-Coulomb pour le barrage, modèle (2) : Mohr-Coulomb pour la fondation et le corps de barrage), sous son poids propre et après la mise en eau, montre que l'utilisation du modèle de comportement (1) a abouti à des résultats en termes de tassements, déplacements, contraintes, déformations et pressions interstitielles, plus importants que ceux obtenus en utilisant le modèle (2). Ce comportement est peut-être lié aux interfaces entre fondation et corps de barrage, qui auraient un effet sur la réduction des paramètres de réponse de la structure.

Chapitre IV : Analyse dynamique du barrage

IV.1. Introduction

La prévision de la réponse d'un barrage en terre pendant un séisme constitue un défi important. Les facteurs tels que les caractéristiques du barrage, les conditions de site, et les caractéristiques de chargement sismique affectent fortement les réponses dynamiques des barrages. Lors des séismes, la propagation des ondes sismiques dans les sols met en jeu la non linéarité de comportement qui se manifestent différemment selon le niveau de sollicitation, le chargement sismique et la durée, et se manifeste par un mouvement dans les directions horizontales et verticales.

Dans ce Chapitre, on présente l'analyse du comportement sismique du barrage de Keddara sous le séisme de Boumerdes 2003. Cette analyse est conduite en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. Dans une première phase, l'analyse se fait sous le signal sismique suivant une direction (longitudinale) avec un niveau d'eau de 100%. Dans une deuxième étape, le signal sera appliqué dans les trois directions (Longitudinal, Transversal et Vertical), avec une variation du niveau d'eau de 50 et 100%. Cette procédure va nous permettre d'étudier ; (i) l'effet de considérer une ou trois composantes du signal, et (ii) l'effet du niveau de remplissage d'eau dans le barrage, sur la réponse sismique en termes de déplacements, déformations, contraintes et pressions.

IV.2. Analyse dynamique

Afin d'étudier la réponse du barrage à l'action réelle d'un séisme, l'analyse est menée avec l'enregistrement du séisme de Boumerdes de 2003. Selon l'enregistrement du séisme qui a duré environ 30S, la composante Nord-Sud montre une accélération maximale de 0,221 g et la fréquence du pic majeur est de 4.28 Hz. Selon la composante Est-Ouest, l'accélération maximale est de 0,202 g et la fréquence du pic majeur est égale à 11.91 Hz. La composante Verticale montre une accélération maximale de 0,1899 g et la fréquence du pic majeur est égale à 11.11 Hz.

Pour l'analyse élastoplastique du barrage, le modèle de Mohr-Coulomb est considéré pour le barrage et pour la fondation (modèle (2)). L'analyse menée est une analyse couplée, prenant en compte les contraintes effectives, un modèle fluide anisotrope pour le noyau et un modèle isotrope pour les autres matériaux du barrage. L'analyse prend en compte l'interaction entre les phases fluide et solide.

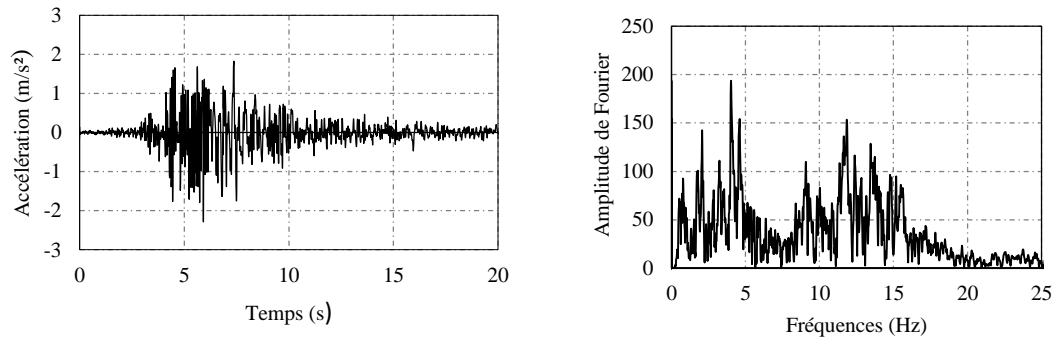


Figure 4.1. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage, (b) spectre de Fourier, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante Nord-Sud.

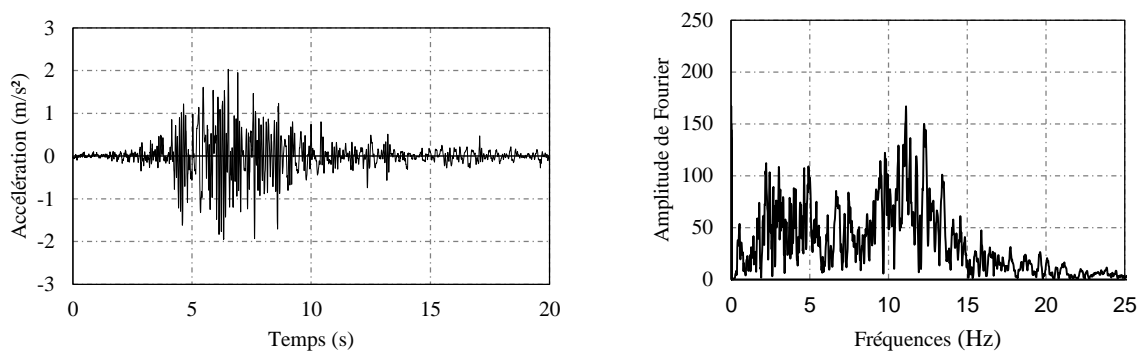


Figure 4.2. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage, (b) spectre de Fourier, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante Est-Ouest.

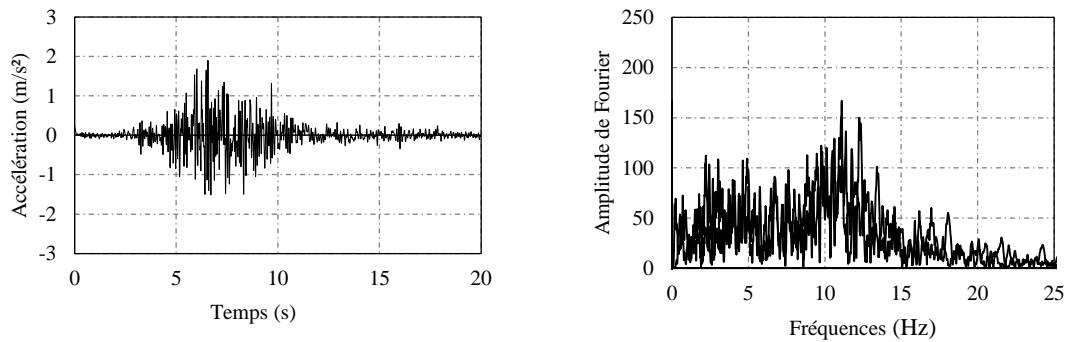


Figure 4.3. Enregistrements (a) au rocher en rive gauche du barrage, (b) spectre de Fourier, durant le choc principal du 21/05/2003, Composante Verticale.

IV.3. Définition des conditions aux limites :

La grille étant par définition d'extension finie, il faut éviter que les limites du système ne réfléchissent de l'énergie à l'intérieur du modèle. Une première solution consiste à éloigner de manière importante les limites du modèle de la zone d'intérêt. Cette solution est peu satisfaisante dans la mesure où elle conduit à prendre des grilles de tailles importantes, ce qui a pour conséquence une augmentation des temps de calcul. Le logiciel FLAC propose donc une alternative qui consiste à appliquer, au niveau des limites latérales et de la base du modèle, des conditions aux limites absorbantes de type « free field »

IV.4. Amortissement

Tout système dynamique contient naturellement un certain degré d'amortissement. En effet, le frottement interne conduit à une dissipation partielle de l'énergie de vibration. Le modèle d'amortissement de Rayleigh est le plus utilisé et est censé donner des résultats précis, mais il augmente un peu le temps de calcul. Il se caractérise par une matrice d'amortissement C , qui est proportionnelle à la matrice de masse M et la matrice de rigidité K .

$$C = \alpha M + \beta K$$

IV.5. Réponse d'analyse dynamique

IV.5.1. Effet de l'application du séisme dans une seule direction horizontale

L'analyse couplée est considérée pour l'analyse sismique du barrage de Keddara, car elle prend en compte l'interaction entre les phases fluide et solide. Les principaux résultats obtenus suite à l'application du signal sismique, dans la direction horizontale (XX) sont présentés dans le Tableau 4.1 et les Figures 4.4 à 4.14.

- **Les déplacements horizontaux et verticaux**

La Figure 4.4 présente le contour des valeurs du déplacement horizontal. Nous constatons que des déplacements horizontaux sont enregistrés au niveau des deux talus amont et aval. On a un déplacement maximal dans la direction de X au niveau du noyau et de l'enrochement aval qui atteint 10.4cm.

Les Figures 4.5 et 4.6 montrent le déplacement maximal dans la direction longitudinale et verticale sous l'action du séisme, qui correspondent à une très légère augmentation au sommet du barrage, mais qui reste insignifiant. Il est à noter que le déplacement vertical statique permanent n'est pas pris en compte dans la réponse dynamique.

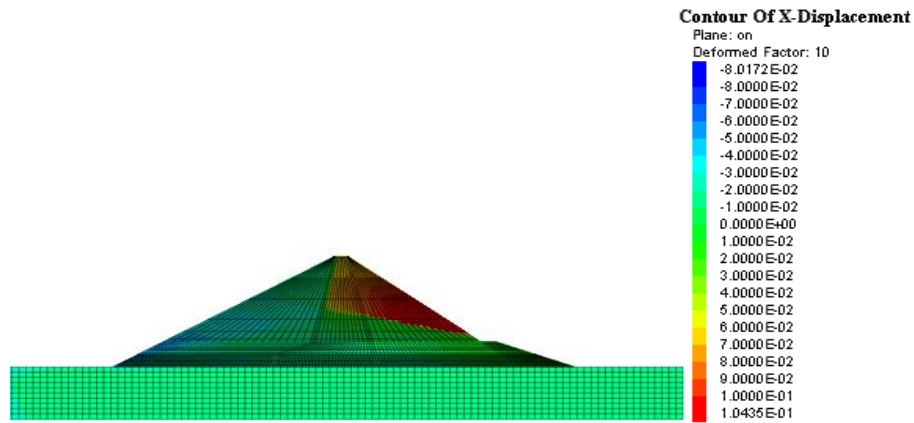


Figure 4.4. Déplacement X (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.

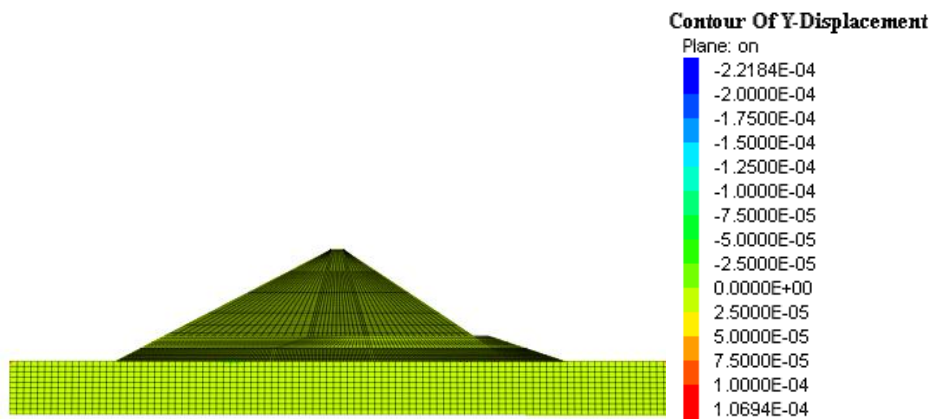


Figure 4.5. Déplacement Y (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.

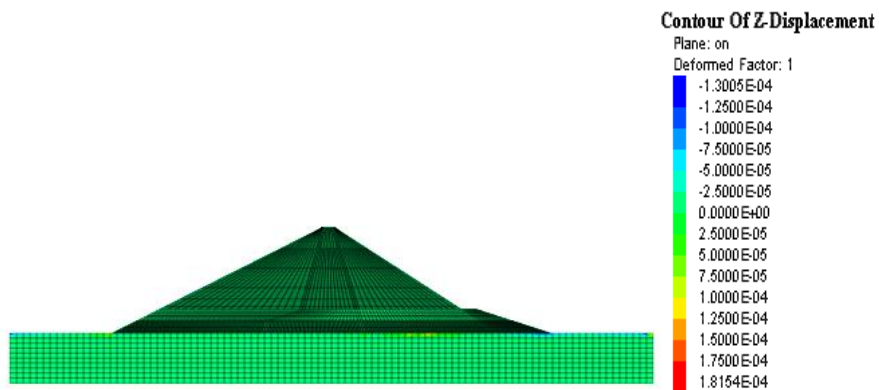


Figure 4.6. Déplacement Z (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.

- **Les contraintes**

La variation des contraintes dans les directions principales est montrée dans les Figures 4.7, 4.8 et 4.9. Elles sont plus importantes dans la directions d'application du signal sismique (XX). On remarque une augmentation de contrainte dans le noyau et le côté aval du barrage

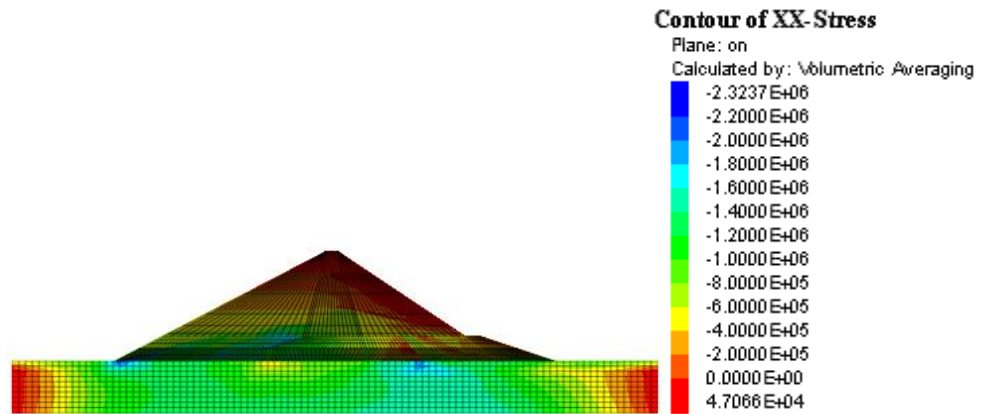


Figure 4.7. Contour des Contraintes XX sous le séisme de Boumerdes 2003.

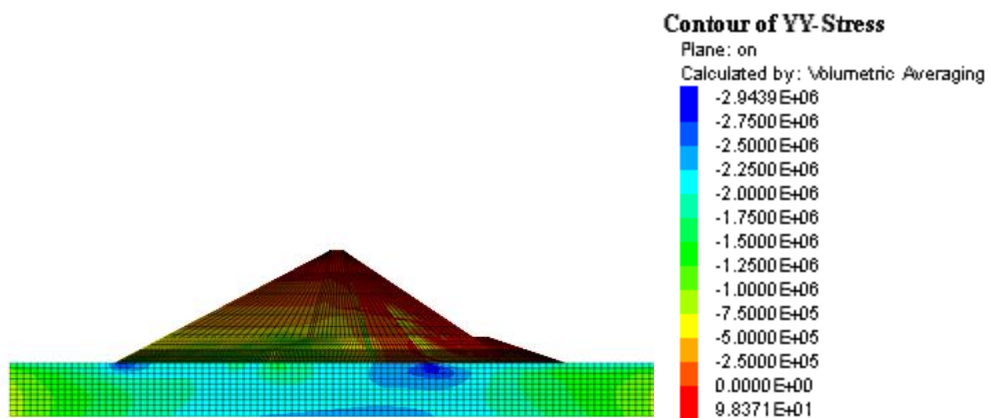


Figure 4.8. Contour des Contraintes YY sous le séisme de Boumerdes 2003.

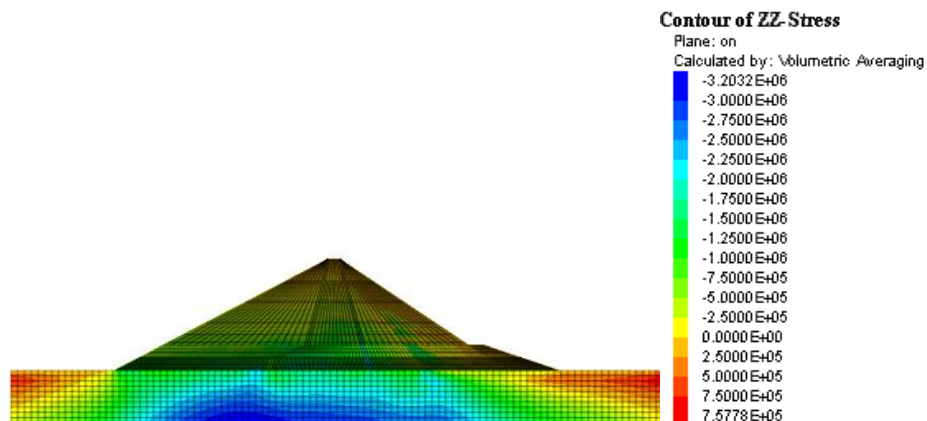


Figure 4.9. Contour des Contraintes ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003.

- **Les déformations**

Sous l'effet du séisme, il en résulte des déformations plus importantes par rapport aux déformations après la mise en eau et dans la direction XX (Figure 4.10). Elles sont supérieures à celles obtenus dans les deux autres directions (Figures 4.11 et 4.12).

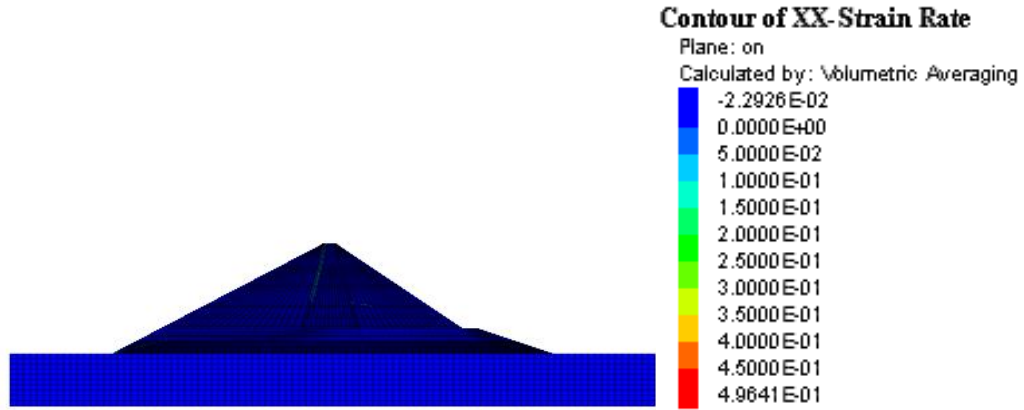


Figure 4.10.Contour de taux de déformation XX sous le séisme de Boumerdes 2003.

