

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Badji Mokhtar Annaba University

Université Badji Mokhtar –
Annaba

Faculté de technologie

Département d'hydraulique



جامعة باجي مختار –
عنابة

كلية التكنولوجيا

قسم الري

Thèse

Présentée pour obtenir le diplôme de

Doctorat En-Sciences

Spécialité : Hydraulique

Par :

ADJADJ Mustapha

Thème :

**Modélisation numérique tridimensionnelle par
éléments finis et différences finies d'un barrage en
béton armé sous sollicitations statiques, dynamiques et
thermiques**

N°	Nom et prénom	Grade	Etablissement	Qualité
01	AMARCHI Hocine	Prof	Université Badji Mokhtar -Annaba	Président
02	MEKSAOUINE Mohamed	Prof	Université Badji Mokhtar -Annaba	Rapporteur
03	ZEGHADNIA Lotfi	Prof	Université Mohamed Chérif Messaadia Souk-Ahras	Examineur
04	MESSAST Salah	Prof	Université 20 août 1955-Skikda	Examineur

« Toute science commence comme philosophie et se termine en art »
(Will Durant)

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à :

** A ma mère.*

** A mon père.*

** A ma femme et mes enfants*

** A mon frère et mes sœurs*

** A toute ma famille.*

** A tous mes amis.*

Remerciements

Au terme de ce mémoire, je tiens à exprimer ma profonde gratitude au Pr. **MEKSAOUINE Mohamed**, enseignant à l'Université Badji Mokhtar, Annaba , d'avoir accepté de diriger ce travail. Je tiens à le remercier pour le temps qu'il m'a consacré et pour les précieuses informations qu'il m'a prodiguées tout au long de mon travail .

J'adresse, aussi, mes vifs remerciements aux membres du jury de soutenance de cette thèse pour l'obtention du diplôme de Doctorat en Sciences pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail :

Le Professeur **AMARCHI HOCINE**, enseignant à l'Université Badji Mokhtar, Annaba, qui m'a fait l'honneur de présider mon jury ainsi que pour son aide, sa disponibilité et ses conseils et pour sa contribution à ma formation.

Le Professeur **ZEGHADNIA LOTFI**, enseignant à l'université Mohamed Chérif Messaadia, Souk-Ahras, qui m'a fait un immense honneur de juger la présente thèse.

Le Professeur **MESSAST SALAH**, enseignant à Université 20 août 1955, Skikda, qui a accepté de prendre de son temps pour examiner et juger mon travail.

Mes vifs remerciements s'adressent à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	9
Chapitre I : Etat de l'art et recherche bibliographique	12
I-1- INTRODUCTION	12
I.2 Définition et historique	12
I-3 Étude bibliographique sur la conception et l'analyse des barrages en béton compacté au rouleau	14
I-3.1 Analyse sismique	14
I-3-1-1 Considérations de conception	14
I-3.1.2 Méthodes d'analyse	15
I-3.2 Analyse thermique	23
I-3.1 1 Général	23
I-3.1 2 Méthodes d'analyse	24
I-3.1 3 Température et contrôle de la fissuration	31
I-3.1 4 Fissuration thermique dans les barrages BCR	33
I-6- Méthode des éléments finis	35
I-7- Méthode des différences finis	34
I-8- Conclusion	35
Chapitre II : Présentation du logiciel MIDAS GTS NX.....	37
II-1 Introduction	37
II-2 Présentation générale du logiciel.....	38
II-2-1 Géométrie	38
II-2-2 Génération du Maillage	40
II-2-3 modèles et propriétés structurels	42
II-2-4 Chargements et applications	43
II-2-5 Conditions aux limites.....	44
II-2-6 Résultats et outils d'analyses.....	45
II-3 Développement mathématique et algorithmique	46
II-3-1 Formulation d'éléments finis	46
II-3-2 Solveur d'équations simultanées	48
II-3-2 Extraction des valeurs propres	51
II-3-3 Superposition effective de masse et de mode.....	54
II-3-4 Réponse dynamique	56
II-3-4-1 Intégration du temps	56
Intégration directe implicite	56

Effet d'amortissement	58
Application de la superposition de mode	58
Condition initiale de superposition de mode	59
II-3-4-2 Fréquence de réponse.....	60
II-3-4-3 Spectre de réponse	61
Analyse directe de la réponse en fréquence.....	61
Réponse spectrale modale	62
Correction des données spectrales.....	63
II-4 Conclusion	64
Chapitre III : Présentation du Barrage Etudié	66
III-1 Introduction	66
III-2 Présentation général et positionnement géographique.....	66
III-3 CLIMATOLOGIE – HYDROLOGIE.....	67
III-3-1 CLIMATOLOGIE.....	67
III-3-1-1 TEMPERATURE DE L’AIR.....	67
III-3-1-2HUMIDITE DE L’AIR.....	68
III-3-1-3ENSOLEILLEMENT	68
III-3-1-4VENT	69
III-3-1-5PRECIPITATIONS.....	69
III-3-1-6PERTES PAR EVAPORATION SUR LE PLAN D’EAU	69
III-3-2 CLIMATOLOGIE.....	70
III-3-2-1 LES APPORTS DE L’OUED BOUSSIABA AU SITE DU BARRAGE.....	70
III-3-2-2 DONNEES HYDROLOGIQUES DE L’OUED KEBIR	71
III-4 TOPOGRAPHIE – GEOLOGIE – GEOTECHNIQUE	72
III-4-1TOPOGRAPHIE.....	72
III-4-2 CONDITIONS GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES.....	73
III-5 RISQUE SISMIQUE	75
III-5-1Sismicité Historique	76
III-5- Sismicité instrumentale	78
III-6 CONCLUSION	80
Chapitre IV : Modélisation et discussions.....	82
IV-1 Introduction	82
IV-2 MODELISATION NUMERIQUE DU BARRAGE DE BOUSSIABA.....	82
IV 2 1 Définition du modèle géométrique.....	82
IV-2-2 Maillage du modèle et définition des matériaux.....	84
IV-2-3 Définition des conditions aux limites.....	85

IV-2-4 Définition des sollicitations induites sur le Barrage de Boussiaba	86
IV-2-4-1 Sollicitations Statiques.....	86
IV-2-4-2 Sollicitations thermiques	86
IV-2-4-3 Sollicitations Dynamiques.....	87
IV – 3 Simulations	87
IV-3-1 Analyse des fréquences propres.....	88
IV-3-2 Analyse non linéaire du Barrage de Boussiaba.....	89
IV-5-2-1 Analyse des vitesses et accélérations.....	90
IV-3-2-2 Analyse des déplacements	93
IV-3-2-3 Etat de plasticité du barrage.....	95
CONCLUSION	96
CONCLUSION GENERAL.....	97
Bibliographie.....	99

Liste des figures

Figure I- 1- Barrages de Tebellout et Koudiat Asserdoun - Algerie	13
Figure I- 2 Emplacement de la fissuration pour un barrage en CCR maigre (a) modèle de durcissement (b) approche de la fissuration étalée. [28]	20
Figure I- 3 Les profils de fissures de la charge du barrage (a) comportement isotrope (b) comportement orthotrope pour BCR [29]	21
Figure I- 4 Modèles de bande de gradient de masse et de gradient de surface pour le modèle FE 1D	28
Figure II.1 Interface du programme MIDAS GTS NX.....	38
Figure II.2 Opérations de base DAO Midas GTS NX.....	39
Figure II.3 Implémentation des modules TGM et 3DSW dans la création du modèle géométrique	39
Figure II.4 Simplification et optimisation automatique avec MIDAS GTS NX.....	40
Figure II.5 Différents types d'éléments utilisés au sein de MIDAS GTS NX.....	41
Figure II.6 Différents types de maillages pour MIDAS GTS NX.....	41
Figure II.7 Assurance qualité et contrôle dans MIDAS GTS NX	42
Figure II.8 Modèles et propriétés structurels.....	43
Figure II.9 Chargements et applications.....	44
Figure II.10 Conditions aux limites dans MIDAS GTS NX	44
Figure II.11 Visualisation des résultats dans MIDAS GTS NX.....	45
Figure II.12 Exploitation des résultats à travers les outils de MIDA GTS NX.....	46
Figure II.13 Ordre de décomposition de la matrice du solveur multi-frontal.....	50
Figure II.14 Exemple de jeu de nœuds pour la composition multi-grille.....	51
Figure II.15 Exemple de spectre de réponse d'accélération.....	63
Figure II.16 Facteur de correction pour le rapport d'amortissement	64
Figure 17 Situation géographique du barrage de Boussiaba	67
Figure 18 Levé topographique de la zone du barrage de Boussiaba	72

Figure 19 Carte Géologique du site du barrage (extrait de la carte structurale au 1/500 000 de la chaîne alpine de l'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens – 1978)	73
Figure 20 principaux mécanismes focaux de l'Afrique du Nord (Megrahoui, 2003)	76
Figure 21 sismicité historique de la région étudiée (catalogue CRAAG 1994).....	78
Figure 22 répartition géographique de la sismicité instrumentale de la région étudiée (catalogue ISC 1904 mars 2003).....	79
Figure 25: Modèle géométrique du barrage de Boussiaba.....	82
Figure 26 Corrélation entre le plan du barrage et le modelé géométrique.....	83
Figure 27 Corrélation entre la morphologie du terrain et son jumeau numérique	84
Figure 28: Modèle numérique du barrage de Boussiaba	85
Figure 30: Accélérogrammes 1 et 2 définissant la sollicitation dynamique.....	87
Figure 29 Résultat de l'analyse des valeurs propres	89
Figure 31: Points de références pour l'analyse du comportement du barrage	90
Figure 32: Courbe vitesse-temps pour le séisme 1	90
Figure 33: Courbe vitesse-temps pour le séisme 2	91
Figure 34: Courbe accélération-temps pour le séisme 1	92
Figure 35: Courbe accélération-temps pour le séisme 2	92
Figure 36: Courbe déplacement-temps pour le séisme 1	93
Figure 37: Courbe déplacement-temps pour le séisme 2	93
Figure 38: Déplacement à la fin du séisme 1	94
Figure 39: Déplacement à la fin du séisme 2	94
Figure 40: Etat plastique du séisme 1	95
Figure 41: Etat plastique du séisme 2	95

Liste des tableaux

Tableau II.1 Définition du nombre et de la plage de valeurs propres	53
Tableau II.2 Résultats de calcul hors valeur propre et vecteur propre	54
Tableau 3 Températures mensuelles en degrés Celsius	68
Tableau 4 Insolation et radiation mensuelle à Skikda.....	68
Tableau 5 Précipitations mensuelles dans la zone d'étude	69
Tableau 6 Pertes par évaporation sur la retenue créée par le barrage.....	70
Tableau 7 Apports annuels moyens au site du barrage.....	70
Tableau 8 Répartition mensuelle des apports moyens au barrage	71
Tableau 9 Sondages au site du barrage.....	74
Tableau 10 Essais de laboratoire effectués sur carottes des sondages.....	75
Tableau 11 paramètres du séisme de référence.....	80
Tableau 12: Propriétés mécaniques des matériaux.....	85

INTRODUCTION GENERALE

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en retenir l'eau. Étant primordialement destiné à l'alimentation en eau potable, il permet en outre la régulation du débit d'une rivière ou d'un fleuve (favorisant ainsi le trafic fluvial), l'irrigation des cultures, une prévention relative à des catastrophes naturelles (crues, inondations), par la création de lacs artificiels ou de réservoirs. Un barrage autorise aussi, sous certaines conditions, la production de forces motrices (moulin à eau) et d'électricité, à un coût économique acceptable, le coût environnemental étant plus discuté (fragmentation écopaysagère, phénomènes d'envasement à l'amont du barrage, dégradation de la qualité de l'eau).

Néanmoins ce n'est pas un simple mur plus ou moins solide. Il n'est pas inerte et fait l'objet de surveillance sismologique et technique sous plusieurs critères. L'ouvrage vit, travaille et se fatigue en fonction des efforts auxquels il est soumis.

Les barrages en BCR (Béton Compacté au Rouleau) doivent leur nom à l'emploi d'un béton compacté au rouleau et ne sont pas considérés comme un nouveau type de barrages, mais de barrages poids faisant intervenir un nouveau type de matériau. Le premier barrage en BCR à avoir vu le jour est celui de Shimajigawa terminé en 1980 au Japon [1], mais, depuis, leur construction s'est démocratisée. Ce type de barrage se caractérise par un faible prix, une meilleure mise en œuvre et un délai de réalisation raccourci en faisant un choix de plus en plus logique par rapport aux barrages poids en béton conventionnels.

De part leur intérêt stratégique, les barrages font l'objet de critères de dimensionnement très rigoureux notamment quand il s'agit des risques liés aux tremblements de terre.

Avec l'amélioration des connaissances en génie parasismique et le développement de méthodes plus fiables pour estimer la magnitude des séismes sur différents sites, de nouvelles approches de l'analyse sismique des structures sont en cours d'élaboration. Elles comprennent les effets de paramètres complexes dans l'évaluation et l'analyse des risques sismiques des structures [2].

La méthode des éléments finis (FEM) est l'une des plus importantes méthodes numériques dans l'analyse sismique de stabilité des pentes. Cette méthode a été utilisée pour évaluer la réponse dynamique d'un certain nombre de barrages [3-6].

Bien que des modèles tridimensionnels de barrage en BCR aient été réalisés [7-8], la prise en considération de la géométrie complexe du terrain n'a pas été prise en compte.

Cette thèse propose l'étude de la réponse d'un barrage en béton compacté au rouleau existant : le barrage de Boussiaba dans la Wilaya de Jijel soumis à des sollicitations complexes notamment des sollicitations statiques, thermiques et dynamiques. Le choix de ce barrage n'est pas anodin car la région est connue pour son activité sismique.

La thèse est structurée autour de quatre chapitres :

- Chapitre I : Etat de l'art et recherche bibliographique : à travers ce chapitre, nous tentons d'établir une synthèse de la littérature en matière de modélisation des barrages en béton et, plus particulièrement, en béton compacté au rouleau soumis à différents cas de chargements à savoir statique, dynamique et thermique.
- Chapitre II : Présentation du logiciel MIDAS GTS NX : il s'agit du logiciel employé pour la modélisation du barrage cas. Une présentation générale du code de calcul est entreprise et adossée à la définition mathématique des méthodes de résolutions.
- Chapitre III : Présentation du Barrage Etudié : comme le titre l'indique, il s'agira de définir les données de bases nécessaires à la modélisation.
- Chapitre IV : Modélisation et discussions : une modélisation complète du barrage de Boussiaba est établie avec discussion des résultats obtenus.

Une conclusion générale fait le constat des résultats et des perspectives sont tirées de cette présente thèse.

Chapitre I :

Etat de l'art et recherche bibliographique

Chapitre I :

Etat de l'art et recherche bibliographique

I-1- INTRODUCTION

Ce présent chapitre aura donc pour perspectives de dresser un tableau descriptif des avancés opérés dans l'approche de modélisation au sein de barrages poids en béton armé, plus précisément les barrages en Béton Compacté au Rouleau objet de notre thèse.

I.2 Définition et historique

Le béton compacté au rouleau (BCR) est apparu comme un type de béton réalisable il y a quatre décennies. Le BRC est rapidement devenu très populaire dans le monde entier en raison de son faible coût et de sa mise en œuvre rapide lors de la construction de barrages. L'absence d'affaissement distingue le BCR du béton vibré conventionnel (BVC). Le BCR est utilisé dans divers domaines de la construction comme les nouveaux barrages, la réhabilitation des barrages existants, les chaussées et les autoroutes.

Le BCR est un béton qui est compacté par un rouleau vibrant et qui est capable de supporter des charges pendant le processus de compactage. Physiquement, il ressemble à un mélange d'asphalte. Le BCR peut être considéré comme une combinaison de matériaux de terre et de BVC lorsque ses propriétés mécaniques sont étudiées. Il ressemble au BVC en raison de son gain de résistance, de sa performance et de ses propriétés élastiques. D'autre part, la perméabilité, la durabilité et les méthodes de mise en place du BCR montrent un comportement parallèle à celui des matériaux de terre et d'engrènement.

Les barrages en BCR ont vu le jour grâce aux efforts des ingénieurs en structure et en matériaux. Entre les années 1950 et 1980, la popularité des barrages en béton gravitaire a diminué en raison de leur coût élevé dans les grandes vallées.

Au cours de ces années, les barrages en remblai ont été préférés aux barrages-poids en béton en raison de leur faible coût [9] [10] . Cependant, malgré leurs avantages économiques, les barrages en remblai étaient plus sujets aux dommages et aux défaillances. Dans les années 1960, les ingénieurs en structure et en matériaux ont essayé de combiner les avantages des

barrages-poids en béton et des barrages en remblai afin de résoudre les problèmes de sécurité et les problèmes financiers. Au cours des années 1970, des essais en laboratoire et des démonstrations sur le terrain ont été menés en utilisant le BCR. En 1974, la réparation de la galerie de dérivation et la réhabilitation des déversoirs auxiliaires et de service du barrage de Tarbela ont été réalisées avec du BCR, montrant la rapidité de mise en place du matériau (American Concrete Institute (ACI) 207.5R-99). Ces études ont conduit à la construction des premiers barrages en BCR, le barrage de Willow Creek, en 1982 aux États-Unis et le barrage de Shimajigawa, en 1981 au Japon. La construction de ces deux barrages a ouvert la voie à de nouveaux barrages en BCR qui ont été largement acceptés dans le monde entier. La figure I-1 montre les barrages en BCR de Koudiat Acerdoune et Tabellout réalisés en Algérie.

En termes de quantité de matériau cimentaire utilisé dans la construction, les barrages en BCR peuvent être classés en 3 catégories :

- Les barrages en BCR à pâte maigre (c'est-à-dire les barrages à remblai dur) ont moins de 100 kg/m³ de matériau cimentaire dans leur mélange.
- Les barrages en BCR à pâte moyenne comprennent entre 100 et 149 kg/m³ de matériau cimentaire dans leur mélange.
- Les barrages dont la teneur en ciment est supérieure à 150 kg/m³ de matériau cimentaire sont appelés barrages BCR à pâte dure.



A BARRAGE DE TABELLOUT



B BARRAGE DE KOUDIAT ASSERDOUN

Figure I- 1- Barrages de Tebellout et Koudiat Asserdoun - Algérie

I-3 Étude bibliographique sur la conception et l'analyse des barrages en béton compacté au rouleau

I-3.1 Analyse sismique

I-3-1-1 Considérations de conception

Les barrages BCR sont classés dans la catégorie des barrages gravitaires et leur comportement sismique peut être étudié de manière similaire aux systèmes CMC. Cependant, les préoccupations relatives à la conception sismique des barrages BCR diffèrent de celles des systèmes CMC en raison de la méthode de construction particulière des barrages BCR. Dans les barrages CMC, les joints de levage sont espacés de deux à trois mètres et ne sont pas nécessairement horizontaux en raison de la construction en quinconce des blocs de béton, de sorte que la discontinuité des joints peut entraîner des fissures inclinées de la face amont à la face aval d'un barrage. Des problèmes de stabilité par glissement et par renversement peuvent être observés. Pour un barrage BCR, la fissuration horizontale le long des joints de levage est la préoccupation majeure de la conception sismique, car ces systèmes sont composés de joints de levage très minces qui ont une résistance à la traction inférieure à celle du béton parent [11]. [12].

Les charges initiales statiques considérées dans l'analyse sismique sont la force hydrostatique du réservoir et de l'eau en aval, les pressions actives du remblai et du limon et le poids du barrage. Les charges dynamiques sont les charges inertielles dues à l'accélération du mouvement du sol, les charges hydrodynamiques provenant de l'interaction réservoir-barrage-fondation, et les charges dynamiques sur le limon ou autres remblais.

Il existe plusieurs facteurs qui affectent de manière significative la réponse dynamique des barrages BCR :

1) **Les caractéristiques du mouvement du sol** affectent directement l'analyse dynamique car le dépassement des limites de contrainte ainsi que la durée de ce dépassement sont jugés critiques pour des structures en béton aussi massives,

2) **Le coefficient d'amortissement** dû à l'interaction réservoir-barrage et surtout à l'interaction barrage-fondation affecte de manière significative la demande sismique sur la structure. Chopra et Fenves [13] proposent un rapport d'amortissement visqueux effectif

combinant le rapport d'amortissement visqueux avec les sources de matériau et de rayonnement,

3) **Le module de la fondation** entraîne des changements significatifs dans les contraintes du barrage, le modèle de charge et l'amortissement du rayonnement,

4) **La charge hydrodynamique** affecte la réponse dynamique en provoquant l'interaction barrage-réservoir. Les propriétés dynamiques du système sont modifiées en raison de l'interaction entre le réservoir et le corps du barrage, affectant les fréquences modales, les formes et le rapport d'amortissement pour des niveaux de réservoir variables,,

5) **L'absorption du réservoir en pied du barrage** joue un rôle dans la réponse du barrage en raison de l'absorption des ondes de pression hydrodynamiques au fond du réservoir.

Elle est exprimée par le coefficient de réflexion des ondes, comme la formulation donnée par Chopra et Fenves [13].

I-3.1.2 Méthodes d'analyse

L'évaluation et la conception des barrages BCR pour les charges sismiques peuvent être effectuées à l'aide d'outils d'analyses linéaires élastiques et non linéaires. Les outils d'analyses linéaires comprennent des analyses simplifiées (comme indiqué dans Chopra [13]) utilisant des méthodes de spectre de réponse et des analyses linéaires de l'histoire du temps. Les outils d'analyses non linéaires nécessitent des données sur l'évolution dans le temps, et les propriétés requises des matériaux qui sont considérablement plus difficiles à obtenir que les analyses linéaires.

La méthode d'analyse la plus courante pour les barrages a été l'analyse linéaire 2D, en raison des outils robustes développés pour la prise en compte des effets de l'interaction sol-structure-réservoir dans le domaine fréquentiel 2D. Cependant, il ne faut pas oublier que les exigences du projet, ainsi que la géométrie de la structure et la sismicité du site du projet doivent être prises en compte avant de choisir la méthodologie d'analyse, indépendamment de l'expérience passée ou des outils de calcul disponibles. Les méthodologies d'analyse couramment utilisées pour la conception et l'évaluation des barrages BCR seront expliquées plus en détail dans les sections suivantes.

I-3.1.2 1 Analyse linéaire élastique

L'analyse élastique linéaire est l'outil le plus simple pour évaluer le comportement sismique des barrages BCR. Les contraintes observées sur la structure sont comparées aux limites de conception choisies afin de déterminer la performance de la structure.