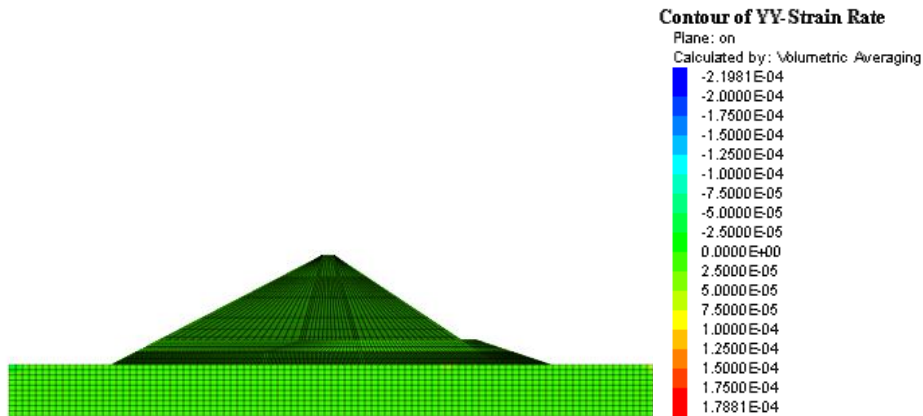


Figure 4.11.Contour de taux de déformation YY sous le séisme de Boumerdes 2003.

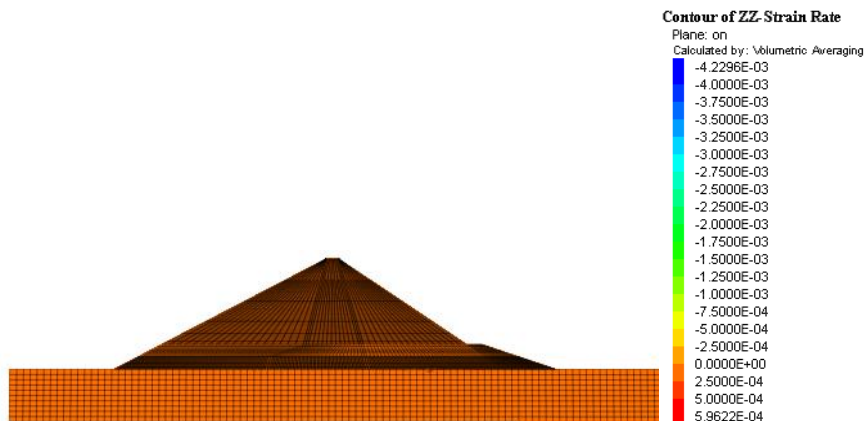


Figure 4.12.Contour de taux de déformation ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003.

- **Les pressions interstitielle**

La Figure 4.13 donne l'évolution de la pression interstitielle dans le barrage sous chargement sismique. On peut observer que l'excitation sismique induit une augmentation de la pression interstitielle dans la base du corps de barrage, avec un rapport de surpression interstitielle de 1.14 par rapport à l'état statique. Cette augmentation reste non significative pour produire une liquéfaction ou une instabilité du barrage. Le noyau d'argile imperméable s'est orienté vers la face amont, ce qui indique plus de stabilité. Enfin, il a été observé que l'argile du noyau affectait le comportement du barrage sous l'effet du séisme. Il a été noté que la dissipation de la pression interstitielle est rapide pendant et après la construction en raison de l'augmentation des contraintes et du tassement à la fin de la construction.

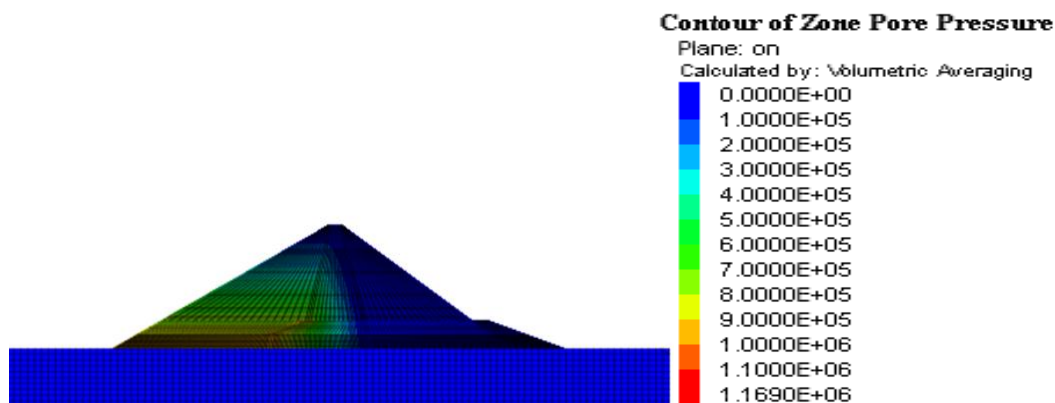


Figure 4.13. Variation de la pression interstitielle (Pa) sous le séisme de Boumerdes 2003.

- **L'accélération**

La Figure 4.14 montre l'accélération induite dans le barrage sous l'excitation sismique. On observe une quasi stabilisation de l'accélération de la base au sommet du barrage, sauf au milieu du noyau où elle augmente. L'accélération est environ trois fois supérieure à celle du substratum rocheux ($7,5 \text{ m/s}^2$) en raison du processus d'amplification. On peut également conclure que l'accélération n'est pas le seul paramètre induisant des déformations permanentes.

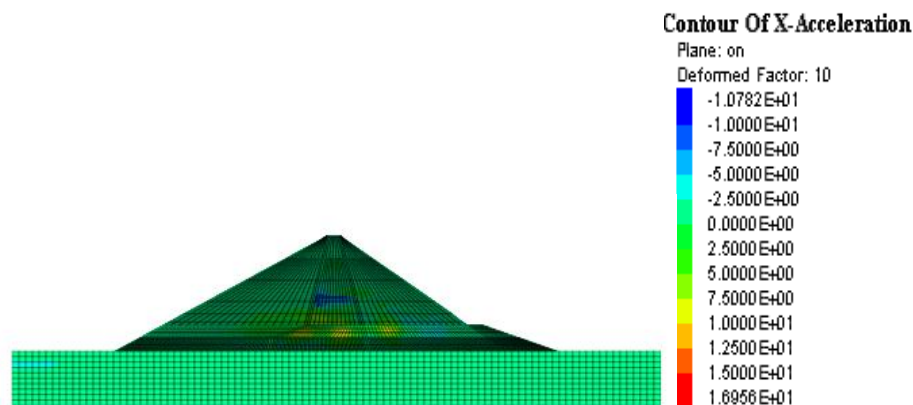


Figure 4.14. X-acceleration (m/s^2) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 .

Tableau 4.1. Variations des déplacements, accélération et pression interstitielle en fonction de la profondeur sous le chargement sismique.

h/H	X-displacement [m]	Z-displacement [m]	X-acceleration [m/s^2]	Pore pressure [Pa]
0	0	0.1 E^{-5}	8.75	1.10E^6
0.25	2.10^{-2}	0.175 E^{-5}	6.25	7.0E^5
0.50	4.10^{-2}	0.225E^{-5}	5.0	3.5 E^5
0.75	6.10^{-2}	0.250E^{-5}	2.5	1.5 E^5
1.00	8.10^{-2}	0.255 E^{-5}	1.25	0.0

IV.5.2. Effet de l'application du signal sismique dans les trois directions avec prise en compte du niveau d'eau

- **Déplacements verticaux et horizontaux**

La Figure 4.15(a)-(b) présente le contour des valeurs du déplacement vertical (ZZ) sous le séisme de Boumerdes2003 pour les deux niveaux d'eau différents. Nous constatons des déplacements verticaux au niveau du talus amont qui sont négligeables. La Figure 4.16, présente le tassement max au niveau de la crête et au centre du barrage après le séisme. On constate le même tassement pour les deux niveaux de remplissage jusqu'au niveau $0,5H$, et au-delà de cette hauteur, le tassement devient plus important, dû à la pression hydrostatique. Le déplacement maximum est de l'ordre de 23cm quand le barrage est rempli à 100%. Les déplacements selon X et Y, présentés dans les Figures 4.17(a)-(b) et 4.19 (a)-(b), sont très faibles. Le déplacement maximum est à mi-hauteur du barrage dans la direction X (Figure 4.18) et qui reste plus important pour le niveau de remplissage d'eau de 100%. Dans la direction Y, on constate le même déplacement pour les deux niveaux de remplissage d'eau.

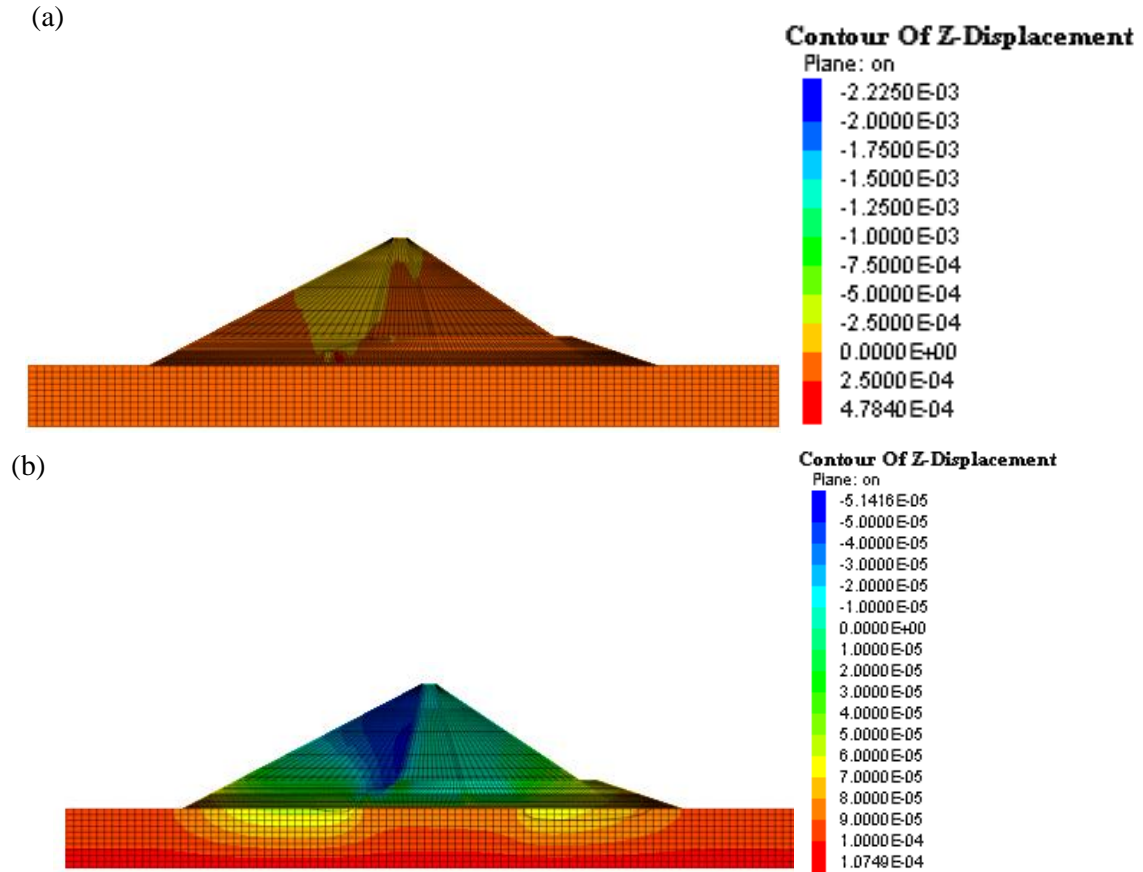


Figure 4.15. Déplacement Z (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100% - (b) 50%.

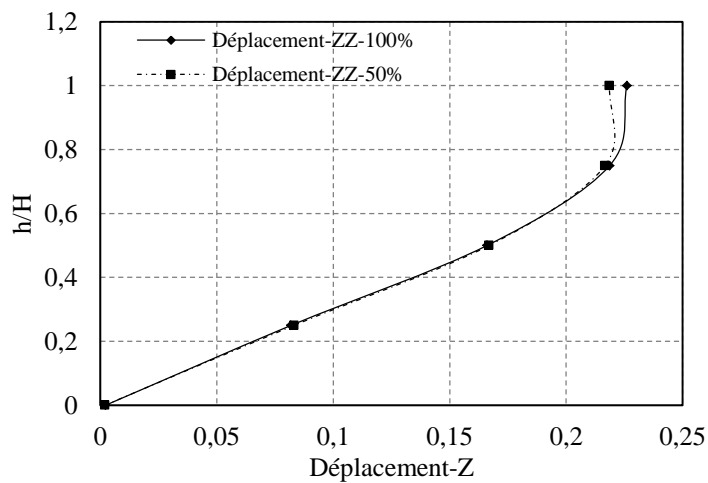


Figure 4.16. Déplacement Z (m) dans le barrage après le séisme de Boumerdes 2003 .

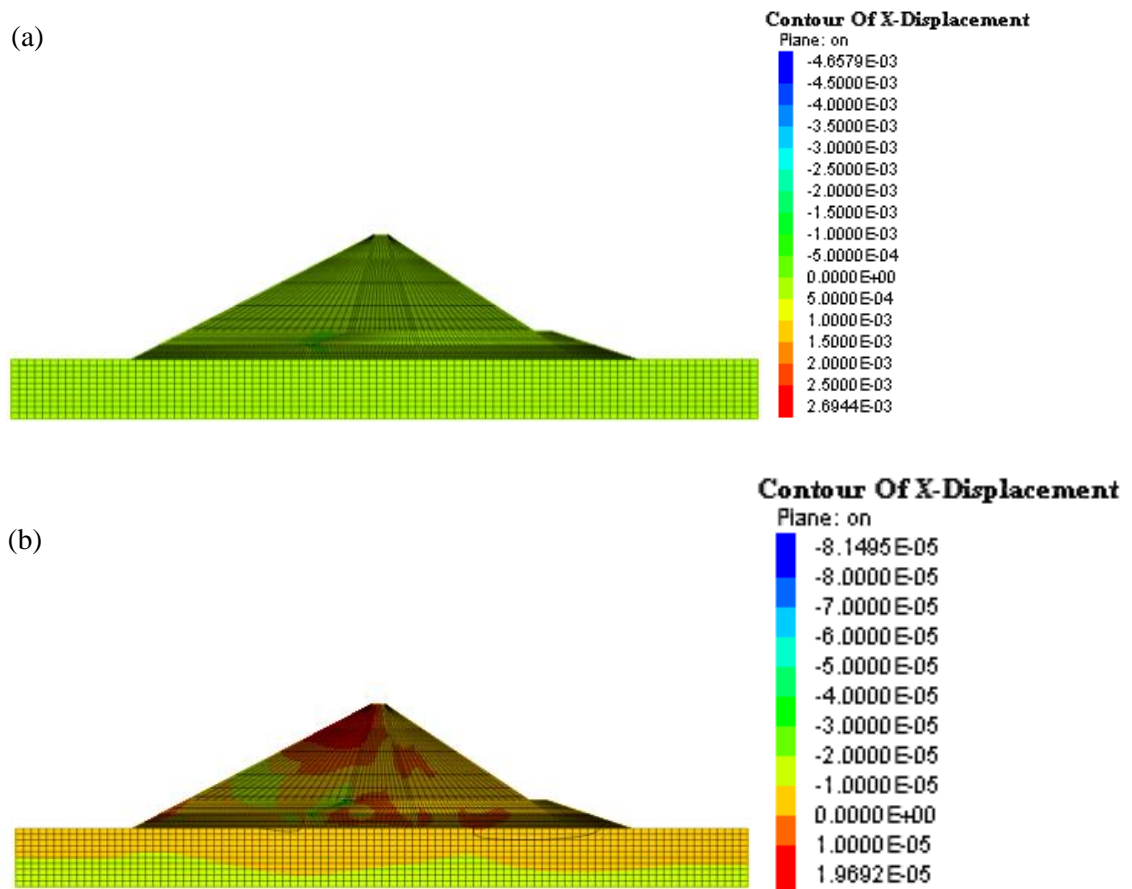


Figure 4.17. Déplacement X (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100% - (b)50%.

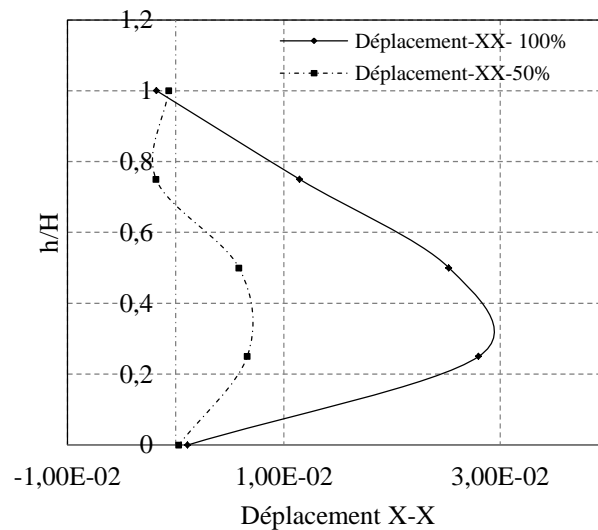


Figure 4.18. Déplacement X (m) dans le barrage après le séisme de Boumerdes 2003.