La méthode du spectre de réponse et l'analyse de l'histoire temporelle sont utilisées dans l'analyse sismique élastique linéaire. Le risque sismique sur un site est généralement défini par un spectre de réponse de conception mis à l'échelle de l'accélération maximale du sol (PGA) pour les séismes de conception "Operation Based Earthquake (OBE)" et "Maximum Design Earthquake (MDE)". Dans le cas de l'événement OBE, le barrage ne devrait pas subir de dommages importants. Seules des fissures mineures sont acceptables pour ce niveau de performance. La contrainte de traction maximale ne doit pas dépasser la résistance à la traction dynamique des joints de levage et du béton parent. Le système doit pouvoir fonctionner sans aucune interruption de ses fonctions. Pour l'événement de niveau MDE, des fissures peuvent apparaître sur le système et le barrage peut ne plus être fonctionnel en raison des déformations des joints et des fissures. Cependant, la stabilité du barrage doit être assurée. La méthode d'analyse de l'histoire temporelle est utilisée lorsqu'une évaluation plus poussée du comportement sismique, au-delà de celle fournie par l'analyse du spectre de réponse, est nécessaire. Elle fournit des informations sur la durée du dépassement des contraintes au-dessus des limites admissibles, contrairement à l'analyse du spectre de réponse. La méthode donnée dans USACE-EM-1110-2-6051 [14] utilise la durée de ces excursions de contraintes pour calculer le rapport demande-capacité (RDC). Ensuite, la courbe de la durée cumulée en fonction du RDC est tracée et comparée aux limites. L'analyse non linéaire de l'historique temporel est nécessaire si la demande du système est supérieure à la limite prescrite.

Les logiciels d'analyse par éléments finis à usage général sont généralement préférés pour les analyses dynamiques des barrages. Cependant, les codes d'éléments finis à usage général ne contiennent pas la formulation spécifique pour la modélisation de l'interaction sol-structure-réservoir exactement dans le domaine fréquentiel. La méthodologie pour résoudre le problème de manière exacte, telle que fournie dans (Chopra et Fenves [13]), est mise en œuvre dans le code EAGD-84 spécifiquement préparé pour les analyses et l'évaluation des barrages à gravité dans un cadre 2D.

Les analyses dynamiques d'un barrage BCR utilisant EAGD-84 sont présentées par Monteiro et Barros [15].

Le barrage-poids de 52 m de haut au Portugal est analysé avec le séisme de conception ayant une période de retour de 1000 ans et une accélération de pointe de 0,5g. Les contraintes maximales de compression et de traction sont observées aux orteils et aux talons, comme prévu. La capacité de contrainte de traction des éléments n'est dépassée instantanément que quatre fois au cours du mouvement du sol, ce qui amène les auteurs à conclure qu'aucune instabilité ou défaillance du barrage n'est prévue, mais que des dommages localisés peuvent être observés. Des analyses non linéaires sont suggérées pour l'évaluation des dommages possibles sur le système. De même, Yildiz et Gurdil [16] indiquent que les contraintes de traction maximales se produisent sur le talon et l'emplacement du changement de pente en amont pour le barrage Pervari BCR en utilisant l'analyse de l'histoire du temps élastique linéaire 2D avec FLAC2D. L'effet des propriétés de la fondation sur l'analyse dynamique est présenté dans le paragraphe suivant.

Le barrage BCR de Nongling a été évalué dans une configuration 2D en utilisant l'analyse de l'histoire du temps dans ANSYS par Yong et Xuhua [17]. Il a été déterminé que la prise en compte des effets de la fondation infinie avec l'amortissement du rayonnement réduisait la réponse dynamique de 20 à 30 %. Contrairement à l'utilisation d'une limite de fondation finie, l'amortissement par rayonnement de la fondation infinie (modélisée à l'aide de ressorts et d'amortisseurs) influence la réduction de l'énergie vibratoire du système. Bakarar, Malkawi et Omar [57] ont étudié l'effet des propriétés des fondations et des variations de la pente du talus (c'est-à-dire la pente au fond de n'importe quelle face d'un barrage supposée être différente de la pente principale de cette face) sur la performance sismique du barrage BCR de Tannur en utilisant SAP90. Il a été déterminé que l'évaluation des propriétés mécaniques précises du sol avait un effet important sur les contraintes. Cet effet était limité à la fondation seulement, et négligeable dans le corps du barrage. L'augmentation de la pente du talus amont a réduit l'étendue de la zone de contrainte de traction à la fondation, mais n'a pas affecté les contraintes de traction maximales. De même, Wieland, Malla et Guimond [18] ont étudié l'effet de différents modules élastiques de fondation sur la réponse dynamique du barrage voûte de Nam Theun BCR.

Il a été déterminé que les raideurs plus faibles des fondations entraînent une diminution des contraintes dynamiques sur le corps du barrage, mais la réduction n'est pas élevée. D'autre part, la variation de la rigidité de la fondation a influencé l'accélération de la crête et la déformation du barrage avec une relation inverse. Guangting, Penghui, Yu et Fengqi [19]

suggèrent également que des fondations souples avec une faible rigidité conduisent à une plus grande capacité de déformation pour les barrages-voûtes BCR, tandis que les contraintes de traction seraient distribuées par les culées renforcées par des parois latérales en béton, des tabliers et des bandes flexibles dans la zone de traction de l'arc. La construction de barrages-voûtes BCR sur des fondations souples a été jugée plus souhaitable, comme le barrage-voûte BCR de Shimenzi. Les analyses de fragilité de plusieurs sections transversales de barrages BCR menées par Restrepo-Velez et Velez [20] en utilisant l'EAGD-84 soutiennent cette thèse. Une valeur plus faible du rapport des modules barrage/fondation (E_c/E_f) diminue le risque de dommages puisque la flexibilité de la fondation permet à la structure de mieux dissiper l'énergie avec une capacité de déformation plus élevée. Des pentes plus douces pour le côté aval ont également été déterminées pour réduire le niveau des dommages.

Selon l'USACE-EP-1110-2-12, "Seismic Design Provisions for Roller Compacted Concrete Dams" [21], lorsque l'on compare la précision de calcul des analyses effectuées avec des modèles 2D et 3D, comme mentionné précédemment, la géométrie du barrage et la topographie du site jouent un rôle important dans les contraintes résultantes et les fissures éventuelles. Les modèles 2D ne représentent pas la distribution réelle des contraintes et les emplacements des fissures sur un axe courbe en raison du transfert des contraintes dans les culées. Les monolithes présentant une section transversale irrégulière sur la largeur ne peuvent pas non plus être analysés par des méthodes 2D. Par conséquent, les effets 3D doivent être pris en compte pour estimer la performance réelle des barrages BCR construits sur des vallées étroites et courbes ou sans joints transversaux dans les longues vallées [22] [23].

Les analyses élastiques linéaires 3D des barrages BCR sont rares. Lei et Zhenzhong [24] ont analysé le barrage Madushan BCR en utilisant un modèle FEM 3D par ANSYS.

La contrainte de traction maximale se produit au talon du barrage, ce qui est similaire aux résultats de l'analyse FEM élastique linéaire 3D sur le barrage de Cine par Kartal en utilisant ANSYS [25]. Pour le cas du réservoir complet, les composantes maximales de la contrainte principale ont augmenté dans la direction verticale avec l'augmentation du niveau du réservoir. Les déplacements horizontaux relatifs et les contraintes principales ont augmenté en se rapprochant des blocs centraux et latéraux du corps du barrage.

I-3.1.2.2 Analyse inélastique non linéaire

Le dépassement des contraintes de traction admissibles indique une fissuration attendue du barrage qui peut être évaluée à l'aide d'analyses inélastiques non linéaires (dans le domaine temporel). En raison des données requises pour de telles analyses en termes de modèles de matériaux, cette approche est considérablement plus difficile et plus longue que les analyses élastiques linéaires. Les modèles de fissuration sont généralement préférés aux modèles de plasticité générale dans la modélisation du béton pour les systèmes de barrages.

La fissuration des barrages en béton est généralement modélisée en utilisant l'approche de la "fissure discrète" ou de la "fissure étalée". La modélisation de la fissure discrète implique de prescrire l'emplacement de la fissure dans les analyses. La modélisation de la propagation de la fissure de cette manière nécessite des analyses par étapes et la mise à jour du maillage des éléments finis pour la simulation de la propagation de la fissure. Ce modèle n'est pas très apprécié en raison de sa nature incrémentale et du coût de calcul lié à l'utilisation de stratégies de maillage adaptatif. D'autre part, dans le modèle de fissure étalée, les fissures dans les éléments sont représentées par l'adoucissement de la courbe contrainte-déformation et la matrice de rigidité modifiée qui en résulte. La fissure se propage en utilisant ces éléments adoucis dans le maillage original, ce qui permet de prendre en compte simultanément de nombreux emplacements de fissures différents. La fissuration étalée est beaucoup moins coûteuse, généralisable et plus facile à appliquer aux structures de barrage.

Comme les ouvertures de fissures ne sont pas physiquement représentées par des séparations d'éléments dans la FEM, l'incapacité à incorporer la pénétration de l'eau dans les modèles a été notée [26] [27].

L'analyse dynamique inélastique non linéaire 2D du barrage de Pine Flat a été réalisée par Bagheri, Ghaemian et Noorzad [28]. Les mélanges de BCR maigre ont généralement une courbe contrainte-déformation différente de celle des matériaux BCR à haute teneur en ciment, de sorte qu'après un comportement élastique linéaire jusqu'au stade non linéaire, le stade de durcissement secondaire commence jusqu'à la résistance ultime au lieu du comportement de ramollissement observé dans les barrages en béton conventionnels. La deuxième étape de durcissement dans un barrage en BCR maigre a

permis de redistribuer les contraintes des régions à fortes contraintes, telles que la face amont et le talon du barrage, vers des régions à plus faibles contraintes, ce qui a permis de réduire les contraintes maximales et la fissuration (Figure I-2). Pour comparaison, les résultats du même modèle utilisant le modèle de fissures étalées sont donnés, qui représente également le comportement de ramollissement du BCR.