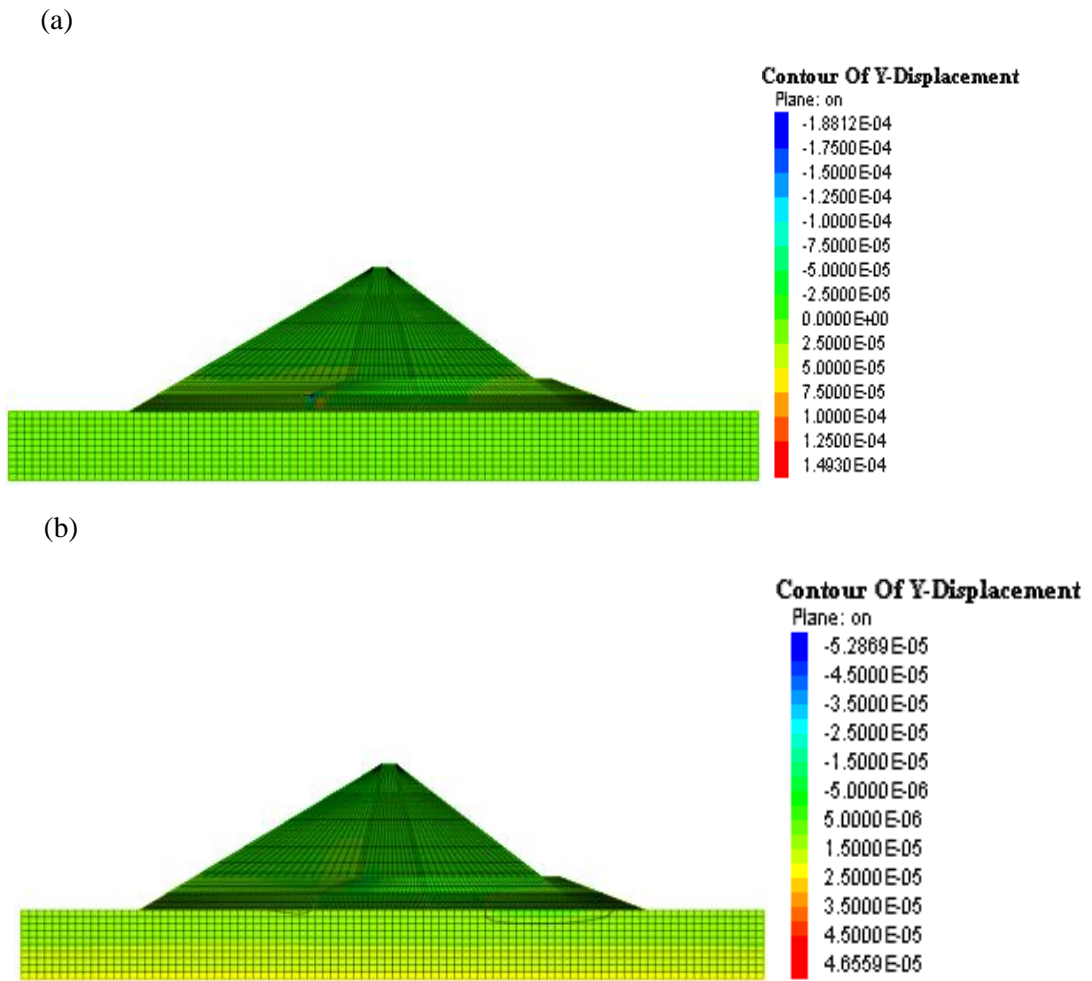


Figure 4.19. Déplacement Y (m) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau:(a) 100% - (b)50%.

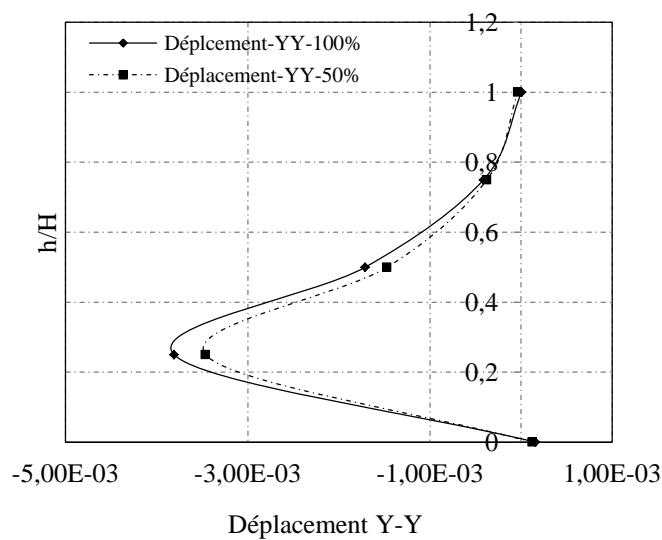


Figure 4.20. Déplacement Y (m) dans le barrage après le séisme de Boumerdes 2003.

- **Contraintes**

La variation des contraintes suivant les trois directions principales sont représentées dans les Figures 4.21(a)-(b), 4.22, 4.23(a)-(b), 4.24, 4.25(a)-(b) et 4.26. On constate que dans la direction (XX), les contraintes sont plus importantes lorsque le barrage est rempli à 100%. Dans la direction (YY), on constate une légère différence jusqu'au niveau 0.5H, et une importante variation au sommet. Une même distribution dans la direction (ZZ) est notée avec une différence à mi-hauteur.

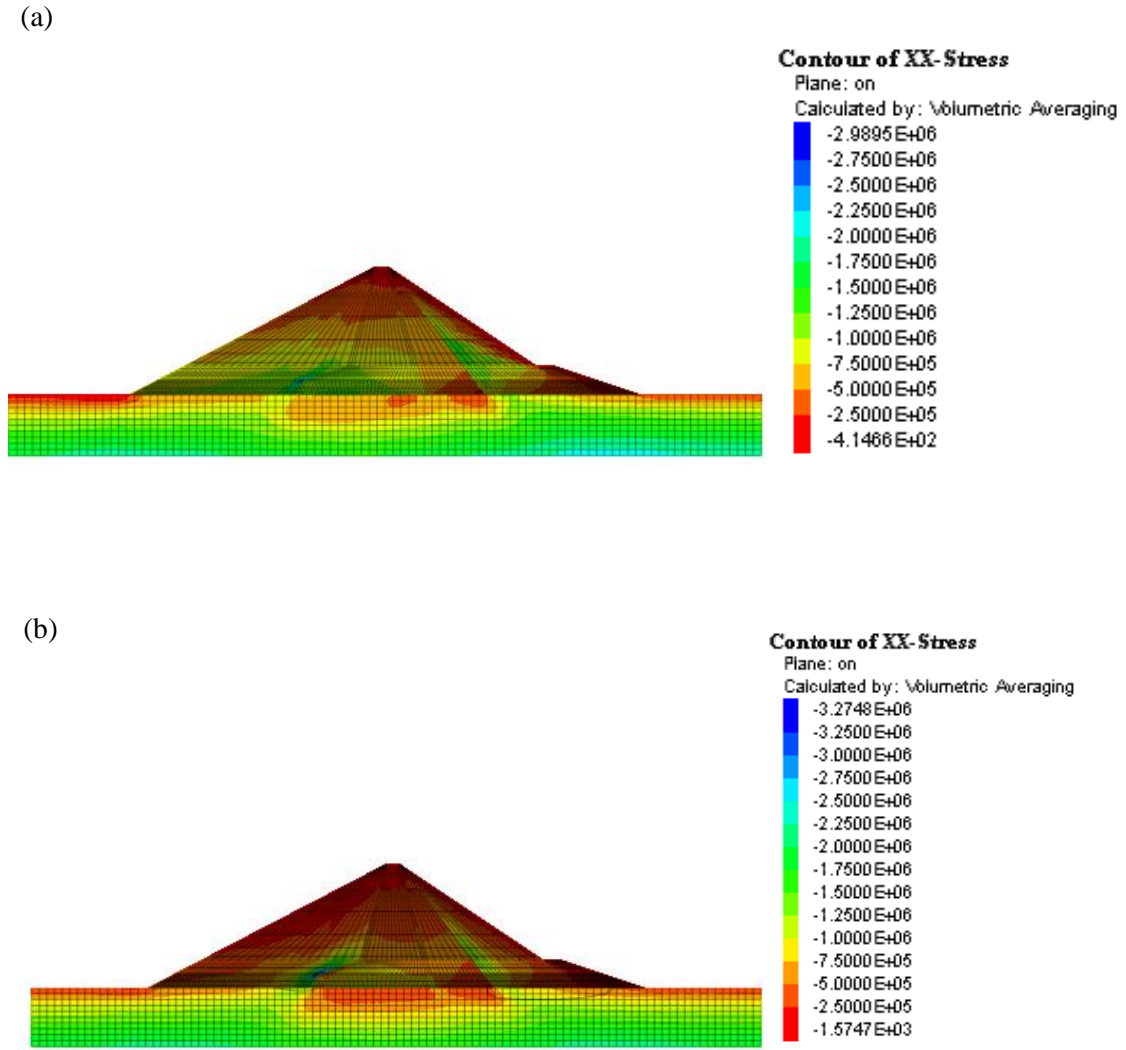


Figure 4.21. Contour des Contraintes XX sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100% - (b)50%.

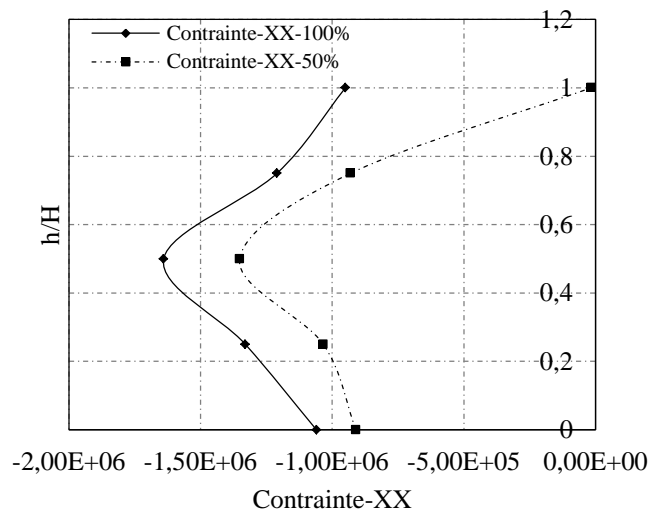


Figure 4.22. Contrainte XX après le séisme de Boumerdes 2003.

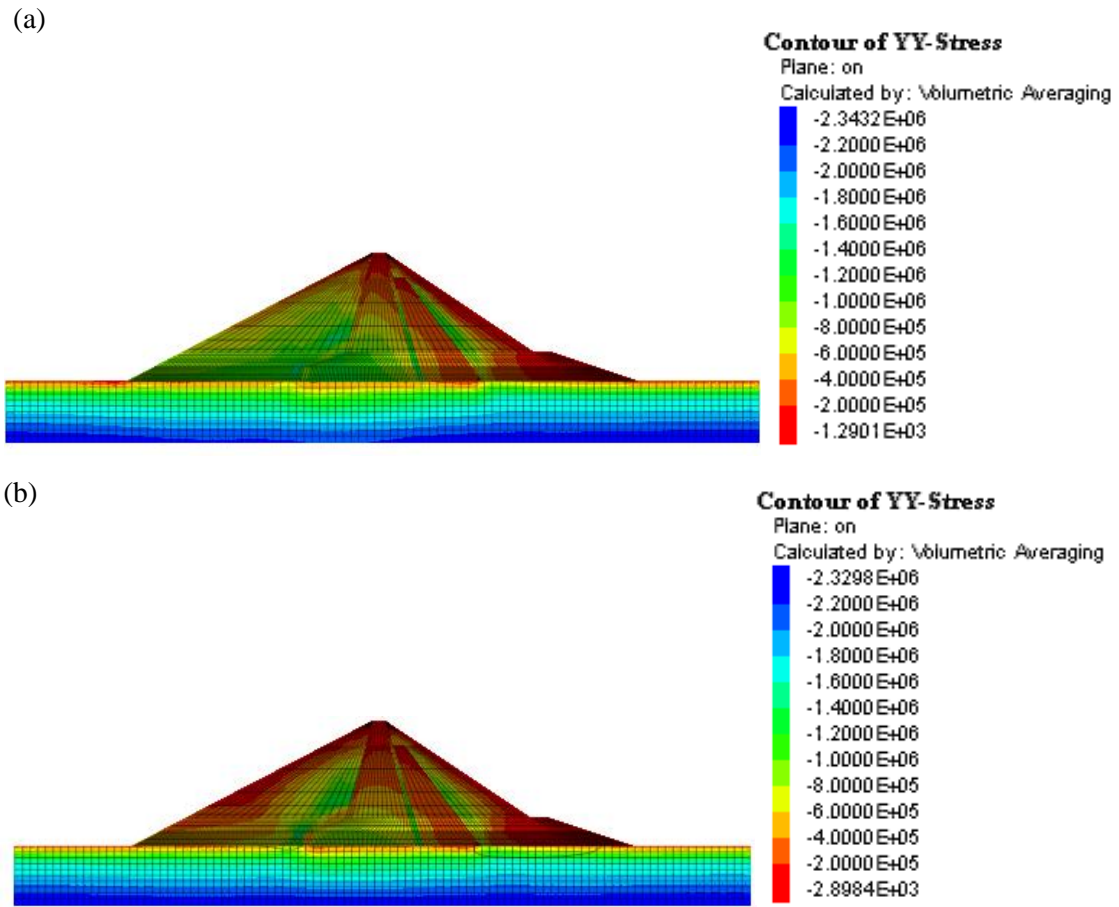


Figure 4.23. Contour des Contraintes YY sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100% - (b) 50%.

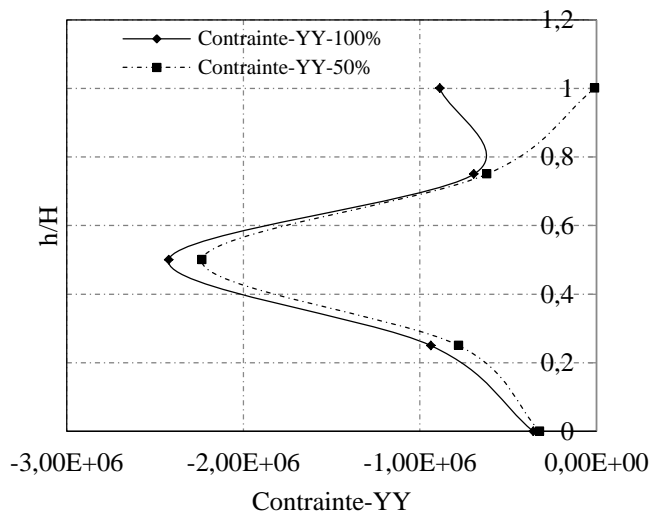
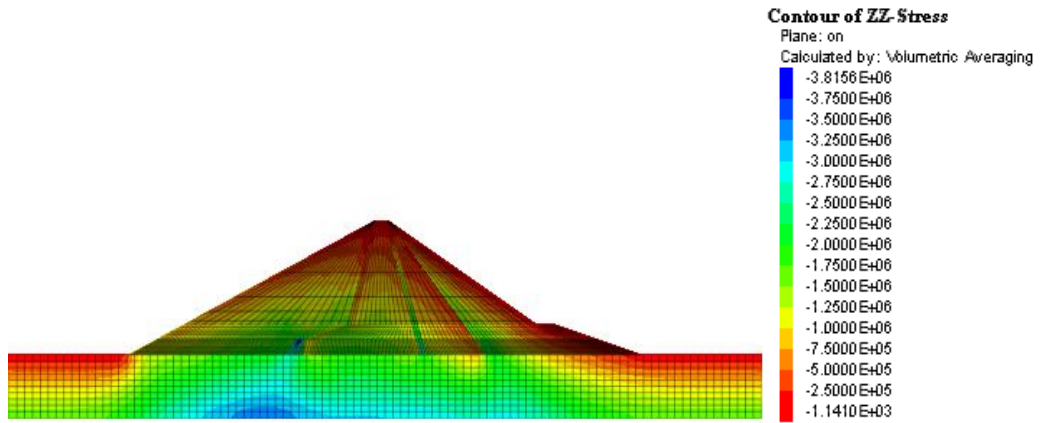


Figure 4.24. Contrainte YY après le séisme de Boumerdes 2003.

(a)



(b)

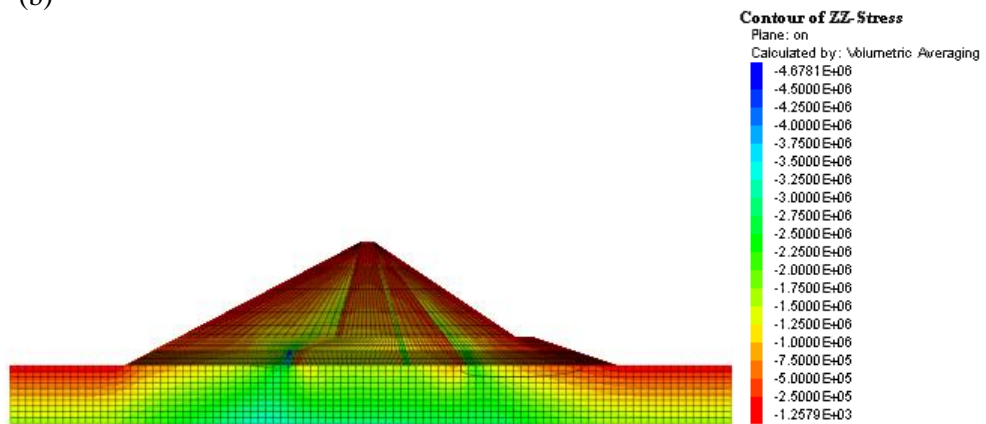


Figure 4.25. Contour des Contraintes ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100% - (b) 50%.