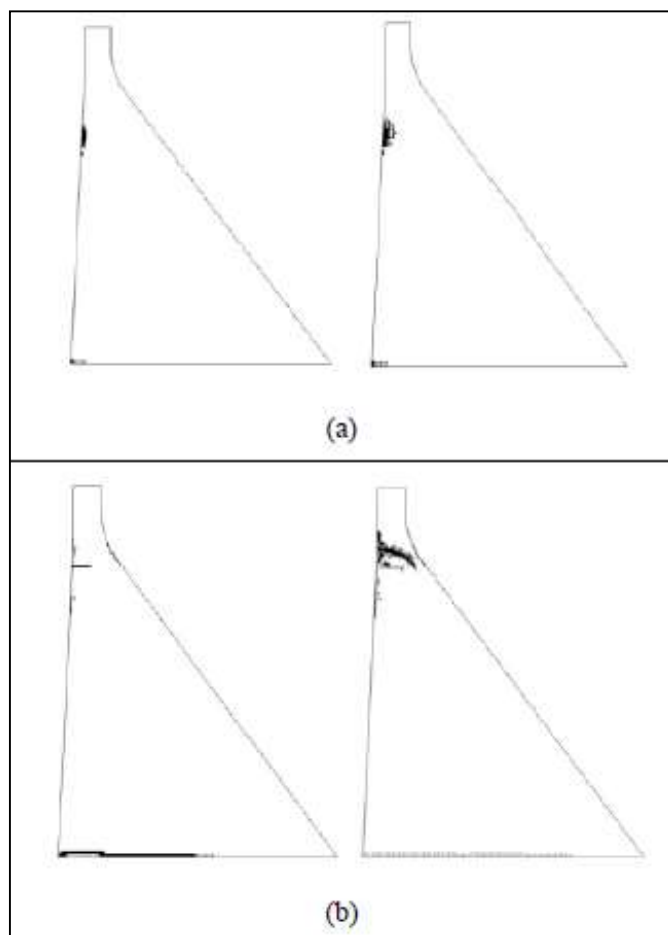


Figure I- 2 Emplacement de la fissuration pour un barrage en CCR maigre (a) modèle de durcissement (b) approche de la fissuration étalée. [28]

L'analyse dynamique non linéaire 2D du barrage BCR de Jahgin a été menée en utilisant le modèle de fissures étalées afin d'étudier l'effet du comportement isotrope et orthotrope des couches sur la performance sismique (Mazloumi, Ghaemian et Noorzad [29]). Les fissures se sont propagées à travers le corps du barrage dans deux régions situées autour des changements de pente des faces amont et aval comme vu dans [30].

La prise en compte du comportement orthotrope des couches de RCB a conduit à une zone étendue près du col du barrage subissant des dommages, par rapport à des dommages limités pour le modèle isotrope (Figure I-3). De plus, toute discontinuité au niveau des pentes amont et aval a provoqué une fissuration extensive en raison des concentrations de contraintes dans ces régions.

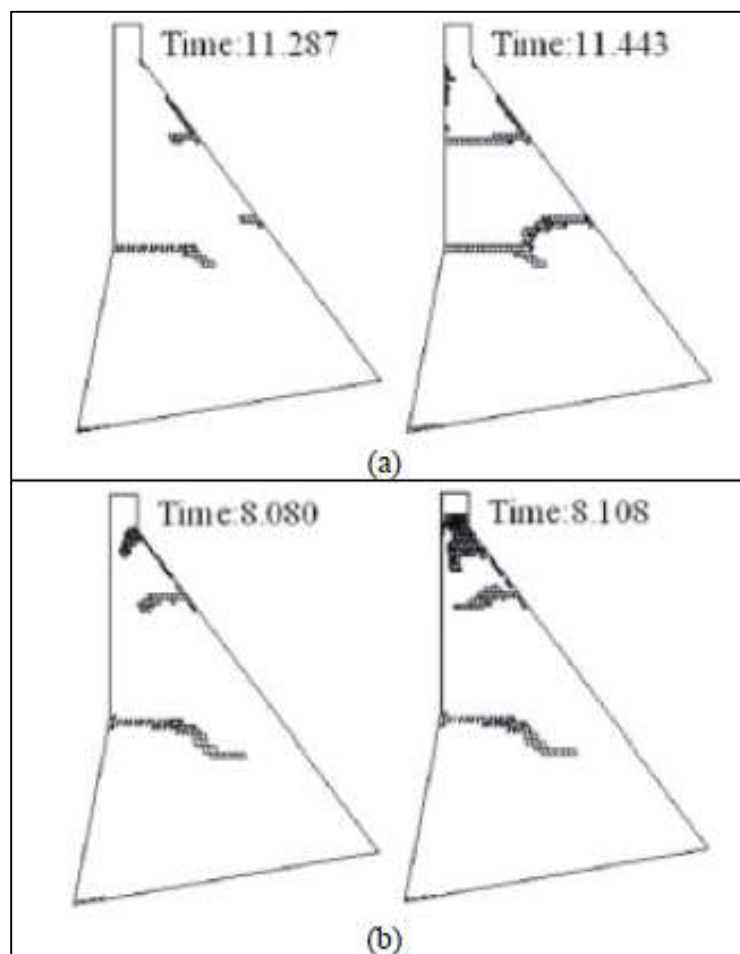


Figure I- 3 Les profils de fissures de la charge du barrage (a) comportement isotrope (b) comportement orthotrope pour BCR [29]

Le barrage Kinta BCR a été analysé par une analyse dynamique non linéaire 2D avec un modèle de déformation élasto-plastique afin d'étudier les effets des sédiments sur le comportement sismique du barrage. La fondation rocheuse du barrage BCR a été modélisée par une interface à couche mince. Il y a eu une redistribution des contraintes

à l'interface de la couche mince avec des contraintes réduites en raison de la dissipation de l'énergie par la déformation dans cette région [31].

Une fissuration similaire (à l'interface barrage-fondation se propageant vers l'aval) a été observée lors de l'analyse non linéaire 3D du barrage Guandi BCR qui n'affecte pas la sécurité du barrage [30]. Dans le barrage BCR de Jinanqiao, un renforcement a été utilisé à la fois du côté amont et aval sur les changements de pente abrupts au niveau du talon et du col, suite aux analyses 3D [32] [33]. Selon Jiang, Du et Hong [34], l'utilisation d'un renforcement en acier diminue le déplacement de glissement et l'ouverture des joints du système.

Une analyse non linéaire 3D pour le barrage de Cine avec le modèle de matériau à durcissement cinématique et une analyse non linéaire 2D avec le modèle de fissure discrète pour les barrages de Pervari en Turquie sont présentées respectivement dans (Kartal [25] et Gurdil et Yildiz [16]).

Le barrage-voûte de Shapai BCR est le premier barrage BCR qui a subi un fort séisme. Il a été touché par le tremblement de terre de Wenchuan avec une magnitude de 8,0. L'AGP sur le site est prévue entre 0,25 et 0,50g par rapport à l'accélération de conception de 0,1375g. Le corps du barrage n'a pas été endommagé après le tremblement de terre [35]. L'analyse dynamique non linéaire par éléments finis a été menée par Li, Jiang et Xie [36] pour comparer la réponse au tremblement de terre surveillée du barrage du site avec les résultats de l'analyse. Ils ont conclu que la taille des ouvertures le long des joints est comparable aux données surveillées.

La propagation des fissures sur les barrages peut se produire pour des raisons autres que la charge sismique. Les barrages à très haut BCR ont été déterminés comme étant sujets à l'effet de fracture hydraulique en raison de la pression et de la hauteur du réservoir considérablement élevées agissant sur le barrage. Pour un barrage BCR de 285 m de haut, la fissure au niveau du talon a été déterminée comme augmentant de 2 m à 16 m en modélisant l'augmentation progressive du réservoir dans une analyse par étapes avec un modèle de fissure discrète. (Jinsheng, Cuiying et Xinyu [37]) Des mesures supplémentaires pour prévenir la fissuration du talon peuvent être nécessaires pour de tels barrages.

I-3.2 Analyse thermique

I-3.1 1 Général

L'analyse thermique joue un rôle important dans la conception de la structure. La production de chaleur résultant de la réaction du ciment entraîne une augmentation de la température dans le corps du barrage BCR pendant et après la construction. Cette température atteint une valeur maximale quelques semaines après la mise en place, suivie d'une lente diminution jusqu'à un certain point. Dans certains cas, ce processus prend des mois, voire des années, pour se terminer complètement. Au cours de ce processus, des contraintes thermiques se développent en raison des contraintes et des différences de température à l'intérieur du corps du barrage. Ces contraintes peuvent être importantes et conduire à des fissures induites thermiquement qui peuvent menacer la durabilité de la structure [38].

Les fissures observées sur les structures en béton massif comme les barrages BCR sont généralement classées en deux catégories : les fissures à gradient de surface et les fissures à gradient de masse. Les fissures de gradient de surface sont induites par le refroidissement plus rapide de la surface du barrage par rapport au corps du barrage. Ce sont généralement des fissures mineures qui se produisent à la surface du barrage et qui ne mettent pas en danger la sécurité du barrage. Cependant, les fissures de gradient de masse se développent à partir des différences de température verticales dans le corps du barrage. Des fissures horizontales dangereuses peuvent être induites, en particulier si le barrage est retenu par des limites rigides telles que des fondations rocheuses. Ce type de fissure doit être évité, sinon les contraintes de traction qui sont supérieures à la résistance à la traction du joint de levage peuvent détériorer la stabilité et la durabilité du barrage [39].

La surface exposée des barrages en BCR est plus grande que celle des barrages en CMC, car le béton est placé en couches minces, alors que le CMC est coulé avec une masse de béton. Le gain et la perte de chaleur sont plus critiques pour le BCR. De plus, l'intervalle de temps et la vitesse de mise en place peuvent être plus importants pour le BCR en raison de l'absorption de la chaleur solaire. Ainsi, les considérations thermiques nécessitent une attention particulière lors de la conception d'un barrage en BCR. Les analyses thermiques fournissent des lignes directrices pour l'optimisation du contenu du

mélange, la mise en œuvre des exigences de construction nécessaires telles que la vitesse et la température de mise en place du BCR, et la prise en compte des conditions du site [9] .

Le contenu cimentaire d'un mélange affecte directement le comportement thermique des barrages BCR. Un mélange avec un ratio élevé de cendres volantes / contenu cimentaire conduit à une chaleur d'hydratation plus faible dans les premiers âges, ce qui est critique pour prévenir les contraintes thermiques. En outre, les mélanges à haute teneur en ciment provoquent une augmentation de la température dans le corps du barrage à long terme, ce qui entraîne des fissures de gradient de masse.

I-3.1 2 Méthodes d'analyse

Les analyses visant à étudier la performance thermique des barrages BCR ont été classées en trois formules principales dans l'USACE (ETL 1110-2-542, "Thermal Studies of Mass Concrete Structures"). Chacune de ces analyses est utilisée fréquemment en fonction de la complexité, de la taille, du type et de la fonction de la structure. Les petits déversoirs BCR peuvent être analysés avec une analyse thermique de Niveau 1 tandis que ceux de taille massive nécessitent des analyses plus détaillées et complexes comme celles prescrites aux Niveaux 2 et 3. L'utilisation des analyses thermiques de Niveau 2 et de Niveau 3 a été jugée cruciale pour les barrages-poids et les barrages-voûtes à fort BCR [40].

I-3.1 2 1 Analyse thermique de niveau 1

Cette méthode (également connue sous le nom d'analyse thermique simplifiée) est décrite dans [40] comme l'outil le plus simple pour calculer l'espacement des joints de contraction verticaux des structures en béton de masse. Les paramètres requis sont bien connus et faciles à obtenir. Aucun essai en laboratoire ou sur site n'est nécessaire pour les calculs. Les paramètres requis sont la température mensuelle moyenne du site, la température de mise en place du béton (qui peut être considérée comme la température mensuelle moyenne du site ou une hypothèse basée sur la saison de mise en place), le coefficient de dilatation thermique, l'augmentation adiabatique de la température, le

module d'élasticité et la capacité de déformation du béton. Pour l'analyse de la température, on calcule la température maximale du béton et la température finale stable du béton. La différence est ensuite utilisée comme paramètre pour l'analyse de la fissuration. L'analyse de la fissuration du gradient de masse est effectuée en calculant les déformations du gradient de masse ; ces déformations sont ensuite comparées à la capacité de déformation en traction du béton afin d'évaluer la possibilité de fissuration. Les déformations de gradient de masse sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\text{Contrainte totale} = (C_{th})(dT)(K_R)(K_f) \text{ eq (1.1)}$$

Avec,

- (C_{th}) : coefficient d'expansion thermique
- (dT) : différentiel de température
- (K_R) : structure restraint factor
- (K_f) : foundation restraint factor

Enfin, la déformation de fissuration est déterminée en prenant la différence entre la déformation totale attendue et la capacité de déformation en traction du béton. La largeur totale des fissures sur la longueur du corps du barrage est obtenue en multipliant la déformation de fissuration par la longueur du corps du barrage. Une largeur de fissure admissible est supposée, et le nombre de fissures se formant sur le corps du barrage est déterminé en divisant la largeur totale de fissure par la largeur de fissure admissible (peut être prise 0.002 mm pour les fondations rigides et jusqu'à 5 mm pour les fondations flexibles ou cédantes). Enfin, l'espacement estimé des fissures est calculé en divisant la largeur du barrage par le nombre de fissures.

L'analyse thermique de niveau 1 est généralement utilisée pour les structures en béton de faible masse et les déversoirs. Elle a été utilisée dans l'analyse de la température du barrage de Cindere, car le barrage était un type de remplissage dur avec un faible contenu cimentaire dans lequel une faible génération de chaleur d'hydratation était attendue [25]. De même, cette méthode a été appliquée dans la conception de la partie BCR du projet de réhabilitation du barrage de Saluda [14].

I-3.1.2.2 Analyse thermique de niveau 2

Cette méthode d'analyse comprend une étude plus complète à bien des égards par rapport à l'analyse de niveau 1. Au lieu de calculer une seule déformation thermique généralisée de la masse et un seul espacement des fissures comme dans le Niveau 1, les gradients thermiques non uniformes sur la masse et la surface du corps du barrage sont calculés en tout endroit du barrage séparément en considérant la différence de température entre les élévations horizontales ou verticales de la section du barrage. Dans ce processus, de nombreuses variables supplémentaires sont utilisées afin d'augmenter la précision de la déformation et des contraintes thermiques finales trouvées à partir des charges thermiques.

Le niveau 2 est généralement utilisé pour déterminer les contraintes thermiques et les éventuelles fissures qu'une structure en béton de masse peut développer après les processus de construction et de refroidissement. La chaleur d'hydratation du mélange BCR pendant et après la construction entraîne une augmentation de la température à l'intérieur du corps du barrage avec l'effet d'une mise en place rapide. Pendant la dissipation de cette chaleur, des différences de température importantes sont observées dans différentes parties des barrages en BCR, ce qui provoque des contraintes thermiques dans la structure. Si ces contraintes présentent un risque pour la durabilité, la perte de fonction ou la stabilité du barrage, alors l'analyse de niveau 2 est nécessaire même pour l'étude de faisabilité des barrages-poids et des barrages-voûtes à fort BCR ou dans l'étude détaillée des barrages-poids à BCR moyen à fort et des barrages-voûtes à faible BCR.

La méthode des éléments finis (FE) est largement utilisée dans les analyses thermiques assistées par ordinateur. L'analyse de niveau 2 peut être réalisée à l'aide d'analyses FE en bandes 1D et/ou FE 2D&3D.

Ces modèles sont tous deux capables de calculer les gradients de masse et de surface au sein d'un système, mais les modèles 2D&3D sont plus préférables car ils conduisent à la détermination du gradient thermique sur une "section" d'un corps plutôt que sur une "bande". Cela permet à l'utilisateur d'avoir un meilleur aperçu des gradients thermiques en tout point du corps. Plus précisément, les modèles 1D en bandes n'ont pas la capacité de

calculer le flux thermique horizontal dans une analyse de gradient de masse ; ainsi, une fois la construction terminée et le béton du noyau commencé à refroidir, le modèle 1D sous-estime les différences de température entre les mailles verticales en raison de son incapacité à prendre en compte le flux thermique horizontal à travers la surface du barrage.

Cervera, Oliver et Prato [15] ont été confrontés à ce problème lors de l'évaluation des contraintes thermiques du barrage Urugua-i BCR. Ils ont conclu que le modèle 1D peut être utilisé pour une période de temps entre le début et la fin de la construction, mais que pour les analyses axées sur les effets de la température à long terme, les analyses 2D et 3D représentent le phénomène avec plus de précision. D'autre part, certaines études ont été menées afin d'améliorer la prédiction du gradient de température à long terme des modèles de bandes 1D. Cervera et Goltz [16] ont utilisé un code FE modifié pour prédire le comportement à long terme de la température dans le cœur du barrage de Rialb BCR. Les résultats sont comparés aux données obtenues à partir des thermomètres installés pendant la construction et montrent une bonne corrélation. Avec les progrès de la puissance de calcul, l'utilisation et la validité des modèles de bandes 1D ne sont pas très répandues. Cette méthode est généralement utilisée pour l'analyse thermique préliminaire des barrages BCR. Un modèle typique de bande 1D pour l'analyse thermique est présenté à la Figure I 4.

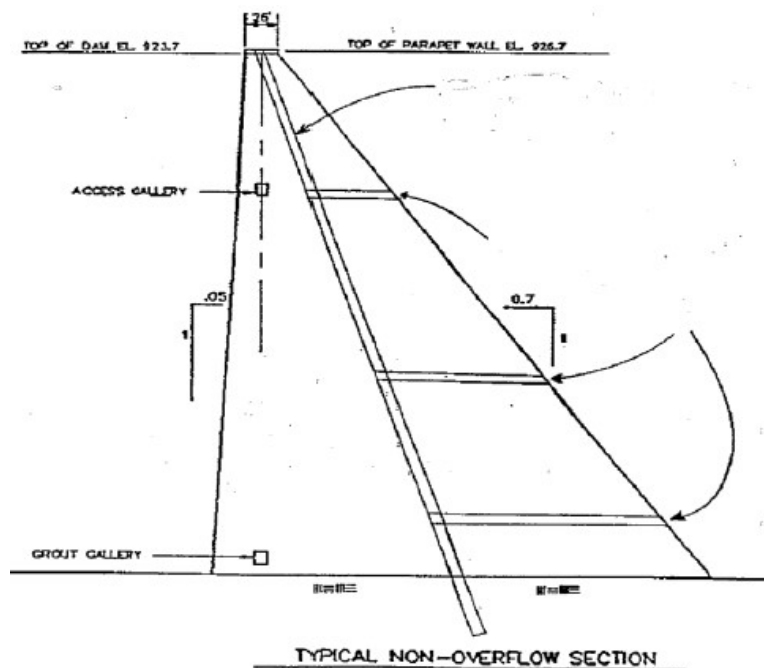


Figure I- 4 Modèles de bande de gradient de masse et de gradient de surface pour le modèle FE 1D

Les résultats de la méthode 2D&3D peuvent donner des informations plus précises sur la conception thermique des barrages BCR, comme le calendrier de construction, les températures de mise en place et l'espacement des joints de contraction, en particulier pour les systèmes ayant des tailles massives et des élévations élevées. La méthodologie des analyses thermiques utilisant des modèles 2D&3D est presque la même que celle de la méthode simplifiée et des modèles de bande 1D. Cependant, davantage de paramètres d'entrée sont nécessaires pour cette procédure détaillée. Les paramètres qui doivent être connus avant de commencer l'analyse sont énumérés ci-dessous :

- 1) Paramètres du site : températures mensuelles moyennes, vitesse du vent, rayonnement solaire, etc.
- 2) Paramètres des matériaux : module d'élasticité du mélange BCR et de la fondation, conductivité thermique, coefficient de dilatation thermique, augmentation adiabatique de la température du ou des mélanges, chaleur spécifique, etc.
- 3) Paramètres de construction : température de mise en place du béton, température de la roche de fondation, épaisseur et température initiale des couches, intervalle de temps entre deux couches consécutives, date de début des travaux, vitesse de mise en place, etc.

La procédure d'analyse de niveau 2 est résumée ci-dessous :

- 1) Déterminer les paramètres du site, des matériaux et de la construction,
- 2) Préparer le modèle de température. Une méthode d'intégration pas à pas ou des modèles FE peuvent être utilisés,
- 3) Calculer les historiques de température. Tabuler les données de température sous forme d'historique température-temps et de distribution de température pour obtenir des résultats visuels,
- 4) Effectuez une analyse des fissures à gradient de surface et de masse en utilisant la distribution de température obtenue précédemment.
- 5) Utilisez l'équation (1.1) pour déterminer les déformations induites thermiquement, les convertir en contraintes et les comparer avec la capacité de résistance à la traction.

Les résultats attendus de l'analyse thermique 2D&3D des barrages BCR sont les suivants [23] :

- 1) La détermination de la distribution du champ de température et son évolution dans le temps.
- 2) La détermination du champ de contraintes pendant et après la construction.
- 3) La détermination de l'espacement approprié des joints pour éviter la fissuration.

La précision des calculs de l'analyse thermique 2D&3D dépend principalement des paramètres d'entrée supposés ou calculés. Le barrage de Platanovryssi [29] a été modélisé avec des analyses FE 2D et 3D. Il a été observé que les propriétés thermiques du mélange affectent les gradients thermiques de manière significative, de sorte que les tests de chaleur d'hydratation et d'élévation adiabatique de la température doivent être effectués avec soin avant le début de la construction. De plus, la capacité de déformation en traction du BCR doit être testée pour évaluer correctement la fissuration [40]. Le comportement thermique des barrages BCR est très complexe, ce qui est principalement dû aux grandes incertitudes des paramètres utilisés plutôt qu'aux méthodes et procédures de calcul [17]. Le barrage BCR Uruguay-i [15][22] a été modélisé avec un maillage FE 2D. Le processus réel de construction du barrage a été simulé dans le modèle et le champ de température à l'intérieur du corps du barrage en tout point a été calculé avec succès. On a observé que la partie inférieure du barrage était exposée aux contraintes de traction les plus élevées en raison du champ de température élevé et de la contrainte de la fondation. Le barrage de Badovli, construit dans une région froide, a été modélisé par ANSYS à l'aide d'un modèle 2D, et les analyses de surface et de gradient de masse ont été effectuées [18], ce qui a conduit à des résultats similaires. Lors de la simulation thermique du barrage de Kinta, une augmentation initiale de la contrainte de traction due à la chaleur d'hydratation du ciment au cours des premiers jours a été observée [20][21]. En étudiant l'effet du changement de température sur les paramètres d'élasticité et de fluage, il a été déterminé que l'augmentation significative du module d'élasticité pendant le processus d'hydratation initial a conduit à des contraintes de traction élevées au début de la construction. Encore une fois, il a été souligné que la partie inférieure du barrage près de la fondation atteint les températures les plus élevées dans le

corps du barrage en raison du volume massif et cette zone possédait le plus grand risque pour la fissuration en raison des contraintes de traction élevées en particulier au niveau du talon. En conclusion, pour l'analyse du gradient de masse, les zones proches de la fondation semblent être plus critiques par nature, atteignant des contraintes de traction maximales dans la section du barrage en raison de la forte contrainte de la roche de fondation.

Pour l'analyse du gradient de surface, les températures de l'air très basses augmentent le risque de fissures de surface qui peuvent conduire à une augmentation des infiltrations à travers le corps du barrage.