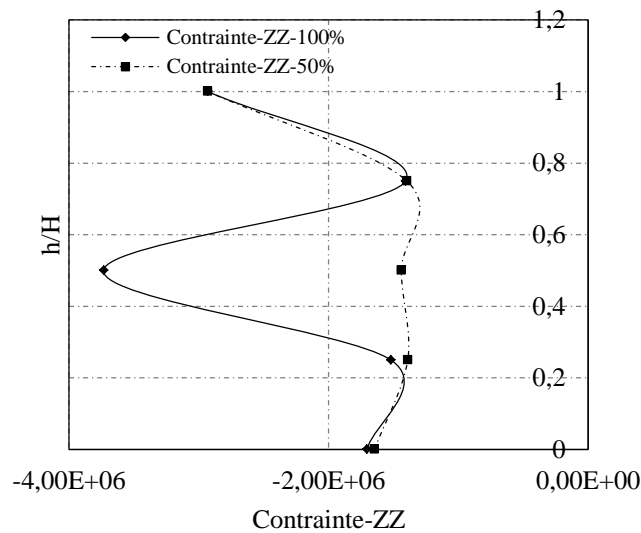


Figure 4.26. Contrainte ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003

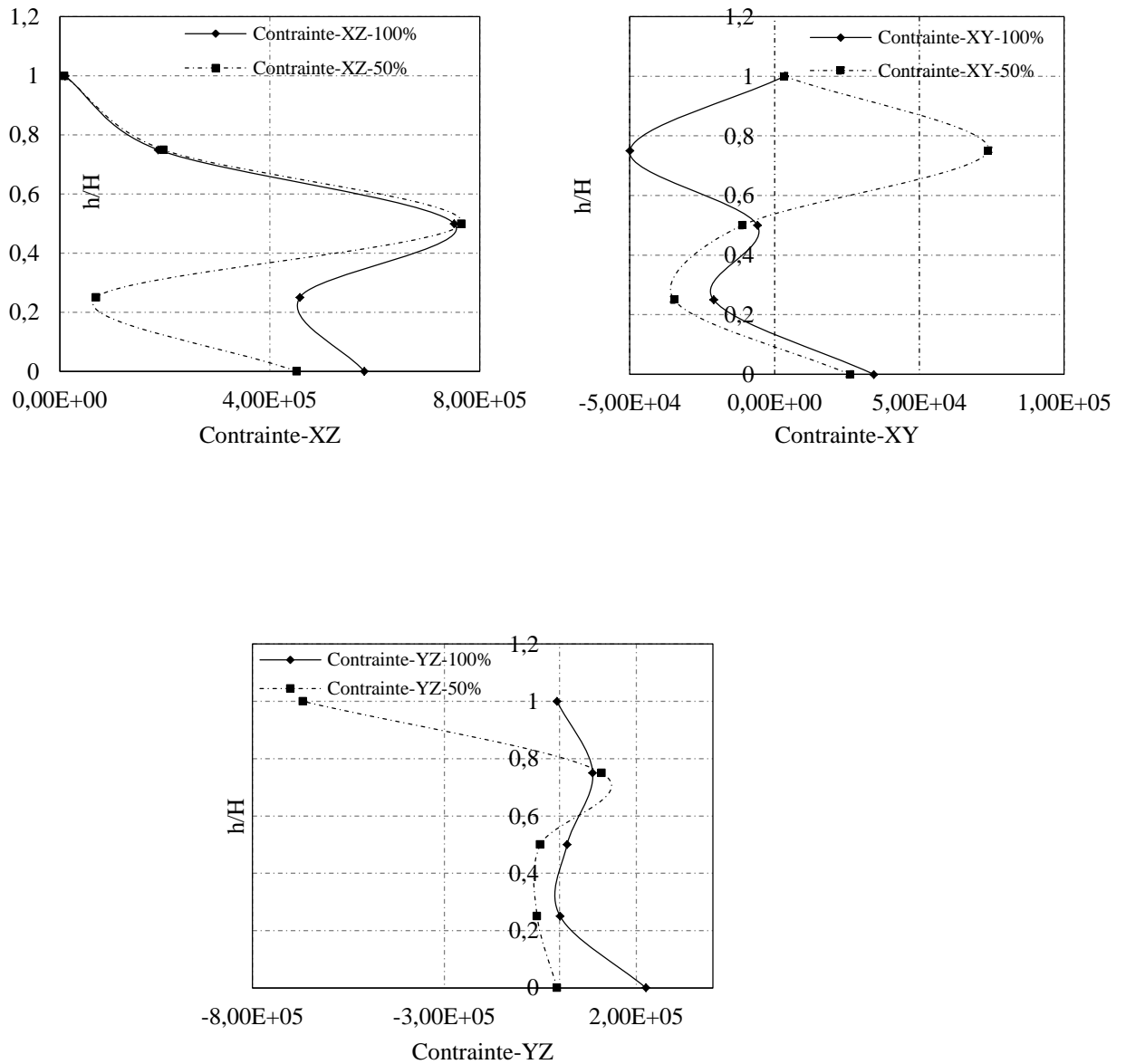


Figure 4.27. Contraintessuivant XY, XZ et YZ sous le séisme de Boumerdes 2003

- **Déformations**

On a des déformations plus importantes sous l'effet d'un séisme appliqué dans les trois directions par rapport aux déformations obtenues après la mise en eau comme le montre les Figures 4.28 (a)-(b), 4.29, 4.30 (a)-(b), 4.31, 4.32 (a)-(b) et 4.33, et qui restent plus importantes pour le niveau de remplissage d'eau de 100%.

Les déformations dans les directions XY, XZ et YZ sont représentés par la Figure 3.34. Les déformations maximums dans les directions XY et YZ sont obtenus à 0.75H pour les deux niveaux d'eau.

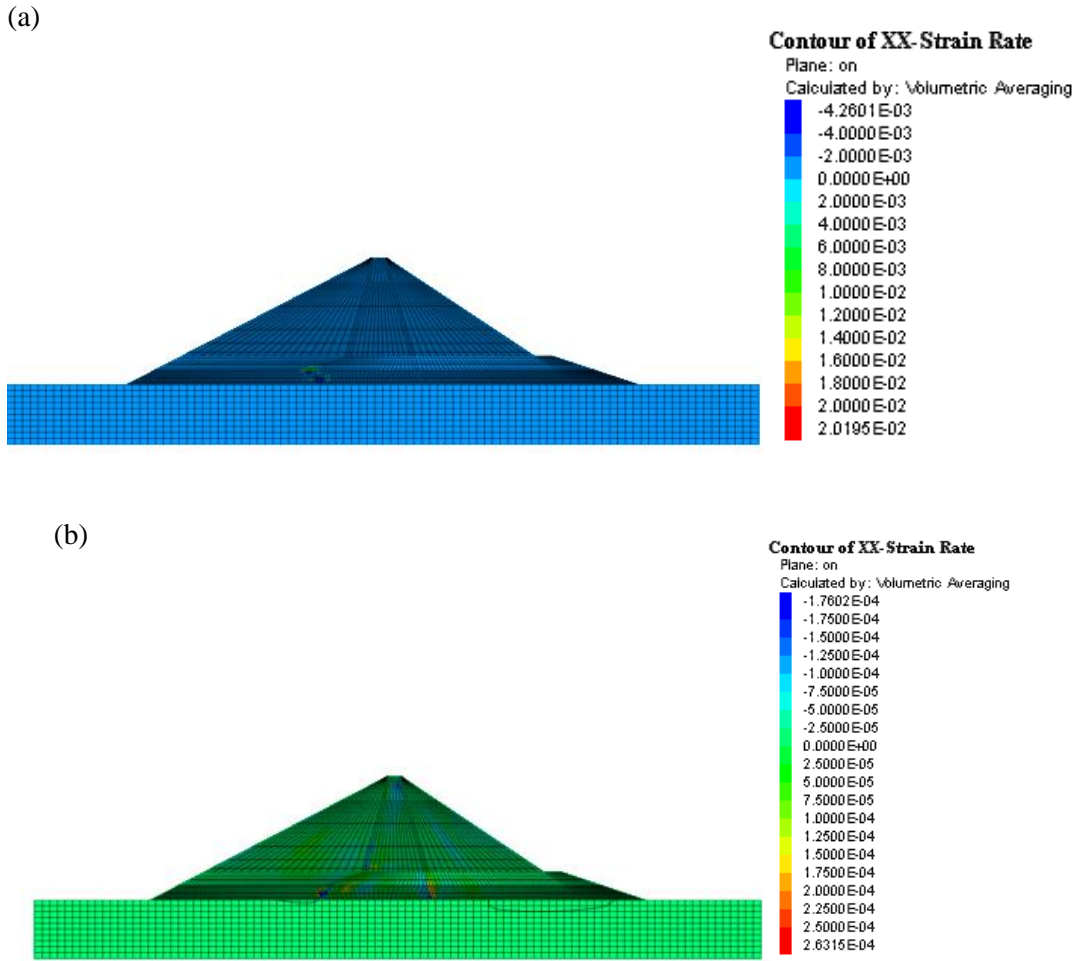


Figure 4.28. Contour de taux de déformation XX sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions le niveau d'eau : (a) 100% - (b) 50%.

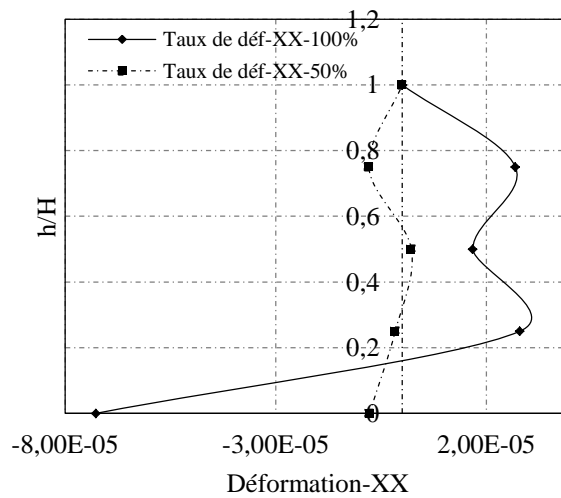


Figure 4.29. Taux de déformation XX sous le séisme de Boumerdes 2003.

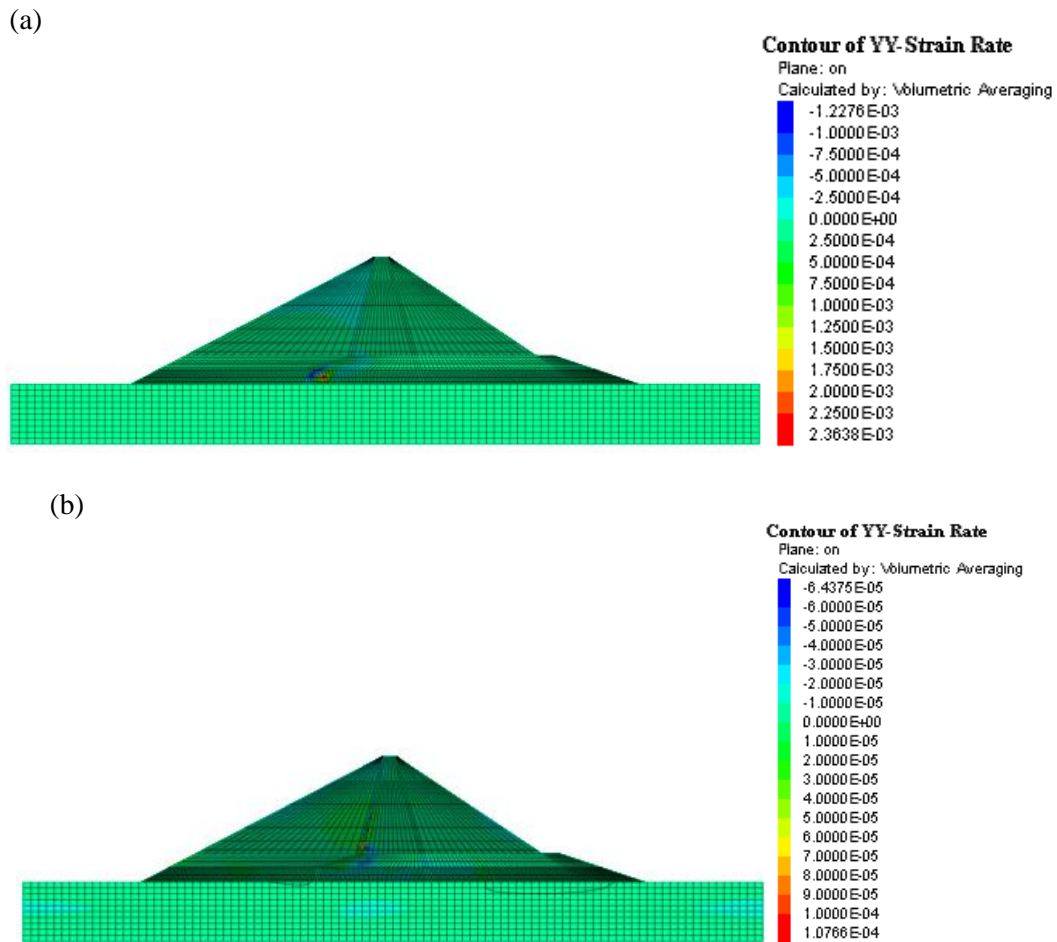


Figure 4.30. Contour de taux de déformation YY sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau :(a) 100% - (b) 50%.

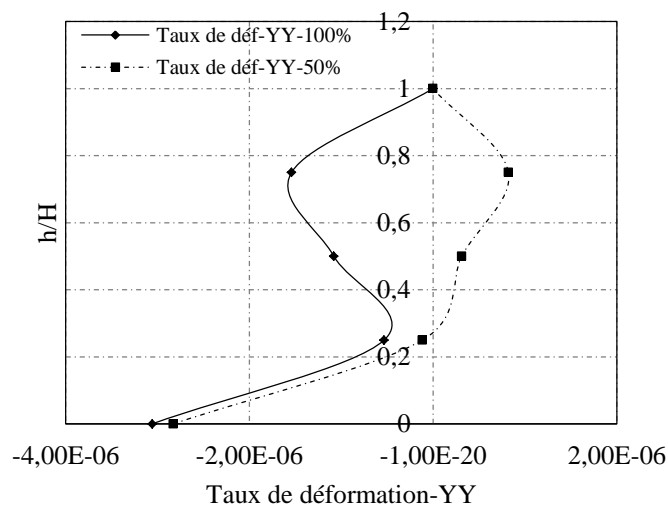


Figure 4.31. Taux de déformation YY sous le séisme de Boumerdes 2003

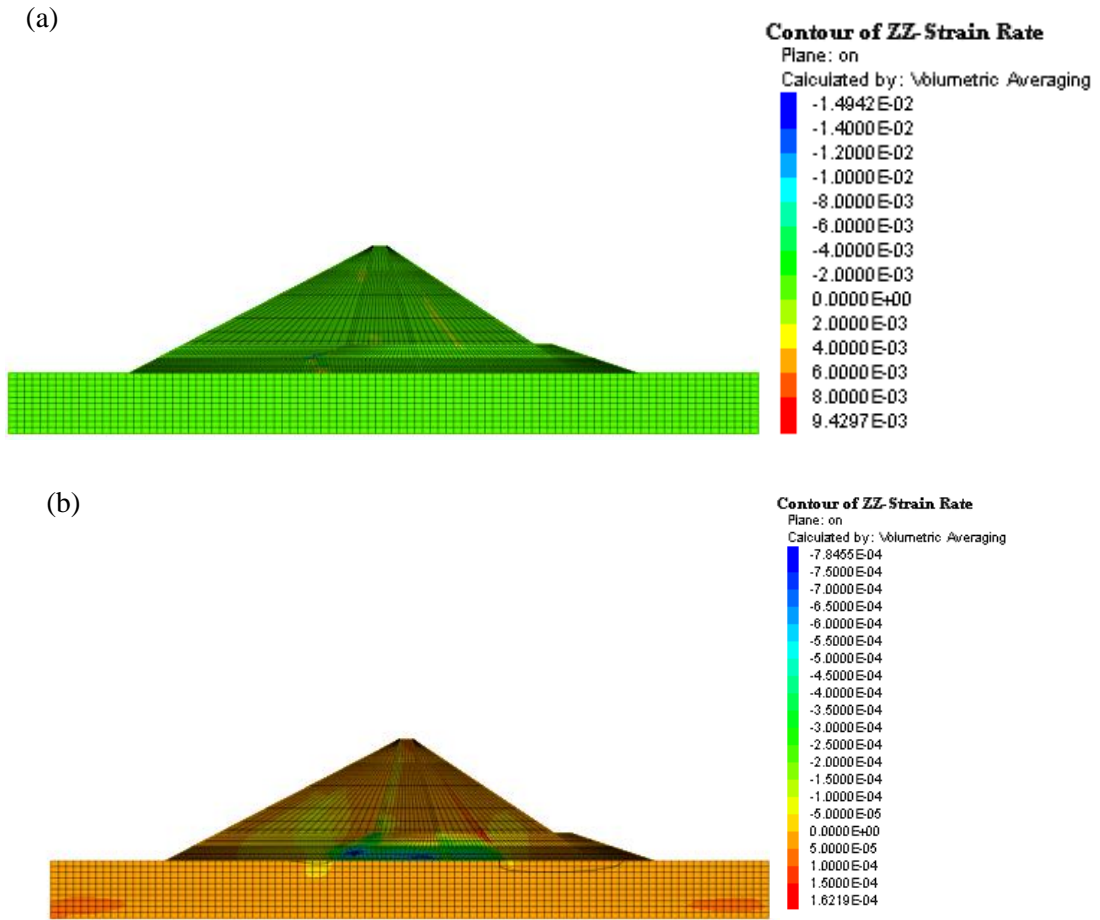


Figure 4.32. Contour de taux de déformation ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100% - (b) 50%.

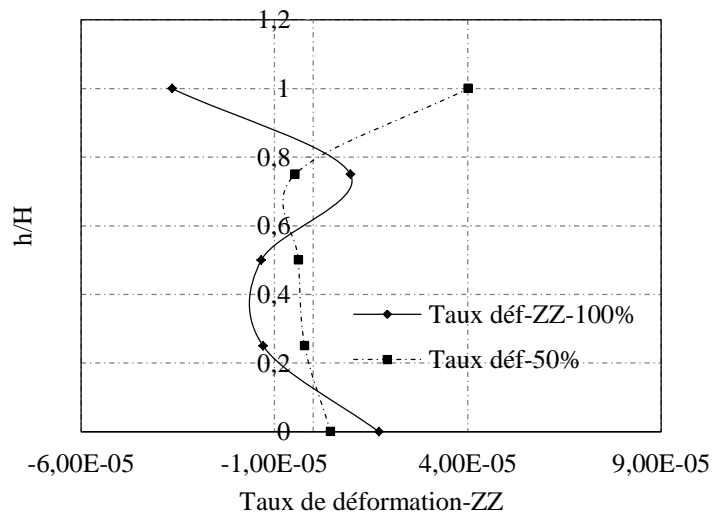


Figure 4.33. Taux de déformation ZZ sous le séisme de Boumerdes 2003.

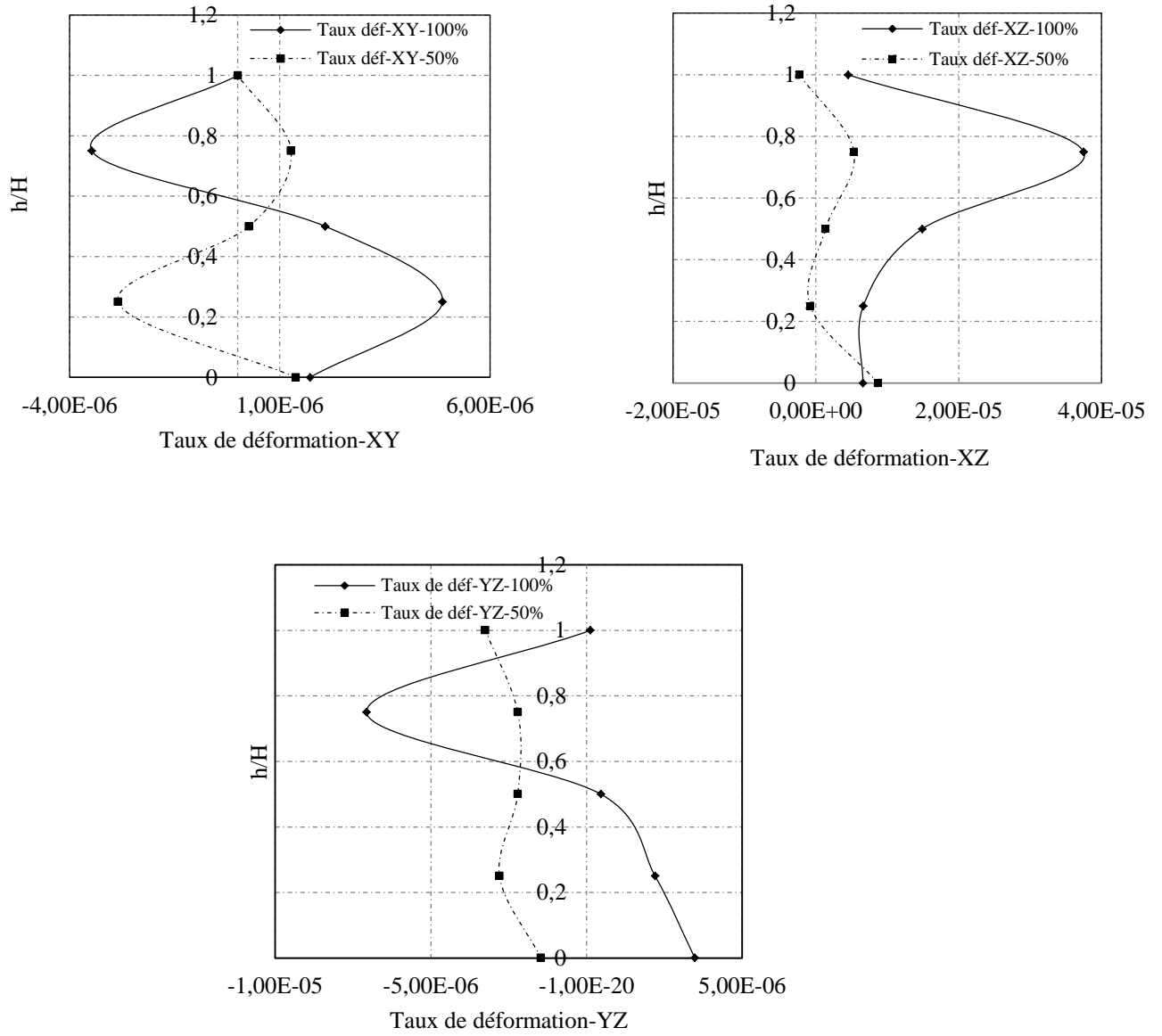
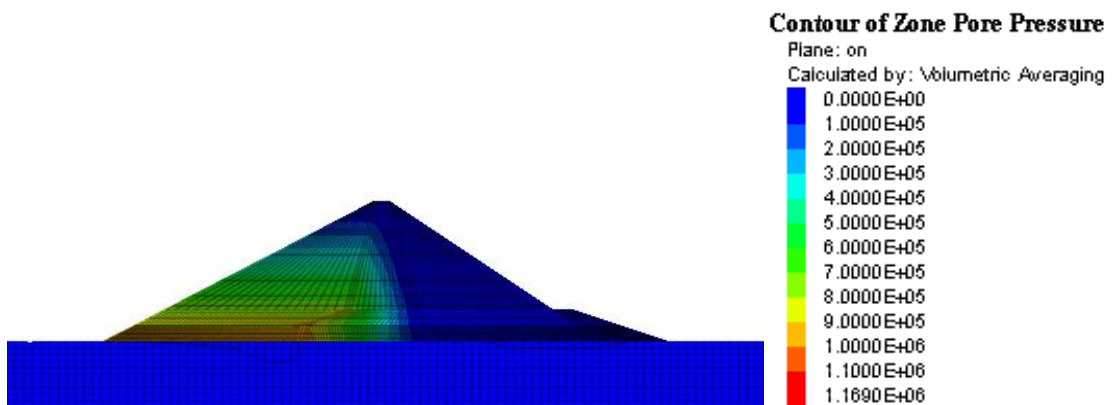


Figure 4.34. Contour de taux de déformation suivant XY, XZ et YZ sous le séisme de Boumerdes 2003.

- **Les pressions interstitielles**

L'évolution de la pression interstitielle dans le barrage sous chargement sismique pour les deux niveaux d'eau est donnée dans la Figure 4.35 (a)-(b). On peut observer que l'excitation sismique induit une augmentation de la pression interstitielle dans la base du corps de barrage par rapport à l'état statique. La pression interstitielle maximum se situe au niveau de la base de l'enrochement amont (Figure 4.36 (a)-(b)-(c)).

(a)



(b)

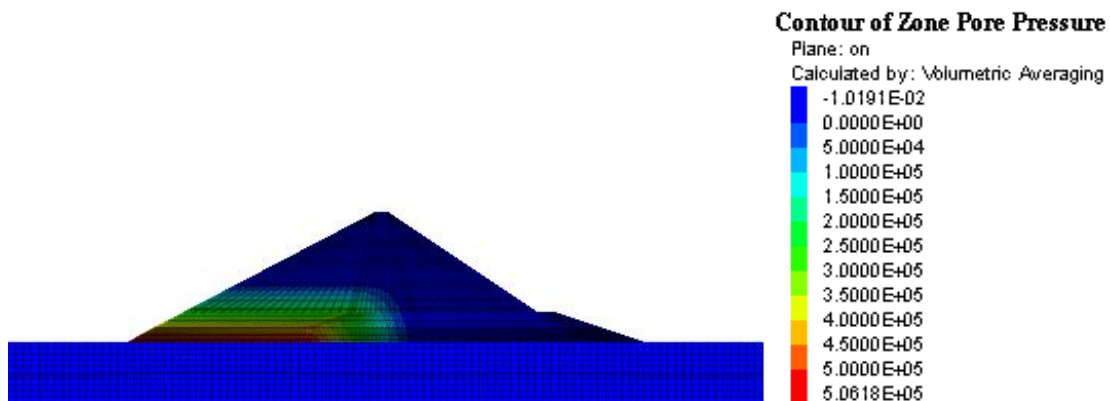


Figure 4.35. Variation de la pression interstitielle (Pa) sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100% -(b) 50%.

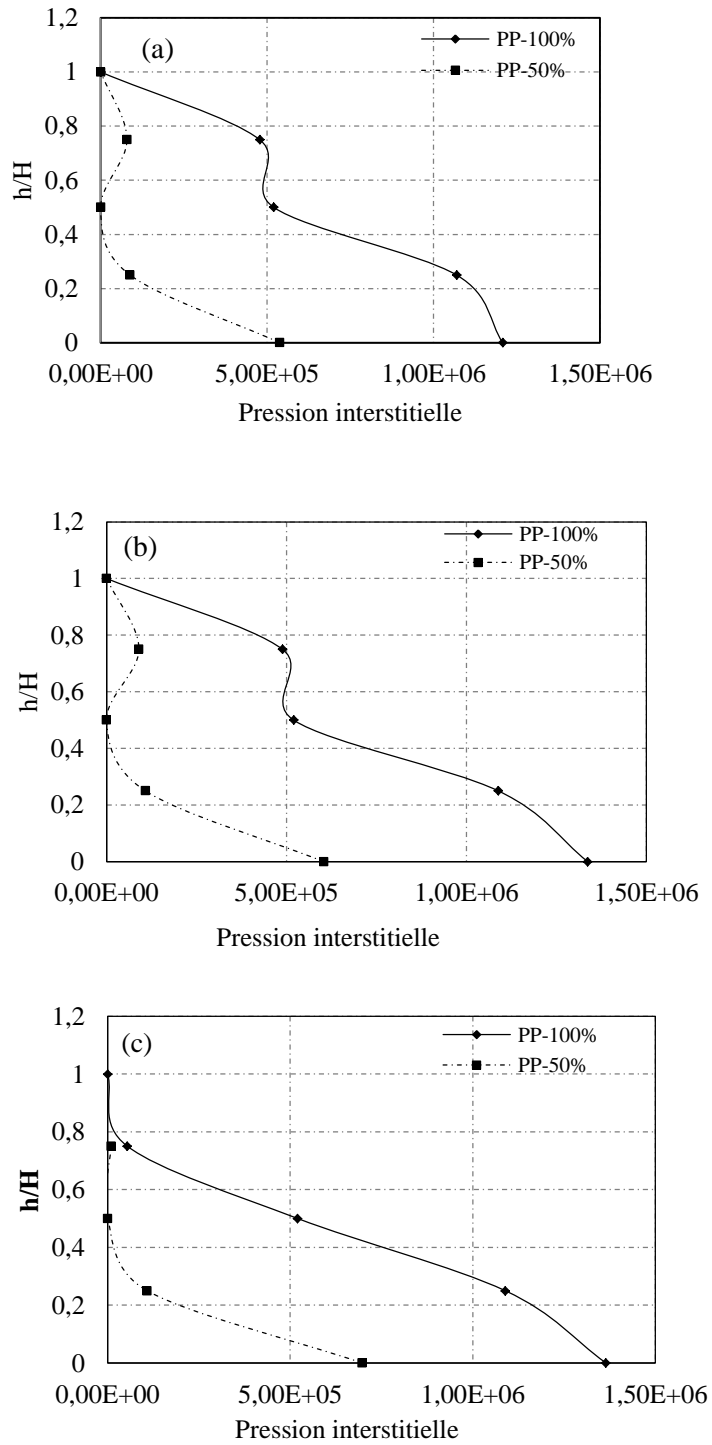


Figure 4.36. Variation de la pression interstitielle (Pa) sous le séisme de Boumerdes 2003 ; (a) Noyau, (b) enrochement amont (coupe centrale), et (c) côté enrochement amont.

- **Les accélérations**

Les Figures 4.37 à 4.42 montrent l'accélération induite dans le barrage dans les directions (X-Y-Z) sous l'excitation sismique pour les deux niveaux de remplissage d'eau. On observe une

stabilisation de l'accélération de la base au sommet du barrage dans toutes les directions et pour les deux niveaux d'eau.

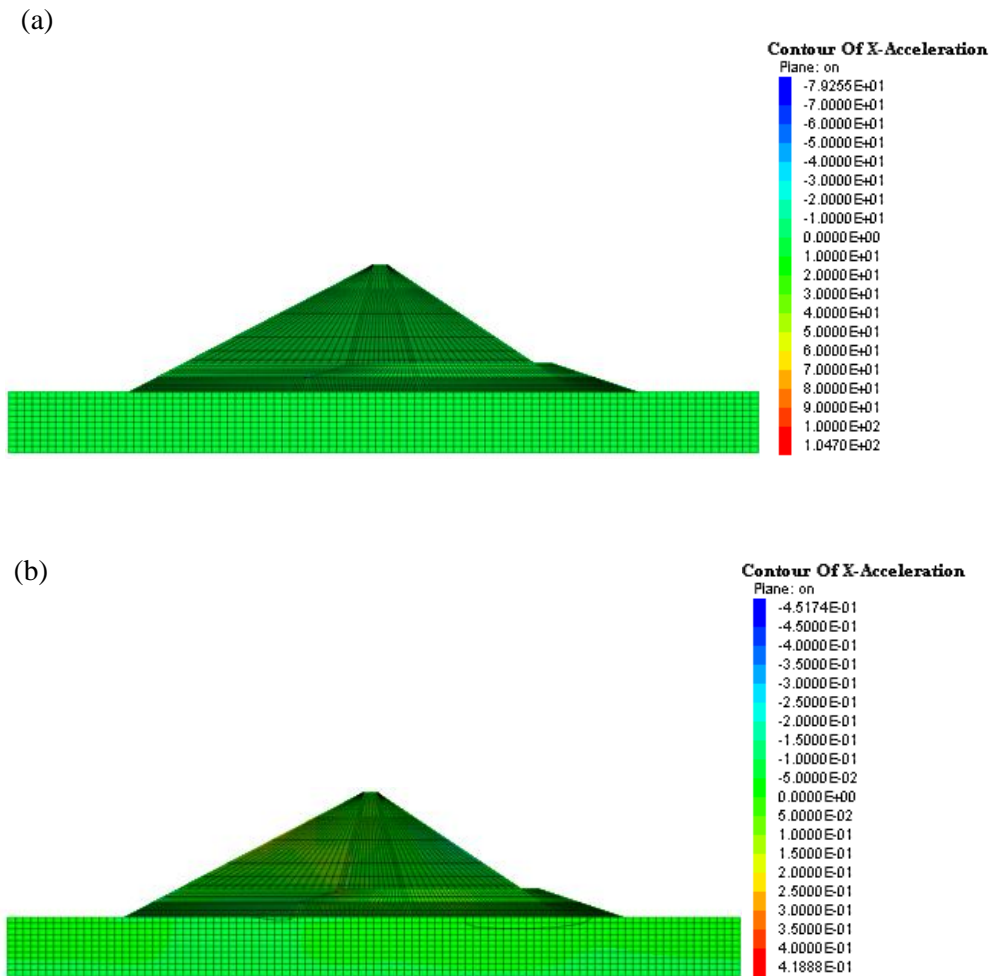


Figure 4.37. X-accélération (m/s²) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100% -(b) 50%.

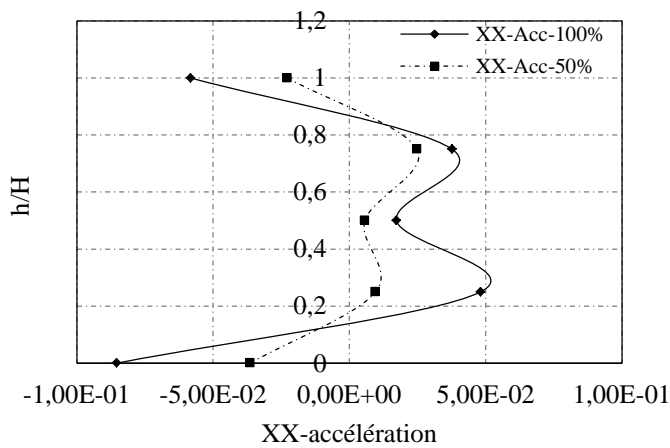


Figure 4.38. X-accélération (m/s²) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.

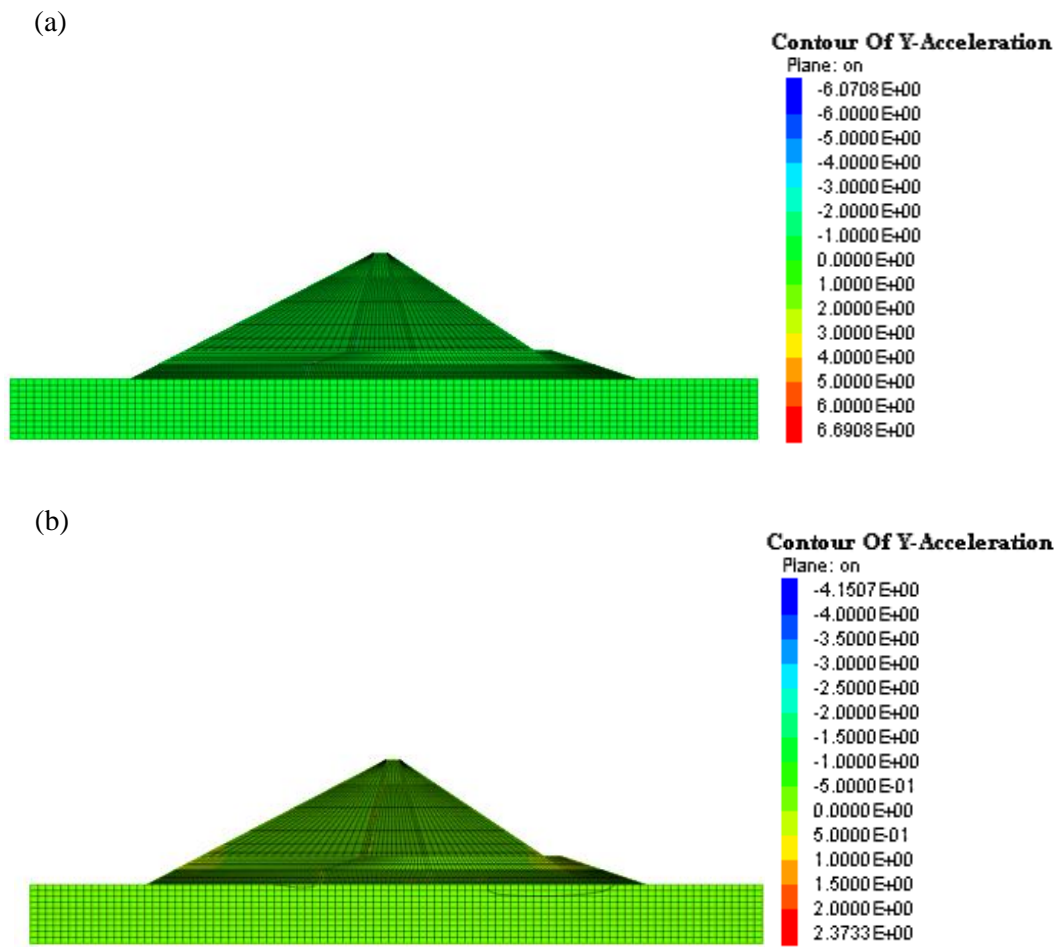


Figure 4.39. Y-accélération (m/s²) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100%-(b) 50%.

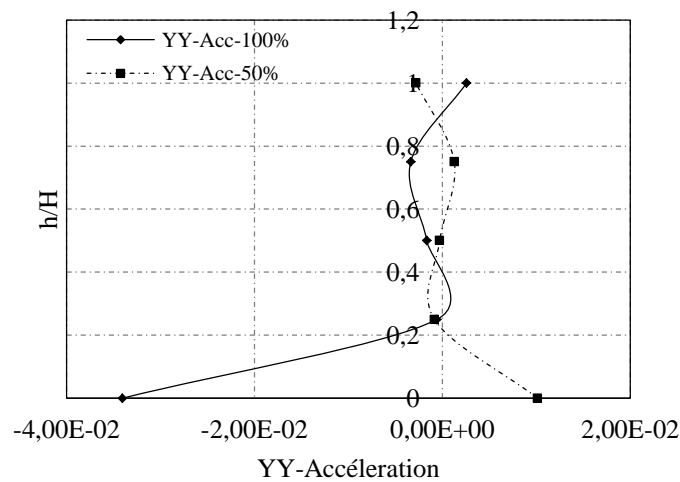


Figure 4.40. Y-accélération (m/s²) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.