En outre, dans l'analyse thermique 3D du barrage BCR de Jiangya, il a été conclu que l'air très chaud en été déclenche également les fissures de gradient de surface dans les barrages BCR [26]. Les fissures de surface sont très dépendantes de la température ambiante : l'augmentation ou la diminution de la température de l'air entraîne des contraintes de compression ou de traction, respectivement. La différence de température entre les zones internes et externes du barrage provoque des fissures de surface [27] [28]. Par précaution, le refroidissement des agrégats avant la mise en place a été suggéré [18].

Chao, Anzhi, Yong et Qingwen [19] ont analysé le barrage BCR de Longtan avec ANSYS. La température du barrage a augmenté rapidement au cours des premiers jours en raison de la chaleur d'hydratation et a atteint une valeur maximale. Pendant cette période, la surface a atteint des contraintes de traction élevées en raison de la différence de température avec le noyau. Après le début de la phase de refroidissement, la surface s'est refroidie plus rapidement que le noyau, ce qui a conduit la surface à atteindre des contraintes de compression tandis que le noyau était exposé à des contraintes de traction comme dans [24][25]. En d'autres termes, avec le vieillissement du béton, les contraintes de traction ont été transférées de la surface au cœur du barrage. La pression hydrostatique sur l'amont du barrage a été déterminée pour réduire les contraintes de traction induites par le champ de température. Enfin, si la précision de calcul des analyses FEM 2D et 3D est comparée aux données réelles mesurées sur les sites des barrages, les deux analyses sont considérées comme adéquates et donnent des résultats en bon accord avec les mesures thermiques réelles. L'analyse 2D présente l'avantage de gagner du temps pendant le calcul [25][29][23]. Une technique appelée "relocating mesh method" a également été utilisée par différents auteurs [27][32][33][34][35] réduisant le temps de calcul de manière significative. Dans cette

méthode, les couches de maillage des levées minces sont fusionnées dans la levée la plus grande et le nombre de nœuds et d'éléments est considérablement réduit.

La discontinuité du champ de température au niveau des joints de levage a été prise en compte par Chen, Su et Shahrour [31] en introduisant la méthode dite des "éléments composites (CEM)", principalement basée sur les éléments finis.

La différence de température à travers le joint de levage entre le nouveau et l'ancien béton peut être supérieure à 10°C pendant la journée. La discontinuité de température entre les levées anciennes et nouvelles du BCR peut être calculée avec cette méthode, ce qui permet de mieux prédire les fissures du béton au stade précoce.

I-3.1.2.3 Analyse thermique de niveau 3

Ce niveau peut être considéré comme l'approche la plus complète pour l'analyse thermique des barrages BCR et est nommé "Nonlinear Incremental Structural Analysis". Le niveau 3 (NISA) est généralement utilisé pour les structures très critiques soumises à des charges extrêmes où la fissuration menace l'intégrité de la structure de manière significative. Les barrages-poids très élevés et les barrages-voûtes peuvent être classés dans cette catégorie [40]. L'élimination de la fissuration n'est pas l'objectif de cette méthode. Au contraire, NISA calcule simultanément les effets des charges mécaniques et thermiques, en tenant compte de la relation entre la température et la contrainte-déformation et de la non-linéarité des matériaux pour prédire les longueurs maximales possibles de fissures auxquelles une structure peut être exposée. Cette méthode permet d'éviter le surdimensionnement de structures critiques. La procédure détaillée et un exemple de ce niveau de calcul sont donnés dans [36][38].

I-3.1.3 Température et contrôle de la fissuration

Le contrôle de l'augmentation et de la variation de la température dans un barrage BCR est essentiel pour éviter des contraintes élevées indésirables et d'éventuelles fissures. La

température maximale du béton dans les grands barrages BCR peut atteindre des valeurs très élevées, en particulier si la construction commence pendant les saisons chaudes. Afin de contrôler les champs de température et la propagation des fissures dans le barrage BCR pendant et après la construction, certaines mesures doivent être prises en compte.

L'épaisseur de la couche, la rupture de la couche, la quantité de ciment et la température de mise en place influencent la température maximale que le BCR peut atteindre. Les couches plus minces ont une meilleure conductivité thermique que les couches plus épaisses, de sorte que la dissipation de la chaleur se produit plus facilement. De plus, les pauses entre la mise en place des couches ou sections adjacentes permettent à la couche inférieure de refroidir avant la mise en place de la couche suivante. La température de mise en place du béton a également une influence significative sur l'augmentation de la température. La température de coulée du béton doit être maintenue aussi basse que possible afin de réduire la température finale. En outre, les mélanges de BCR ayant une teneur en ciment plus faible ont tendance à libérer une chaleur d'hydratation plus faible, de sorte qu'ils réduisent le taux d'augmentation de la température [9] [39][27][29][30][39].

La saison de mise en place est le facteur clé pour contrôler la température finale du BCR. Afin d'éviter des contraintes de traction élevées et des fissures de gradient de masse dans la zone retenue près de la fondation, la mise en place du BCR ne doit pas être commencée pendant les saisons chaudes [40] [42] [30]. La mise en place du BCR a été prescrite pour commencer en avril pour le barrage BCR d'Aladerecam en utilisant les modèles FEM 2D [37] pour comparer les dates de début de mise en place. En outre, le pré-refroidissement des agrégats, l'utilisation de glace ou d'eau glacée dans le mélange, la mise en place à basse température et l'isolation de la surface sont d'autres précautions importantes pour réduire le dégagement de chaleur dans le BCR. Le barrage de Taishir, construit sous de fortes différences de température saisonnières variant entre 50°C et 40°C, a été isolé à l'aide d'une géomembrane PVC imperméable en amont afin de protéger le béton des températures extrêmement basses [42]. Le refroidissement par tuyaux peut également être utilisé pour les grands barrages construits pendant les saisons chaudes, mais il n'est pas recommandé en pratique car les tuyaux peuvent être endommagés pendant le compactage des couches de BCR [43] [44] [45] [46].

Enfin, les thermocouples, les fils vibrants et les thermistances permettent la mesure ponctuelle pour contrôler l'augmentation et la variation de la température dans les barrages

BCR, mais les câbles à fibres optiques distribués ont été utilisés plus récemment pour surveiller les changements de température dans les barrages BCR.

Le plus grand avantage de ces derniers est la collecte des données à partir d'une ligne de câble de fibre optique, et non d'un point, ce qui permet à l'utilisateur d'observer les variations de température dans un barrage de manière plus pratique. Les compteurs de contraintes, les capteurs de température et de déformation distribués sont les autres instruments utilisés pour le suivi de la température [47][48].

I-3.1 4 Fissuration thermique dans les barrages BCR

Des fissures ont été observées sur plusieurs barrages BCR pour des raisons thermiques. Par exemple, le barrage Upper Stillwater, l'un des premiers barrages BCR ayant fait l'objet d'un suivi significatif, a connu plusieurs fissures verticales d'origine thermique en raison d'une teneur très élevée en ciment, qui entraîne une augmentation de la rigidité, du module d'élasticité et une moindre relaxation par fluage à long terme. Sept de ces fissures ont été colmatées à l'aide d'un coulis de polyuréthane, tandis que des drains ont été installés dans plusieurs autres pour détourner l'eau qui suinte et soulager la pression de l'eau. Trois des fissures les plus larges ont été traitées avec une membrane interne en acier inoxydable ondulé. La durabilité de la structure n'a pas été affectée [49], [50][51]. De même, le barrage de Platanovryssi a été exposé à des fissures à long terme induites par la chaleur. Un système de géomembrane a été assemblé pour réparer les fissures sous l'eau [49][52][53].

Au barrage de Salto Caxias [54], la mise en place de BCR en été avec une température de mise en place élevée a provoqué des fissures thermiques au niveau des blocs centraux du barrage. Les fissures près de la face amont ont été traitées par la pose d'un joint d'étanchéité et de dilatation. Pour les fissures sur la face aval près de la fondation, des trous verticaux ont été percés à 1,5 m de la face et du polyuréthane a été injecté. De plus, les fissures près de la galerie supérieure ont été traitées de la même manière avec deux trous percés depuis le sommet du barrage, à une profondeur de 28m. Le traitement des fissures a réduit mais n'a pas complètement arrêté les infiltrations à travers le corps du barrage et les inspections des infiltrations se poursuivent.

La sécurité du barrage n'a pas été affectée. Le barrage-voûte BCR de Puding [55] a subi neuf fissures en raison de sa mise en place pendant les saisons de haute température et de la forte contrainte fournie par la fondation rocheuse au fond et sur les côtés de la vallée. Les deux fissures ont été traitées avec un coulis chimique où les fuites ont été inspectées. Aux barrages de Galesville, Elk Creek, Hudson River, Deep Creek, New Victoria et Pangué BCR, des fissures d'origine thermique ont été observées après l'achèvement des constructions pour les mêmes raisons que ci-dessus. Les emplacements des fissures tendaient à se situer aux endroits des irrégularités structurelles où des concentrations de contraintes se produisaient. Les joints transversaux devraient être placés à des endroits tels que les entrées de galeries, près des extrémités de l'échancrure du déversoir, près des culées où il y a une contrainte plus étroite et une réduction de la taille de la section [51].

- Évaluation et vérification des résultats
- Formats de sécurité

I-6- Méthode des différences finis

En analyse numérique, les méthodes aux différences finies (MDF) sont une classe de techniques numériques permettant de résoudre des équations différentielles par approximation des dérivées au moyen de différences finies. Le domaine spatial et l'intervalle de temps (le cas échéant) sont discrétisés, ou divisés en un nombre fini d'étapes, et la valeur de la solution en ces points discrets est approximée en résolvant des équations algébriques contenant des différences finies et des valeurs provenant de points proches.

Les méthodes de différences finies convertissent les équations différentielles ordinaires (ODE) ou les équations différentielles partielles (PDE), qui peuvent être non linéaires, en un système d'équations linéaires qui peuvent être résolues par des techniques d'algèbre matricielle. Les ordinateurs modernes peuvent effectuer ces calculs d'algèbre linéaire de manière efficace, ce qui, avec leur relative facilité de mise en œuvre, a conduit à l'utilisation généralisée des MDF dans l'analyse numérique moderne.[70] Aujourd'hui, les MDF sont l'une des approches les plus courantes de la résolution numérique des EDP, avec les méthodes par éléments finis.[70]

I-7- Méthode des éléments finis

Les analyses numériques 3D par éléments finis (EF) permettent aux ingénieurs d'effectuer des analyses plus précises et plus détaillées que les méthodes de conception traditionnelles. Aujourd'hui, les analyses par éléments finis sont un outil courant pour l'évaluation, la conception, etc. des barrages en béton. Cependant, cette évolution n'a pas que des aspects positifs. Ces analyses numériques exigent un solide bagage théorique sur l'applicabilité des méthodes, tant de la part du concepteur EF qui effectue les analyses que de la part des examinateurs des résultats. En outre, les résultats obtenus nécessitent une interprétation attentive des hypothèses sous-jacentes et de leur pertinence pratique.

L'analyse par éléments finis doit être confrontée lors de la définition des modèles et de l'analyse des barrages en béton aux exigences suivantes :

- Quand les analyses par éléments finis sont-elles nécessaires et quels sont les exemples d'utilisation de ces modèles ?
- Définition du modèle géométrique
- Définition de la discrétisation des éléments
- Définition du comportement du matériau
- Définition des conditions et contraintes aux limites
- Définition des charges statiques, environnementales (température et humidité) et dynamiques (sismiques).
- Techniques de résolution du solveur

I-8- Conclusion

Ce chapitre nous aura permis d'appréhender le développement actuelle en matière d'analyse des compléments complexes résultants des différentes interactions entre les structures en général et le milieu rapporté au contexte des barrages en béton armé sous une sollicitation dynamique, en l'occurrence sismique.