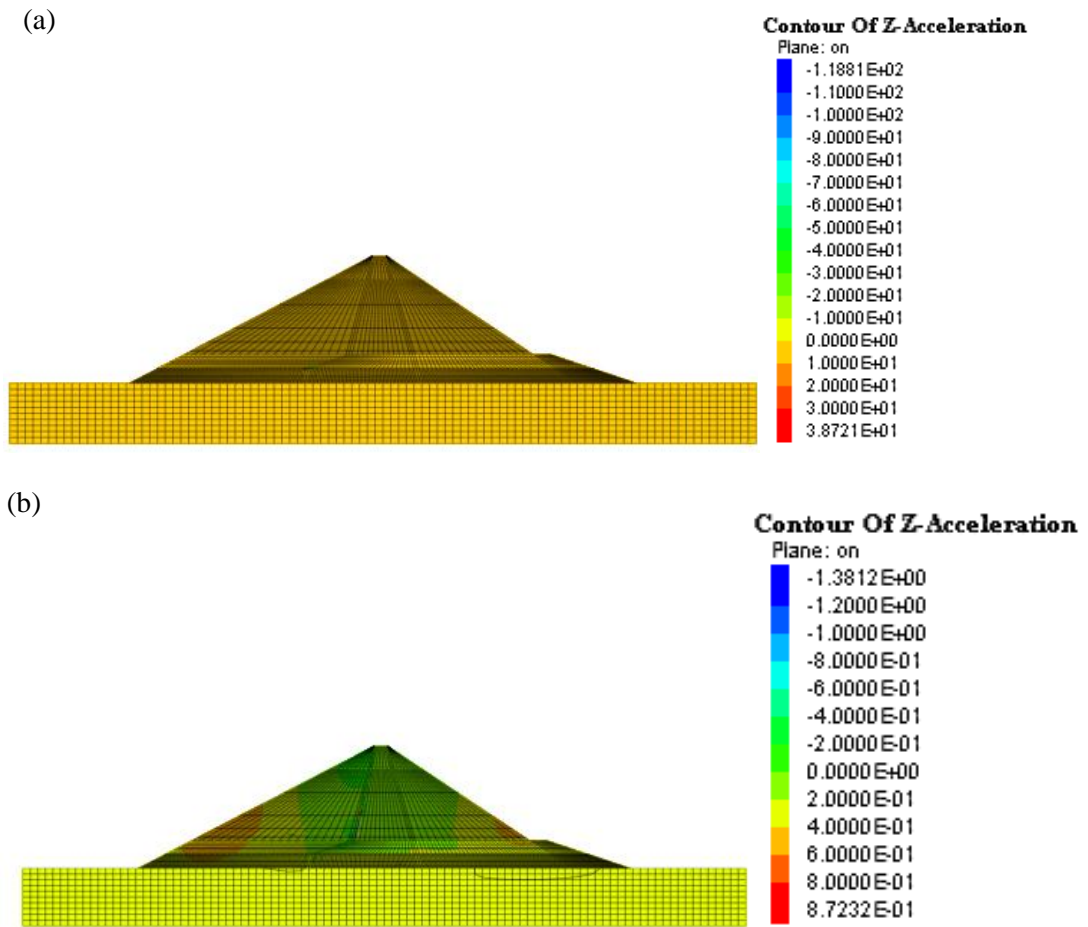


Figure 4.41. Z-accélération (m/s^2) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau : (a) 100% -(b) 50%.

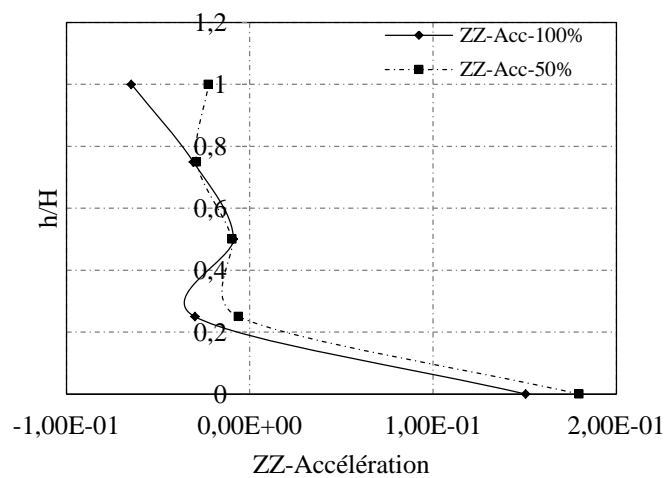


Figure 4.42.(c). Z-accélération (m/s^2) dans le barrage sous le séisme de Boumerdes 2003.

Commentaire

Les résultats obtenus dans cette partie, traitant de l'effet de la prise en compte d'une composante du signal sismique horizontale ou dans les trois directions, fait ressortir que la réponse sismique est importante dans le sens de l'application du signal. Aussi par rapport au niveau d'eau dans le barrage, on constate que le remplissage total (100%) fait augmenter la réponse sismique. Ces résultats sont accord avec les travaux de recherche existants (Meziani et al. 2019, Mazehiri et al. 2021, Beiranvand et al. 2021, Ibrahimian 2011).

IV.6. Conclusion

L'analyse sismique tridimensionnelle du barrage de Keddara sous le séisme de Boumerdes 2003 a révélé que :

L'application du signal sismique dans la direction XX montre une augmentation des déplacements, des contraintes et taux de déformation dans la direction d'application du signal sismique. De plus, la pression interstitielle est plus importante à la base du corps du barrage et diminue avec l'axe du barrage.

Le niveau de remplissage d'eau marque aussi son effet sur la réponse sismique du barrage. Lorsque ce dernier est rempli à 100% et subit un signal sismique, appliqué dans les trois directions, les déplacements, les accélérations, les déformations, les contraintes et les pressions sont plus importants.

Conclusion générale

Le barrage de Keddara est un barrage de type remblai, située dans la commune de Kharouba, à l'Est de Boudouaou, dans la wilaya de Boumerdès. Le barrage a subi le séisme du 21 mai 2003 ($M=6.8$ et $I(MMI)=X$), du fait de sa localisation à une distance épacentrale de 20 km. C'est un barrage de grande hauteur, en enrochement avec un noyau argileux. Il est l'un des organes les plus importants de l'aménagement hydraulique dans la zone centre. Les stations les plus proches ayant enregistré le choc principal du séisme sont celles installées sur le site de Keddara. Durant le choc principal, un niveau d'accélération maximale de $0.221g$ avec une fréquence de $4,0283$ Hz est atteint dans la direction transversale du barrage.

L'objectif de ce travail de recherche est d'analyser le comportement statique et dynamique du barrage de Keddara). Le choix d'une analyse numérique tridimensionnelle est justifié par les dimensions importantes du barrage. Le comportement des matériaux, l'interaction sol-fondation du barrage, les conditions hydrauliques et les effets de saturation sont pris en compte dans l'analyse. Pour ce faire, le logiciel FLAC 3D, utilisant une approche explicite de différences finies a été utilisé. L'analyse statique et dynamique du barrage, est menée afin d'obtenir sa réponse en termes de tassements, déformations, contraintes et variation de la pression interstitielle, lors de sa construction et de son exploitation.

La première partie de ce travail a consisté à présenter une synthèse bibliographique sur les barrages en terre, leur comportement lors des séismes passés et les différentes méthodes utilisées dans l'évaluation de la stabilité sous charge sismique. Les caractéristiques du barrage et du site sont présentés, ainsi que les résultats d'auscultations effectuées entre 1985 et 2006.

L'analyse du comportement statique du barrage de Keddara avait pour but de déterminer la réponse du barrage en termes de déplacements, déformations, contraintes, et évolution des pressions interstitielles au sein du noyau argileux, durant la phase de construction et après mise en eau. D'abord, un calcul avec le modèle de Mohr-Coulomb pour le corps du barrage tout en considérant un comportement élastique de la fondation (modèle (1)) a été mené. Dans une deuxième étape, un calcul utilisant la loi élasto-plastique du modèle Mohr-Coulomb pour l'ensemble fondation et corps de barrage a été considéré (modèle (2)).

Cette analyse a révélé que le tassement maximal induit se situe dans le noyau du barrage. La variation du déplacement avec l'axe du barrage a montré une augmentation du

déplacement au sommet, contrairement aux contraintes et à la pression interstitielle qui sont plus importante à la base du corps du barrage et diminue avec l'axe du barrage.

L'influence du modèle de calcul n'est pas très significative en cas de déplacements, déformations et contraintes, mais il reste que le modèle élastique donne des résultats plus importants. La comparaison avec les résultats de l'auscultation (surveillance) confirme que le tassement statique dans le barrage est terminé avec le temps de consolidation.

Dans la seconde partie, une analyse tridimensionnelle du comportement sismique du barrage de Keddara a été réalisée à l'aide de l'enregistrement du tremblement de terre de Boumerdes (2003). Cette analyse a été conduite en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. L'analyse est conduite, d'abord, sous le signal sismique suivant une direction (longitudinale) avec un niveau d'eau de 100%. Ensuite, le signal a été appliqué dans les trois directions (Longitudinal, Transversal et Vertical), avec une variation du niveau d'eau de 50 et 100%. Cette procédure nous a permis d'étudier ; (i) l'effet de considérer une ou trois composantes du signal, et (ii) l'effet du niveau de remplissage d'eau dans le barrage, sur la réponse sismique en termes de déplacements, déformations, contraintes et pressions.

Pour l'analyse élasto-plastique du barrage, le modèle de Mohr-Coulomb est considéré pour le barrage et pour la fondation (modèle (2)). L'analyse menée est une analyse couplée, qui prend en compte l'interaction entre les phases fluide et solide.

Les résultats obtenus lors de l'application du signal sismique dans la direction XX, font ressortir une augmentation des déplacements, des contraintes et taux de déformation dans cette direction. Dans le cas de l'application du signal sismique dans les trois directions, le niveau de remplissage d'eau marque aussi son effet sur la réponse sismique du barrage. Lorsque ce dernier est rempli à 100% et subit un signal sismique, appliqué dans les trois directions, les déplacements, les accélérations, les déformations, les contraintes et les pressions sont plus importants.

Dans le cadre de cette étude de comportement sismique du barrage de Keddara, les paramètres de réponse en termes de déplacement maximal, l'accélération et pression interstitielle restent non significatifs pour produire l'instabilité du barrage, ce qui confirme son comportement réel lors du séisme de 2003. L'étude a montré un bon accord entre le comportement observé lors du séisme de 2003 et les résultats des analyses par la méthode numérique.

A titre de perspectives, il serait intéressant de :

- Etudier le comportement sismique du barrage sous d'autres signaux sismiques de plus grande accélération afin de déterminer le seuil de rupture et les modes de rupture.
- Effectuer une analyse en 2D et de comparer les résultats avec ceux de cette analyse 3D afin de soulever l'effet de la géométrie et des grandes dimensions du barrage.

Références bibliographiques

- Abdel-Ghaffar A.M, Koh. A.S, Longitudinal vibration of non-homogeneous earth dams, Earthq Eng Struct Dyn, 9, 3, (1981), 279–305.
- Abdel-Ghaffar. A and Scott.R.F, Shear Moduli and Damping Factors of Earth Dam. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 105,12, (1979), 1405-1426.
- Agence nationale des barrages ANB (1987), Monographie du barrage de Keddara.
- Agence nationale des barrages ANB (2004), Rapport d’auscultation du barrage de Keddara.
- Agence nationale des barrages ANB (2006), Rapport d’auscultation du barrage de Keddara.
- Ambraseys. N ,1960. The seismic stability of earth dams . Proc 2nd world conf. On earth. Engrg. Tokyo III 1960, 1345-1363.
- Beiranvand. B, Rozbahani .M.Z, Mazaheri.A.R , Quasi-static and dynamic analysis of pore water pressure in Azadi earth dams using Abaqus software, Arabian journal of geosciences, 14, (2021), 1280.
- Benouar, D., 1993. The seismicity of Algeria and adjacent regions during the twentieth century. Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, Imperial College, London.
- Chen. W.F. W.H. and Scawthorn, C., (2003), Earthquake Engineering Handbook, Earthquakes: Seismogenesis, Measurement, and Distribution, Washington, D.C.
- Chen. Y, Fry. J.J., F. Laigle, Vincens. E, Froiio .F, Numerical analysis of high CFRD using an elastoplastic constitutive model, international symposium on dams for a changing world, Japan, (2012).
- Chen.Y, Fry.J.J, Laigle. F, Vincens. E, Froiio. F, Prédiction du comportement de barrage en enrochements de grande taille à l’aide d’une modélisation tridimensionnel, Proceeding of the 18th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Paris, (2013).
- CRAAG, 1994. Séismes de l’Algérie de 1365 à 1992. Publication du Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique, pp. 270.
- Degoutte, G. (2002). Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Cemagref Editions.
- Direction du Logement, des Equipements Publics (DLEP), 2004. Conséquence du séisme sur le parc logement et les équipements publics, Wilaya de Boumerdes.

- Duncan., Seed, Wong. R.B, K.S., and Ozawa,Y.(1984), FEADAM84: A Computer Program for Finite Element Analysis of Dams. Geotechnical Engineering Research Reportno. SU/GT/84–03, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
- Durand, J.-M., Royet, P. and Mériaux, P. (1999). *Technique des petits barrages en Afrique sahélienne équatoriale*". Editions Quae.
- Duncan, J. M., Chang, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundation Div.*
- Ebrahimian .B, Noorzad .A, Numerical Earthquake Response Analysis of the Earth Dams, Long-Term Behaviour and Environmentally Friendly Rehabilitation Technologies of Dams, (2017), DOI:10.3217/978-3-85125-564-5-109.
- Ebrahimian. B, Numerical analysis of nonlinear dynamic behavior of earth dams , *Front. Archit. Civ. Eng. China* 2011, 5(1) : 24–40 - DOI 10.1007/s11709-010-0082-6
- FLAC 3D Itasca, User's and theory manuals of FLAC3D: Fast Lagrangian analysis of continua in 3D, version 4, Minneapolis, Itasca Consulting Group Inc (2009).
- Gazetas .G, 2-Dimensional lateral and longitudinal seismic stability of earth and rockfill dams, *Proc. 7th World Conf. Earthq. Engrg.*, Istanbul, 8 (1980) 109-116.
- Gazetas. G, (1982), Shear vibration of vertically inhomogeneous earth dams,*Int .J.for Numerical & Analytical Methods in Geomech* , 6(1) ,219-241.
- Gazetas. G, (1987), Seismic response of earth dams: some recent developments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 6(1):2–47.
- Gordan.B, Raja.M. A, Armaghani.D.J and Adnan .A, Review on Dynamic Behaviour of Earth Dam and Embankment During an Earthquake”, *Geotech. Geol. Eng.* 40, (2021), 3-33.<https://doi.org/10.1007/s10706-021-01919-4>
- Hatanaka .M, 1955, Fundamental consideration on the earthquake resistant properties of the earth dam.*Bull N°11 Disaster Prevention Research Inst . Kyoto Univ. Janbu, N.,(1963), Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests, Proc. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden,Germany, vol. 1, pp. 19–26.*
- Jandora.J and Ri'ha.J, *The Failure of Embankment Dams due to Overtopping; VUTIUM: Brno, Czech Republic, (2008), pp. 168.*
- Le Delliou, P., (2003), *Les barrages Conception et maintenance. ENTPE, Presses universitaires de Lyon, pp. 159-193.*
- Louadj. S, *Analyse du comportement des barrages soumis aux sollicitations sismiques, Thèse de Doctorat (2008).*
- Louadj. S, Bahar. R, N. Laouami, Numerical Analysis of Keddara Dam under Seismic Motion *International Journal of Engineering Research in Africa* , 40, (2018), 47-62. doi: 10.4028/www.scientific.net/JERA.40.47.

Louadj, S., Vincens, E., Bahar, R., et Laouami, N. (2009). Identification of Keddara dam behavior during Boumerdes earthquake on May 21, 2003. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 3(1), 117-132.

Makdisi, F, Seed, H.B. (1977), A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments,” EERC Report no. UCB/EERC-77/19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Massiera .M, Déformations dans les barrages en terre et en enrochement lors de leur construction et de leur mise en eau, congrès annuel de la société canadienne de Genie Civil, Hamilton, V, (1990), 190-210.

Mazeheri.A.R., Komassi .M, Veis. M, Nassiri.M , Dynamic analysis earth dam using numerical method – A case study Doyraj earth dam, *Acta geotechnica Slovenica*, 18, 1, (2021), 65-78. <https://doi.org/18690/actageotechslov.18.1.65-78.2021>.

Meziani.F, Kahil .A, Gabi .S, Evolution of soil settlements under rockfill dam based on potential earthquake harmfulness ‘Case of Boumerdes earthquake Algeria 2003, *International Journal of Engineering Research in Africa*, 42, (2019), 109-121. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/JERA.42.109>.

Mouyeaux, A, (2017), Analyse par éléments finis stochastiques de la fiabilité des barrages en remblai vis-à-vis du risque de glissement, thèse de doctorat, Université Clermont auvergne.

Newmark, N.M, (1965), Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, RankineLecture,”*Géotechnique*15 (2), 139–160.

Parish Y, Abadi FN, Dynamic behavior of earth dams for variation of earth material stiffness. In *Proceedings of Geotech Geol Eng World Academy of Science: Engineering and Technology* 50, (2009), 606–611.

Parish, Y., Sadek, M., Shahrour, I. (2009), Numerical analysis of the seismic behavior of earth dam. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9, 451–458.

Parish.Y, Numerical analysis of the seismic behavior of earth dams: influence of plasticity and pore pressure water“, Doctorate dissertation, University of science and technology, Lille, France, (2007).

Perennes JJ., (1993), L’eau et les hommes au Maghreb. Contribution à une politique de l’eau en Méditerranée, Publié avec le concours du CNRS, Edition Khartala, Paris. 646 p.

Rampello, S, Cascone, E. Grosso, N., (2009), Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 782–798.

Roth, W.H., Scott, R.F., Cundall, P.A. (1986). Nonlinear Dynamic Analysis of a Centrifuge Model Embankment, 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Charleston, SC, vol.I, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, pp506–516.

Sadrekarimi, A. and Riveros, G.A., (2020), Static liquefaction analysis of the Fundao Dam failure, *Geotechnical and Geological Engineering*, 38, 6431-6446.

Seed, H. B., Idriss, I. M., Arango, I. (1983), Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. *Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers*, 109(3) pp 458-482.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970), Report no. EERC/70-10, December, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H. B., Lee, K.L., Idriss, I.M., Makdisi, R., Analysis of the slides in the San Fernando dams during the earthquake of Feb. 9, 1971, University of California, Berkeley, Report no. EERC73-2, (1971), pp. 150.

Seed, H.B., Makdisi, F. I., & De Alba, P. (1978). Performance of earthen dams during earthquakes. *J. Geotech. Eng.*, 104 : 967-994.

Verret, D., LeBoeuf, D., Péloquin, E. (2015), Effets de site du barrage en enrochement Denis-Perron (SM-3), Québec. *Proceeding de la GEOQuébec 2015 - 68th Canadian Geotechnical Conference*, Québec City, Canada.

Wolffersdorff, P. a. von. (1996). « A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface ». *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1(3), 251- 271.

Woodward, P.K., Griffiths, D.V., (1996), Influence of viscous damping in the Dynamic Analysis of an Earth Dam Using Simple Constitutive Models. *Computers and Geotechnics*. 19(3), 245-263.

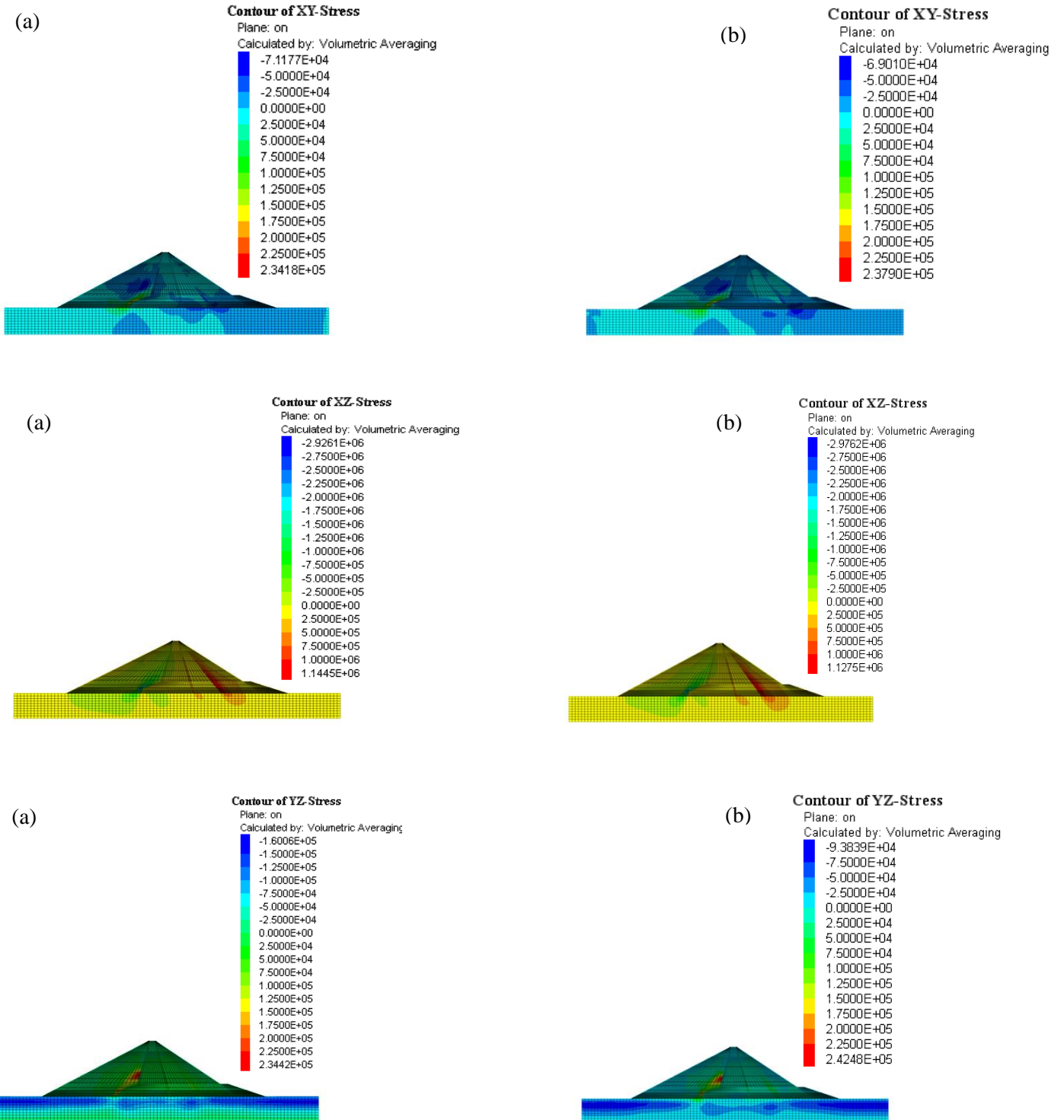
Yamaguchi, Y., Kondo, M., Kobori, T. (2012), Safety inspections and seismic behavior of embankment dams during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake, *52(5)*, 945-955.

Yelles-Chaouche, A., Boudiaf, A., Djellit, H. and Bracene, R., La tectonique active de la région nord-algérienne, Active tectonics in northern Algeria, *Comptes Rendus Geoscience*, Volume 338, Issues 1-2, January 2006, Pages 126-139.

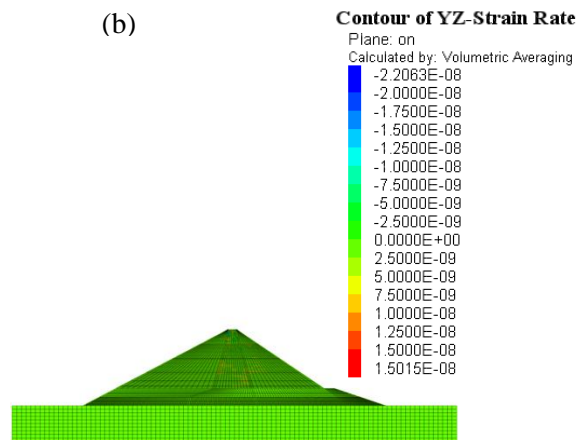
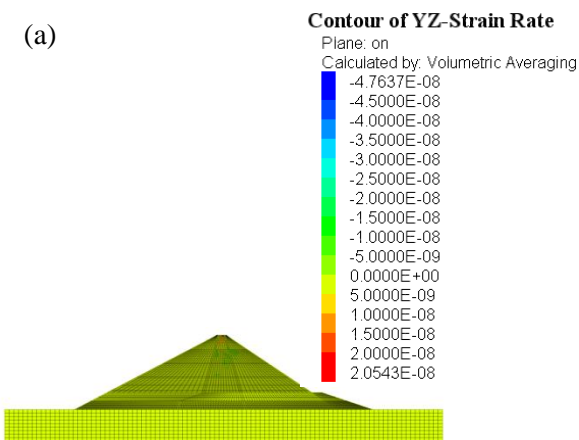
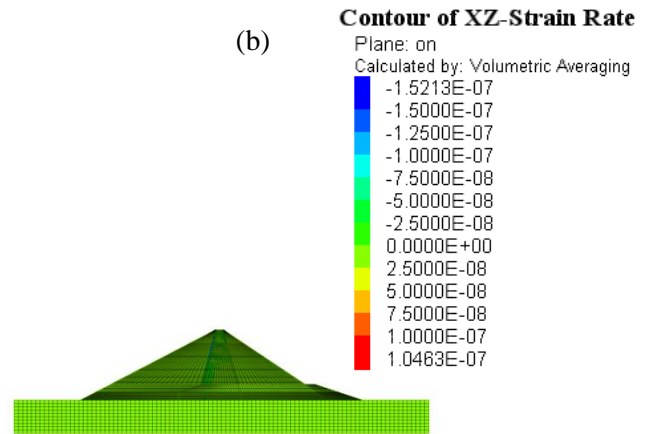
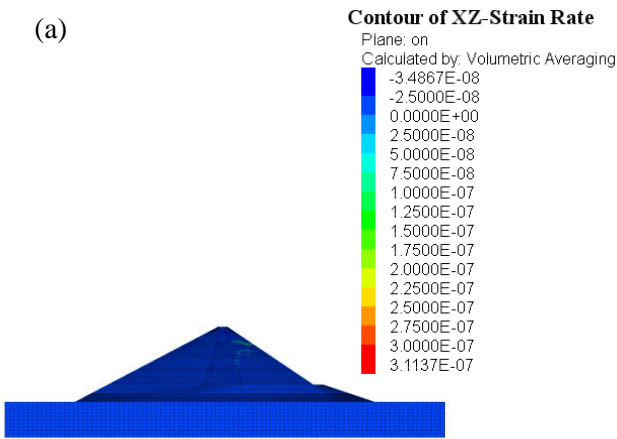
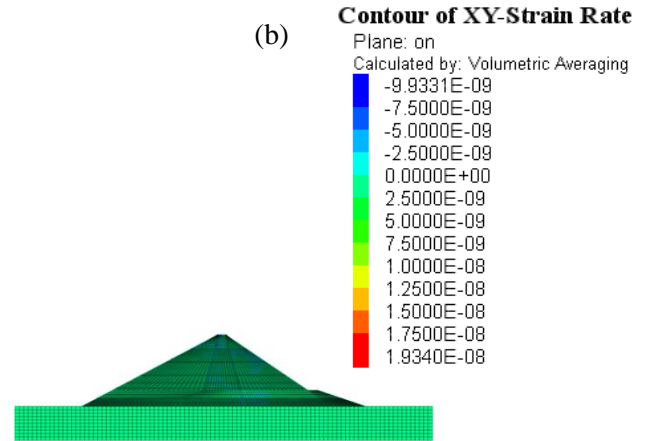
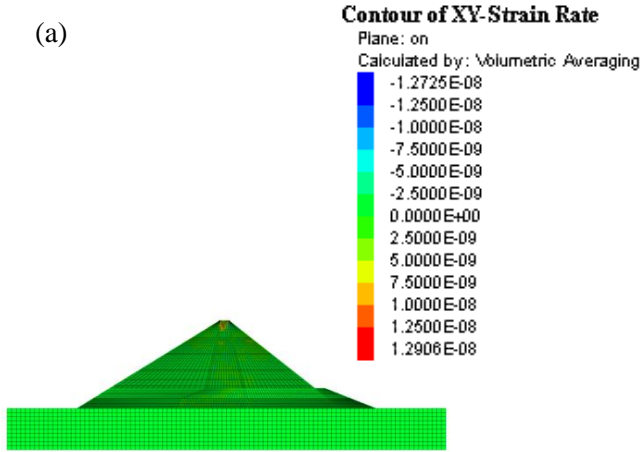
Annexe A

Contours des contraintes (XY, XZ, YZ) du barrage selon le modèle de comportement

(a) Modèle (1), (b) Modèle (2) sous le poids propre.



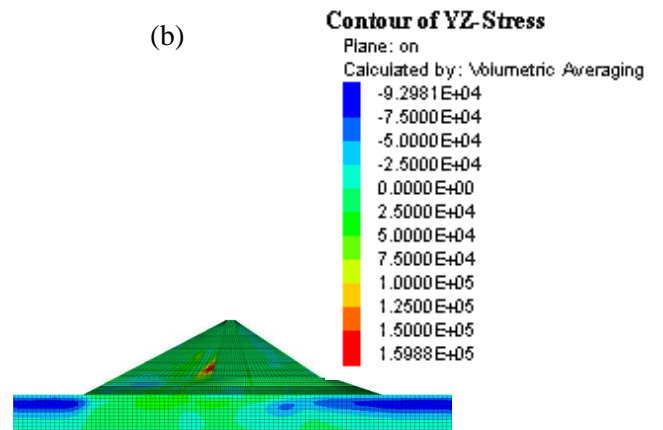
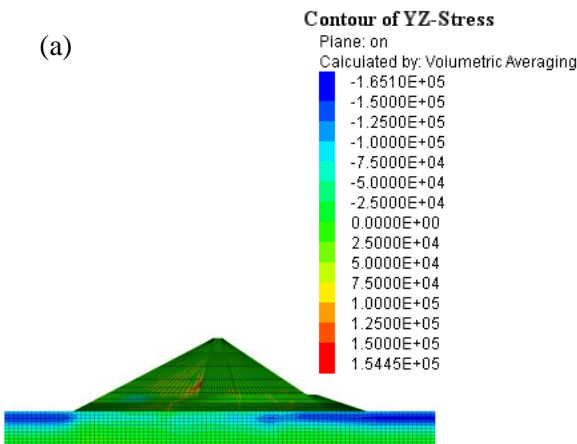
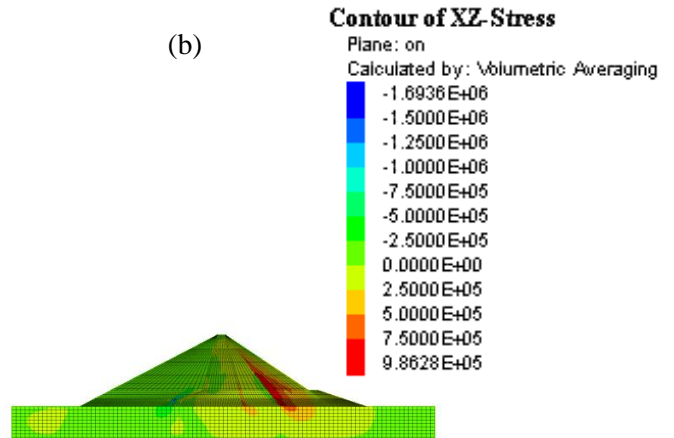
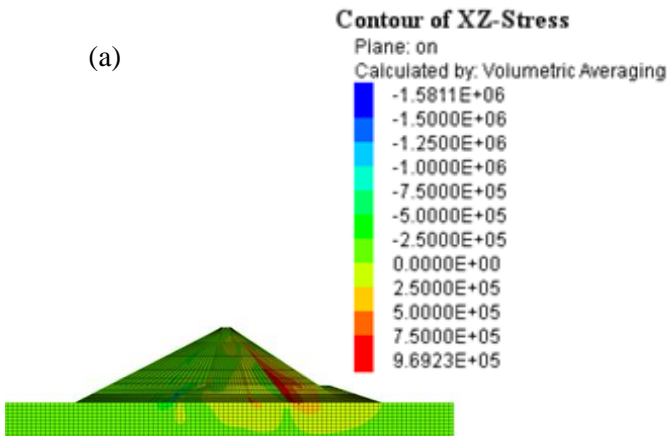
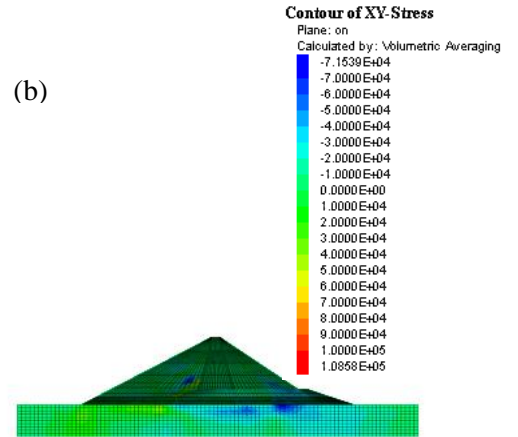
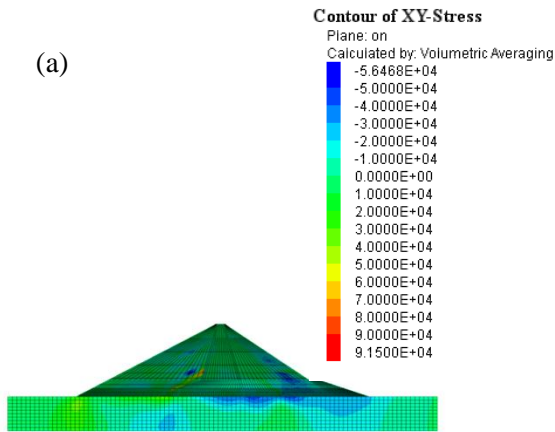
Contours des taux de déformations (XY, XZ, YZ) du barrage selon le modèle de comportement (a) Modèle (1), (b) Modèle (2) sous le poids propre.



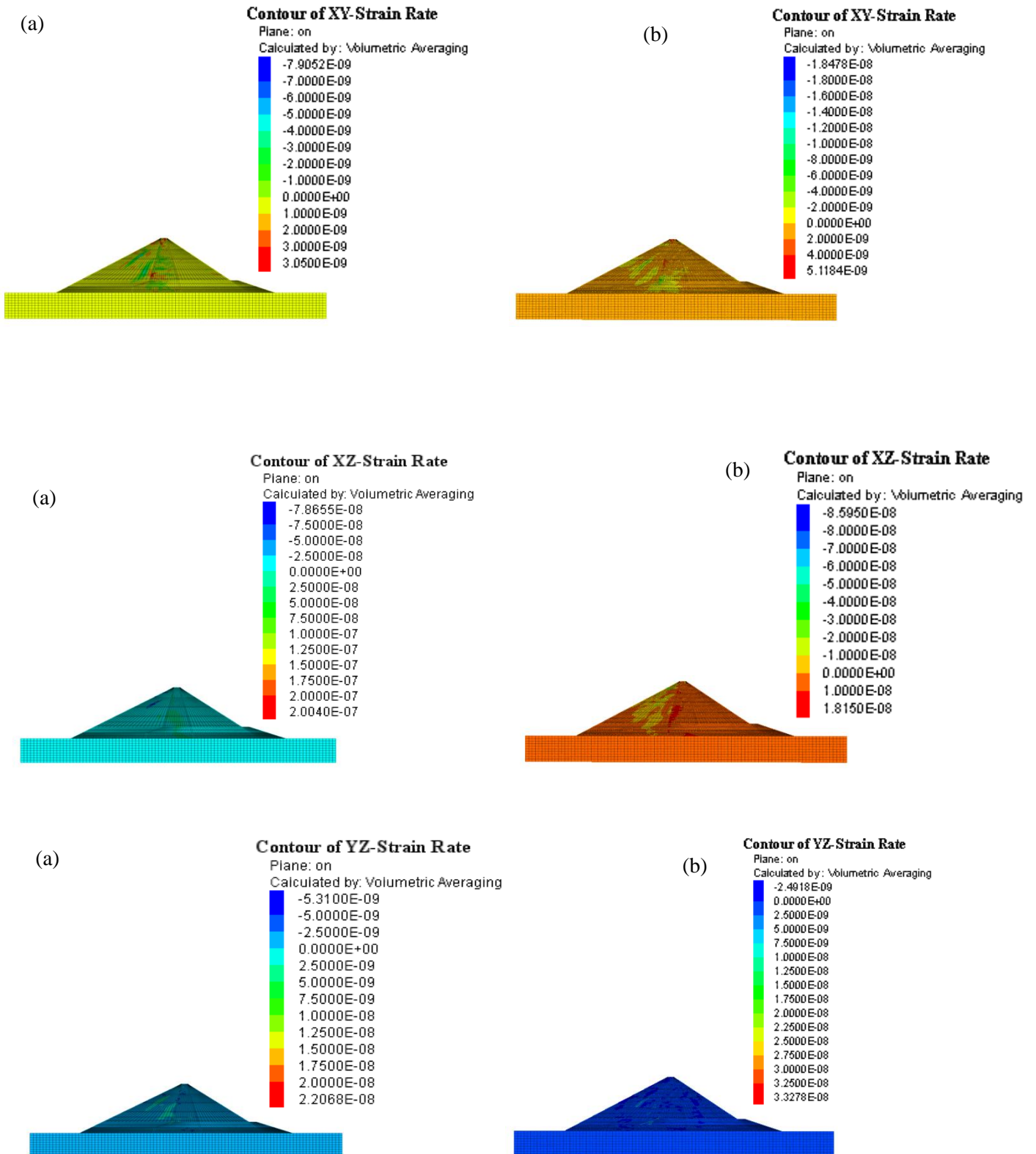
Annexe B

Contours des contraintes (XY, XZ, YZ) du barrage selon le modèle de comportement

(a) Modèle (1), (b) Modèle (2) sous l'effet de l'eau à 100%.