Le développement mathématique se fera suite à la présentation du code de calcul.

Chapitre II : Présentation du logiciel MIDAS GTS NX

Chapitre II : Présentation du logiciel MIDAS GTS NX

II-1 Introduction

GTS NX est un programme de simulation développé pour l'évaluation de l'interaction sol-structure basé sur la méthode des éléments finis. GTS NX aide les ingénieurs à effectuer une analyse étape par étape de l'excavation, de l'inclinaison, du placement de la structure, du chargement et d'autres facteurs qui affectent directement la conception et la construction. Ce programme prend en charge diverses conditions (caractéristiques du sol, niveau d'eau, etc.) et des méthodologies analytiques pour simuler des phénomènes réels. Les paramètres pour tous les types de conditions de terrain peuvent être simulés à l'aide de méthodes d'analyse non linéaires (telles que l'analyse statique linéaire / non linéaire, l'analyse dynamique linéaire / non linéaire, l'analyse d'infiltration et de consolidation, l'analyse de sécurité des pentes) et diverses analyses couplées (telles que en tant qu'analyse couplée entre la contrainte de suintement, la pente de contrainte, la pente de suintement et la pente dynamique non linéaire).

L'interface de GTS NX permet une invocation facile des outils de modélisation et d'analyse, créant un environnement de travail intuitif pour les concepteurs généraux et novices. La base de plate-forme de nouvelle génération prise en charge par le système d'exploitation 64 bits et le nouveau moteur graphique permettent les meilleures performances de modélisation pour le calcul d'objets et la génération d'éléments, tandis que le solveur intégré 64 bits réduit considérablement le temps d'analyse pour les grands modèles. L'interface du programme MIDAS GTS NX est donnée figure II.1.

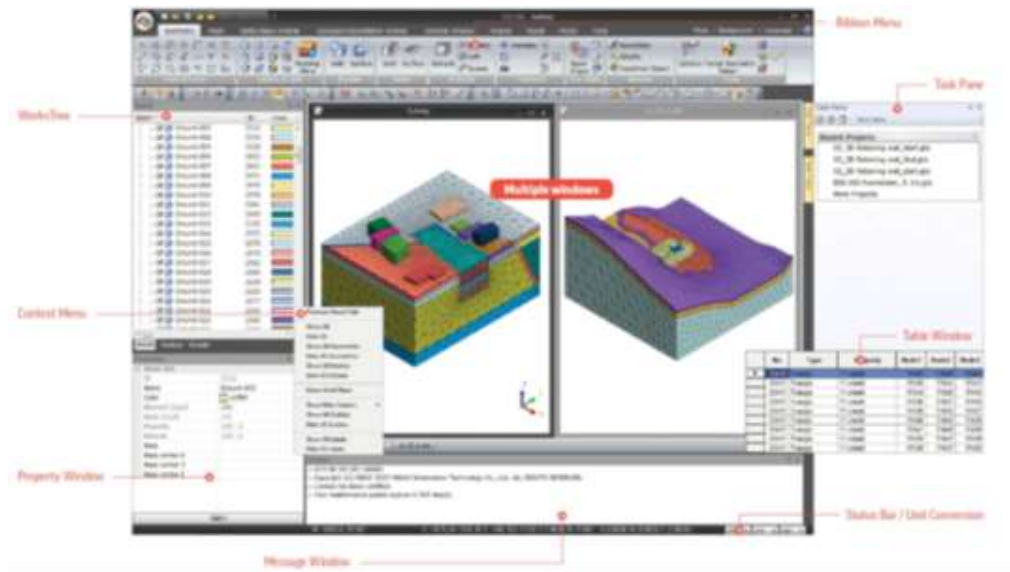


Figure II.5 Interface du programme MIDAS GTS NX

II-2 Présentation générale du logiciel

II-2-1 Géométrie

Le logiciel MIDAS GTS NX permet grâce à son interface le dessin (établissement de la géométrie) en s'appuyant sur une approche DAO (dessin assisté par ordinateur) qui comprend les fonctions de bases 2D et 3D :

- Points, lignes : ligne, arc, rectangle,...
- Surfaces, solides : plaque, cylindre, cône, sphère,...
- Opérations Booléens : fusion, coupé, intersection
- Division, extrusion et transformation : division par surface, extrusion, révolution,...(figure II.2).

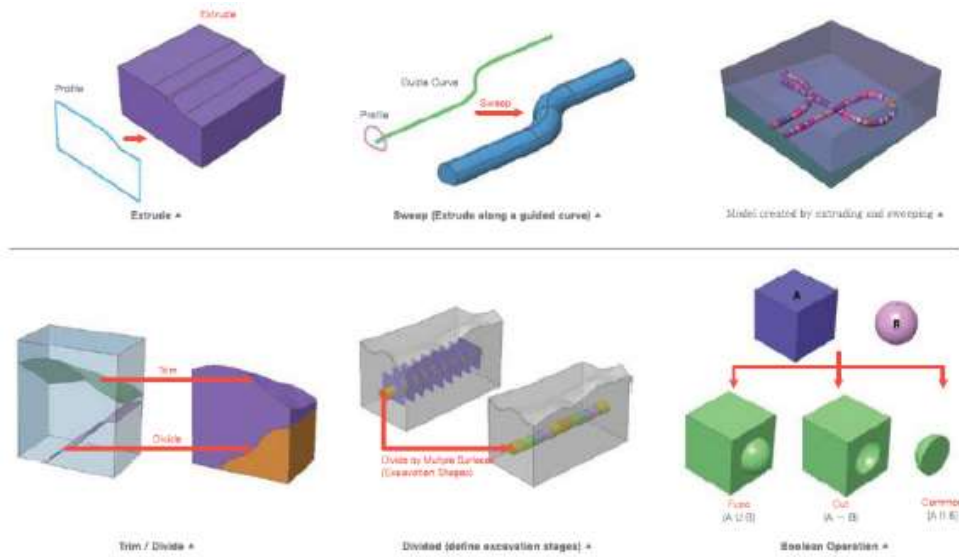


Figure II.6 Opérations de base DAO Midas GTS NX

Outre les fonctionnalités de bases MIDS GTS NX dispose de deux modules complémentaires (figure II.3) pour la modélisation des terrains ainsi que la génération des cartes géologiques en 3D en sous-sol :

- TGM (terrain geometry maker) : ce module permet l'auro-génération en 3d des terrains en créant un modèle géométrique à partir des courbes topographiques en 3d
- Bedding Plane Wizzard : ce module permet de générer les couches géologiques à partir des données des puits de sondages.

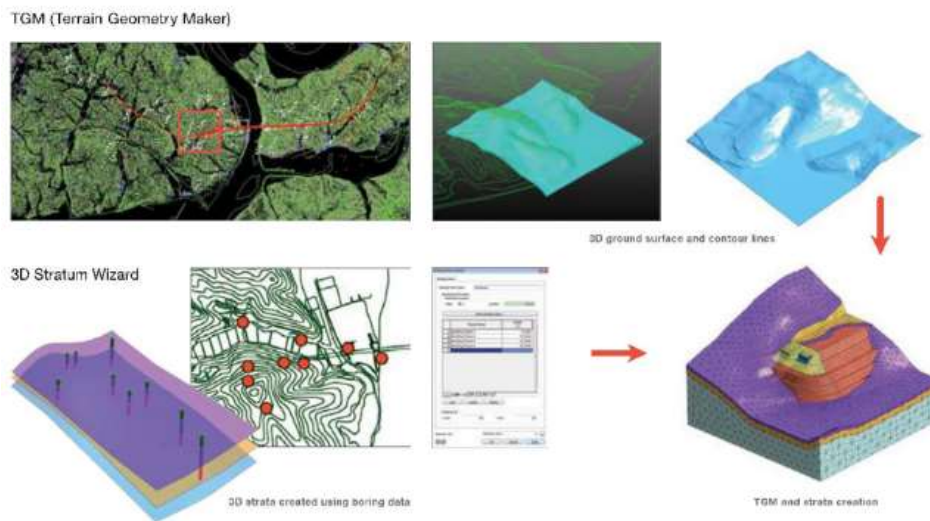


Figure II.7 Implémentation des modules TGM et 3DSW dans la création du modèle géométrique

MIDAS GTS NX permet la simplification des modèles géométriques et leurs préparations (figure II.4) en vue de l'étape du maillage en éliminant automatiquement les doublant.

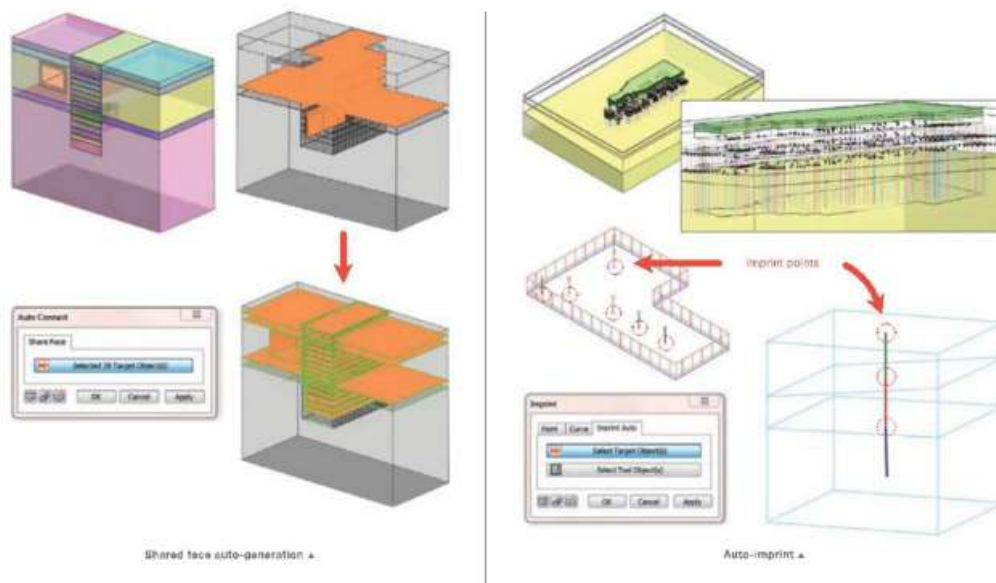


Figure II.8 Simplification et optimisation automatique avec MIDAS GTS NX

II-2-2 Génération du Maillage

GTS NX dispose d'une bibliothèque d'éléments (figure II.5) servant au maillage regroupant plusieurs familles que nous pouvons classer en adéquation à leurs applications en :

- Eléments continues : Solid elements, plane strain elements, axisymmetric elements
- Eléments structurelles : truss elements, embeded elements, beam elements, ...
- Autres éléments : interface elements, shell elements,....