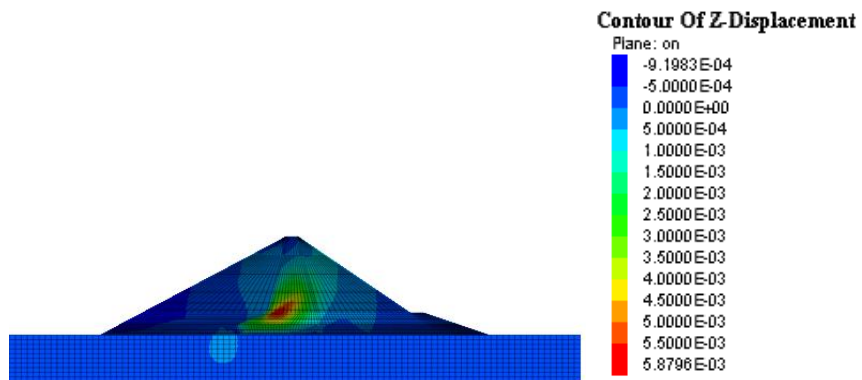
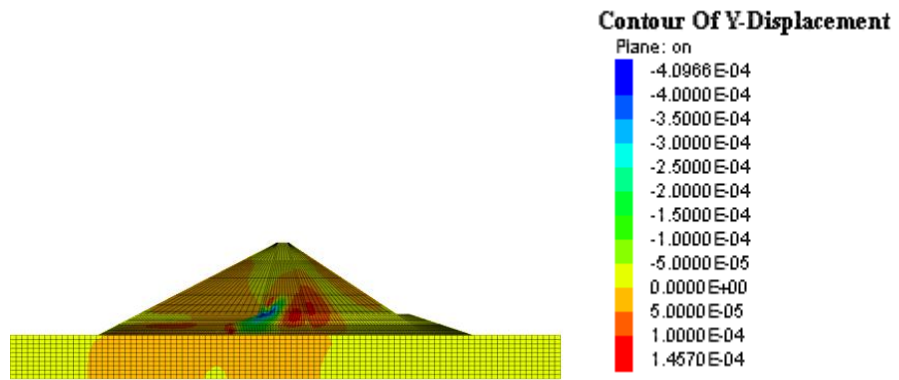
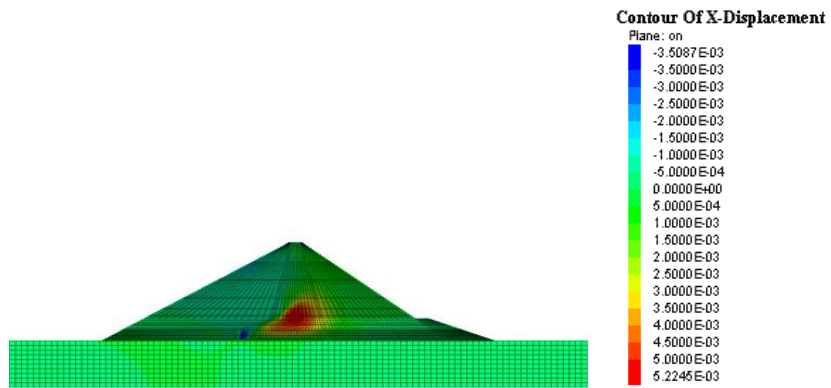


Contours des taux de déformation (XY, XZ, YZ) du barrage selon le modèle de comportement (a) Modèle (1), (b) Modèle (2) sous l'effet de l'eau à 100%.

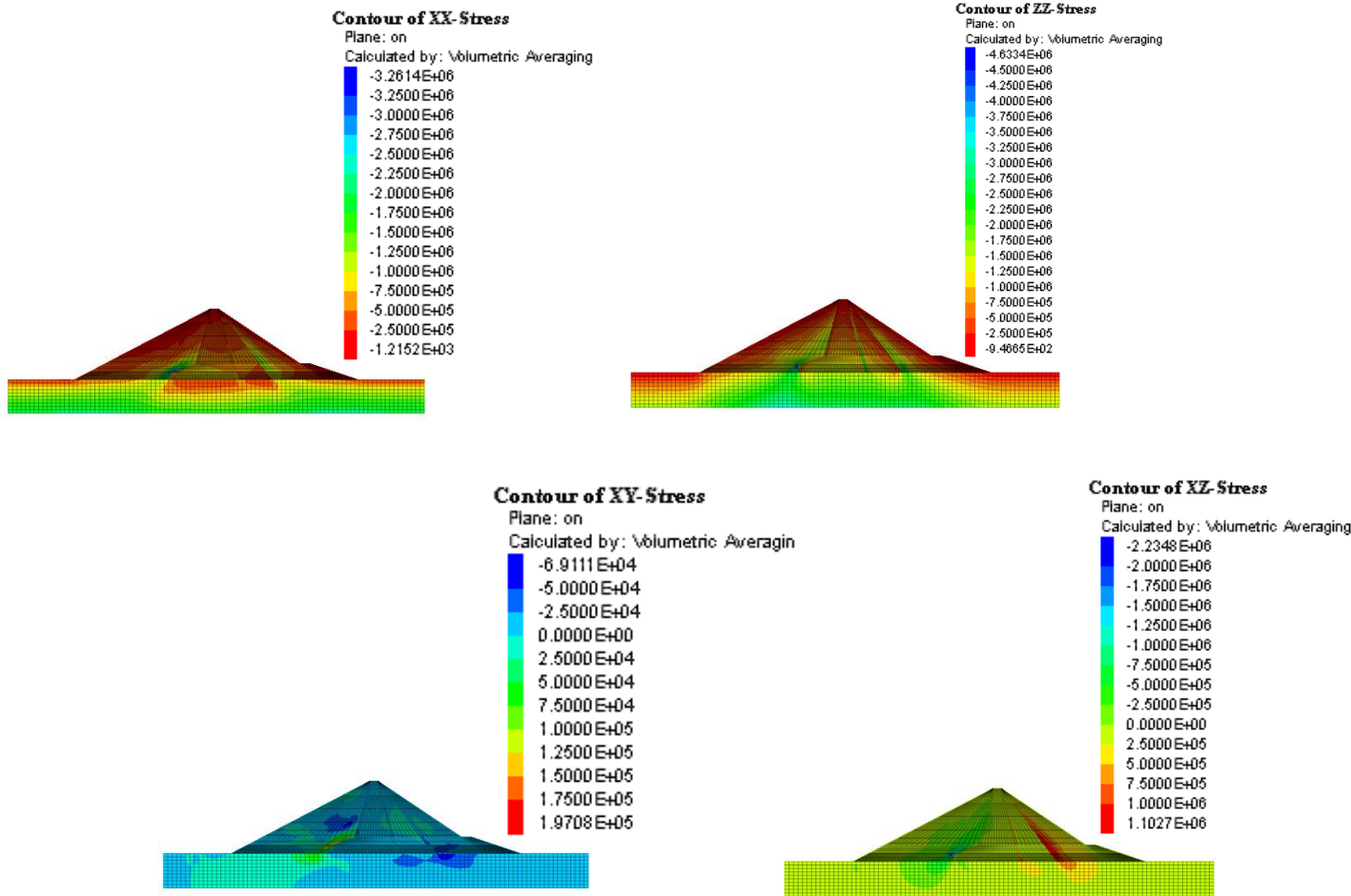


Annexe C

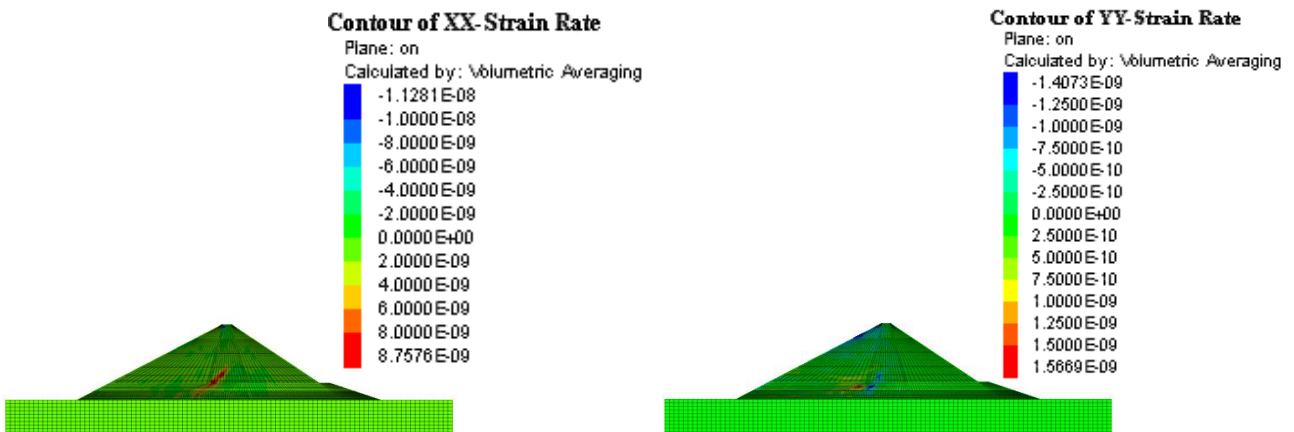
Contours des déplacements (X, Y, Z) sous l'effet de l'eau a 50%

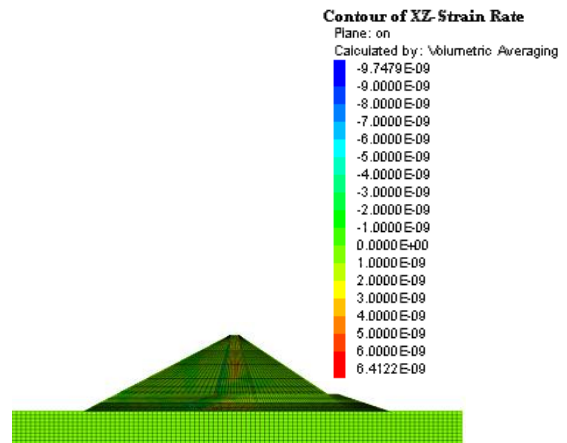
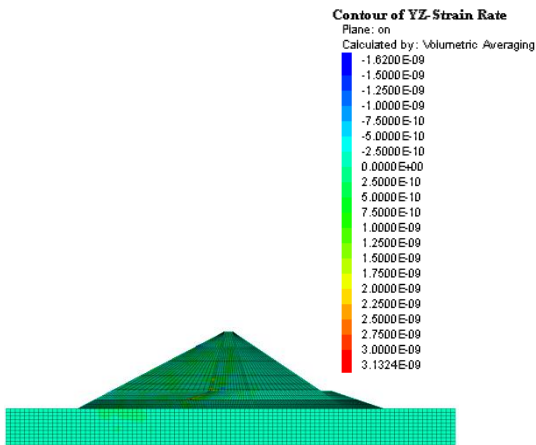
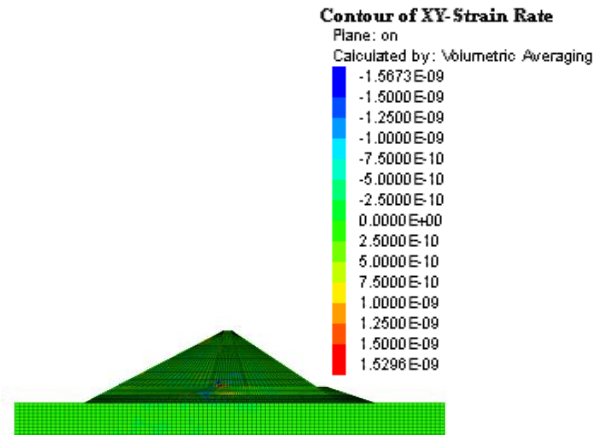
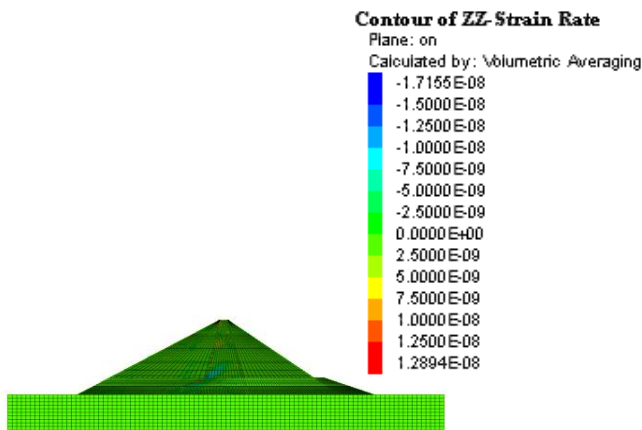


Contours des contraintes (XX, ZZ, XY, XZ,) sous l'effet de l'eau a 50%.



Contours des taux de deformations (XX, YY, ZZ, XY, YZ, XZ) sous l'effet de l'eau a 50%.

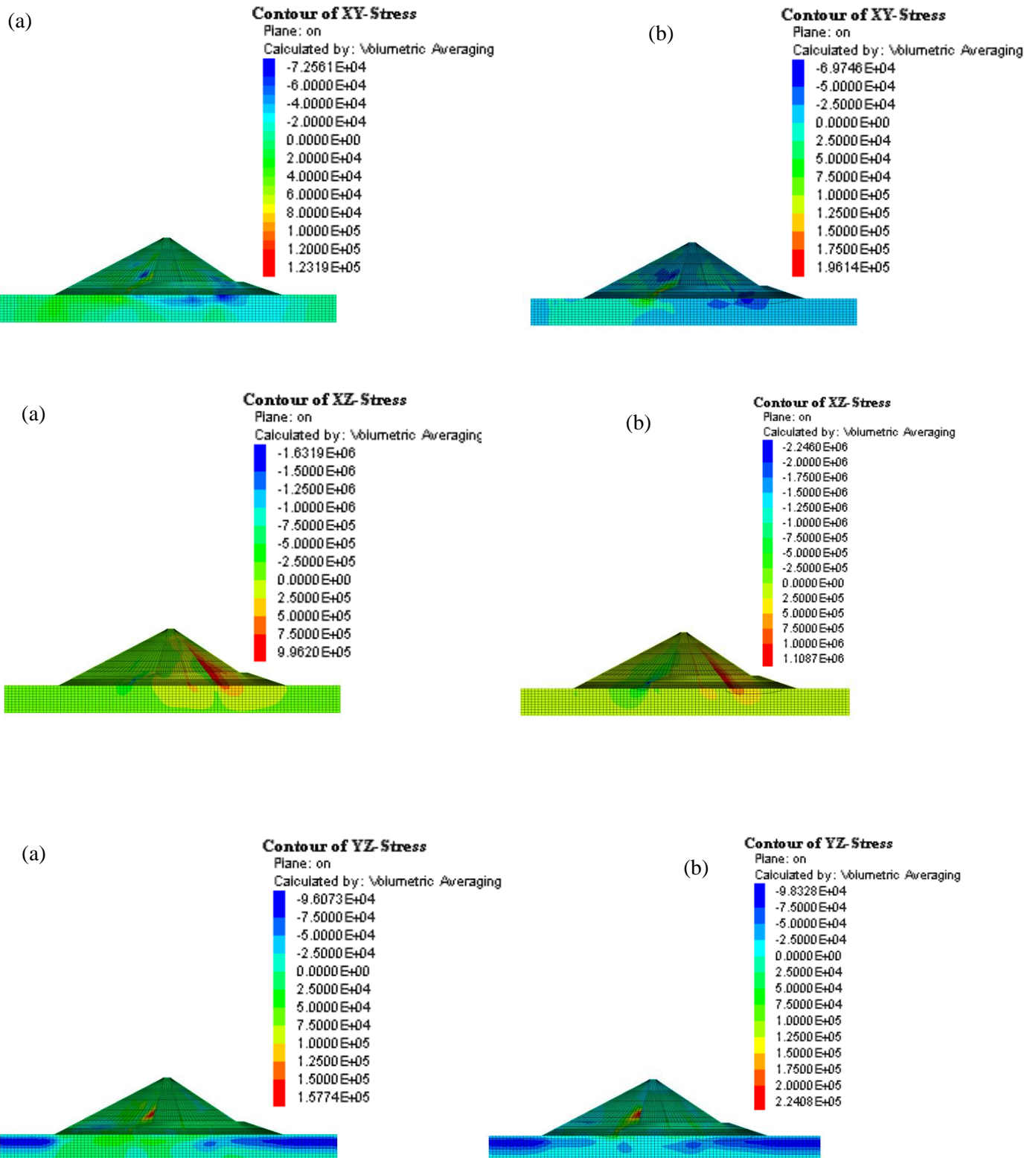




Annexe D

Sous l'effet du séisme dans les trois directions

Contour des Contraintes (XY,XZ,YZ) sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau: (a) 100% et (b) 50%.



Contour de taux de déformation (XY,XZ,YZ) sous le séisme de Boumerdes 2003 dans les trois directions avec le niveau d'eau: (a) 100% et (b) 50%.