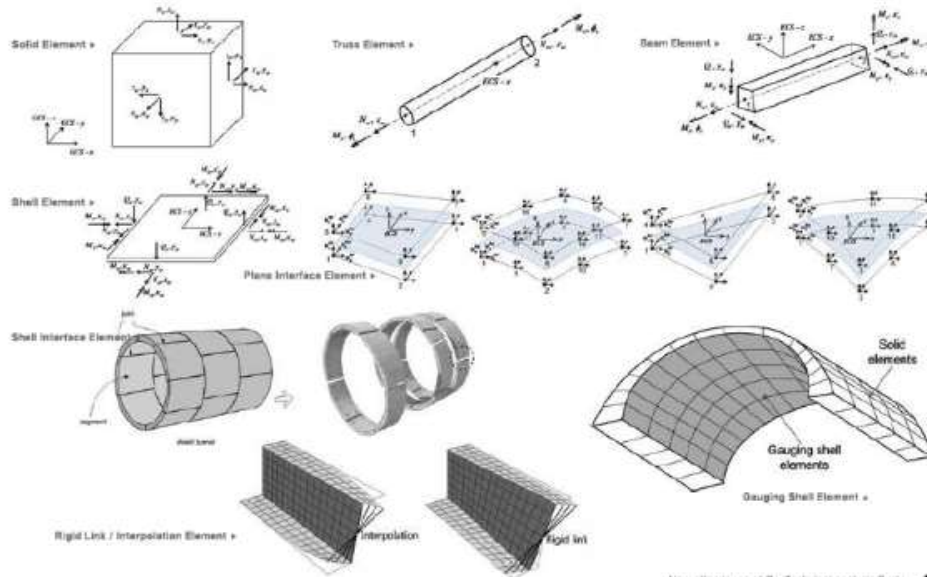


Figure II.9 Différents types d'éléments utilisés au sein de MIDAS GTS NX

Une interface interactive permet la génération de géométrie et maillage complexes (figure II.6) suivant le cas à modéliser. Cela comprend :

- Surface Auto-Mesher
- Solid Auto-Mesher
- 2D-3D Elements Auto-Generation
- Protude Mesh (2D-3D)
- Interface, pile, elements structureaux

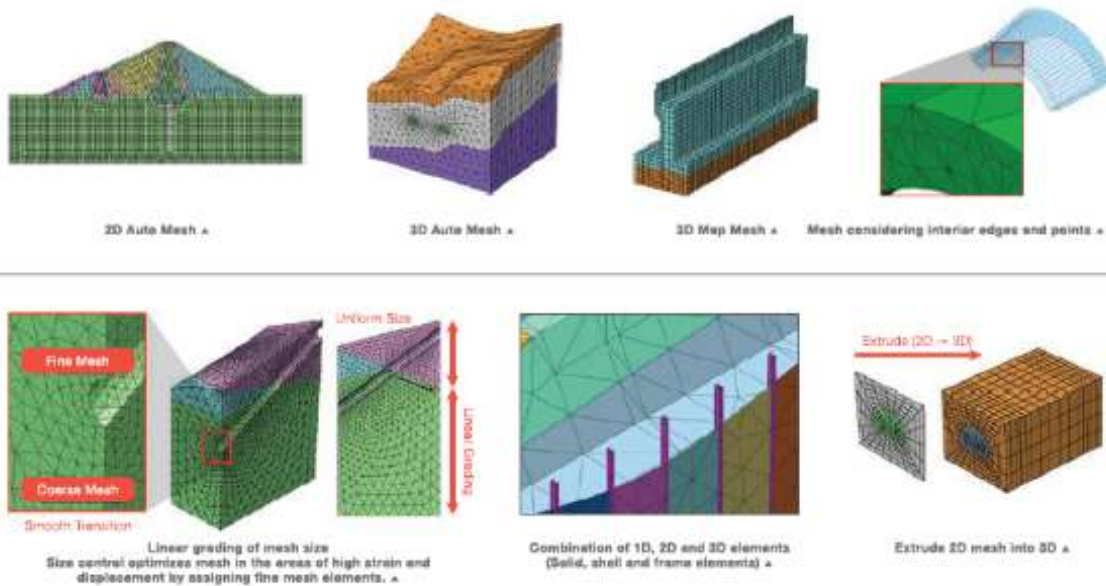


Figure II.10 Différents types de maillages pour MIDAS GTS NX

Le contrôle de la qualité du maillage (figure II.7) est assuré par de puissants outils dans Midas GTS NX.

Ces outils comprennent :

- Hybrid mesher
- Bounded contact AUTO-Generation
- Mesh chek
- Mesh quality chek

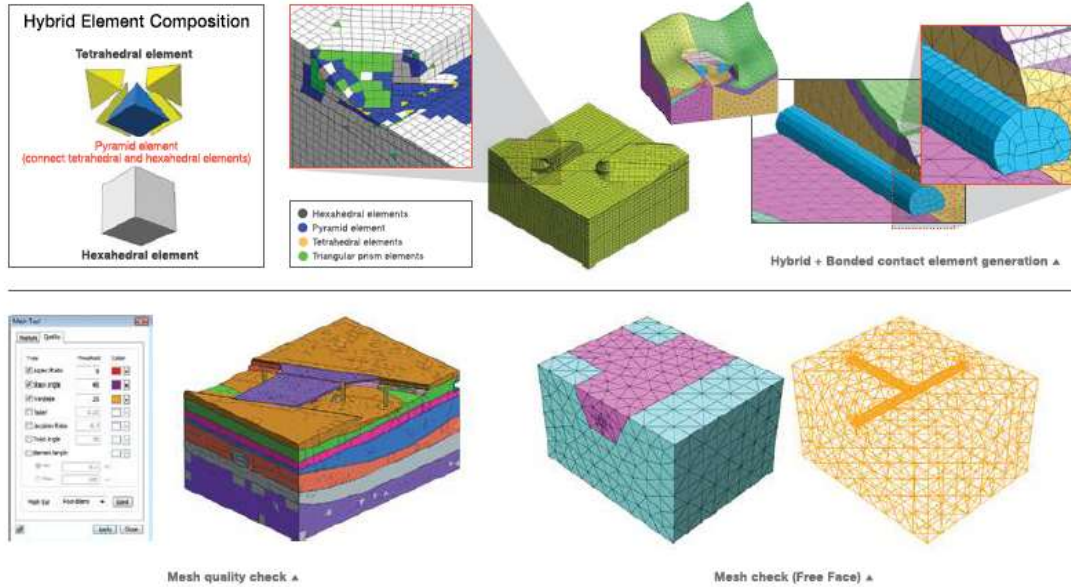


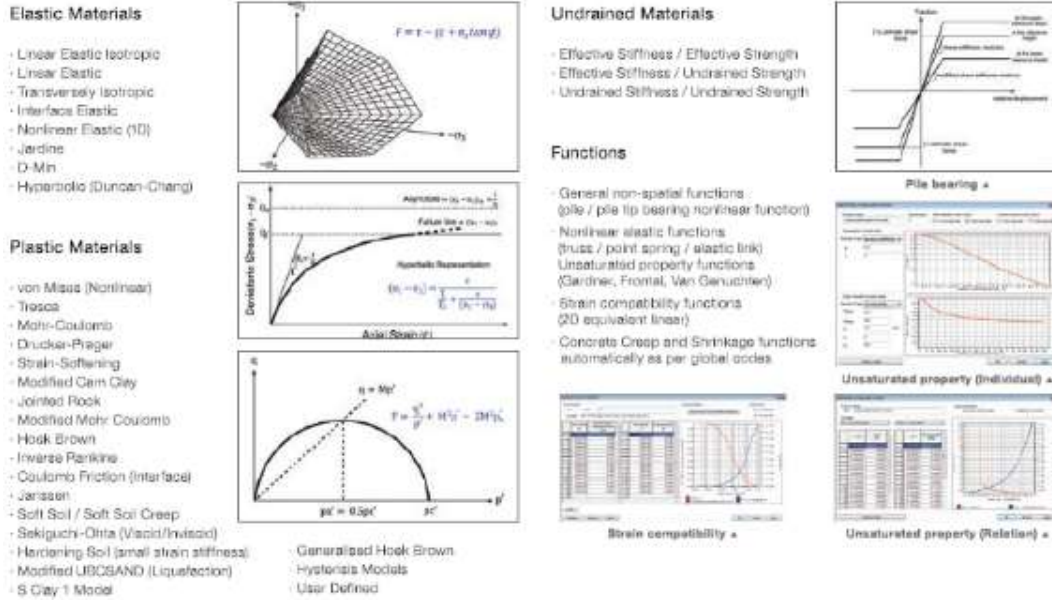
Figure II.11 Assurance qualité et contrôle dans MIDAS GTS NX

II-2-3 modèles et propriétés structurels

GTS NX fourni une multitude de matériaux linéaires/non linéaires pour la simulation des comportements des sols sous différents chargements et niveaux d'eau (figure II.8).

Ces matériaux peuvent êtres classifiés sous :

- Elastic materials
- Plastic materials
- Undraind materials
- Internal fonctions



II-2-4 Chargements et applications

GTS NX permet de simuler différents chargements in-situ. Cela englobe de façon générale :

- Structural loads
- Static/dynamic loads
- Loads in costucted stages
- Non linearity of loads
- Loads from results

Les chargements et les applications sont illustrés par la figure II.9.

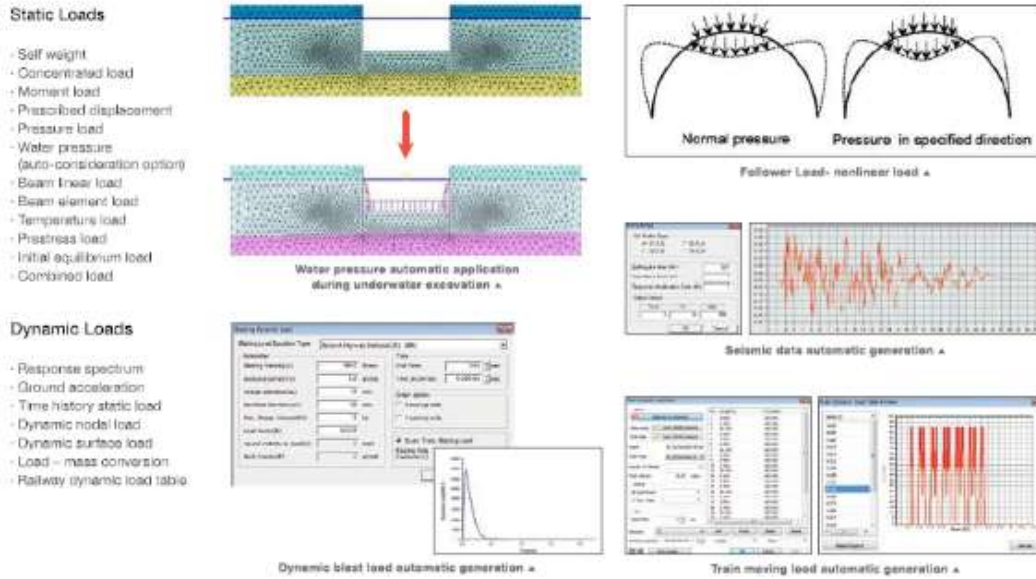


Figure II.13 Chargements et applications

II-2-5 Conditions aux limites

GTS NX fournit diverses conditions aux limites pour tous les types d'analyse. Les conditions aux limites (figure II.10) essentielles pour l'analyse peuvent être définies automatiquement. En définissant la surface du niveau d'eau, la pression interstitielle de l'eau peut être prise en compte dans l'analyse des contraintes. Les niveaux d'eau en fonction du temps peuvent être définis pour simuler un abaissement rapide ainsi qu'une élévation progressive du niveau d'eau due aux précipitations

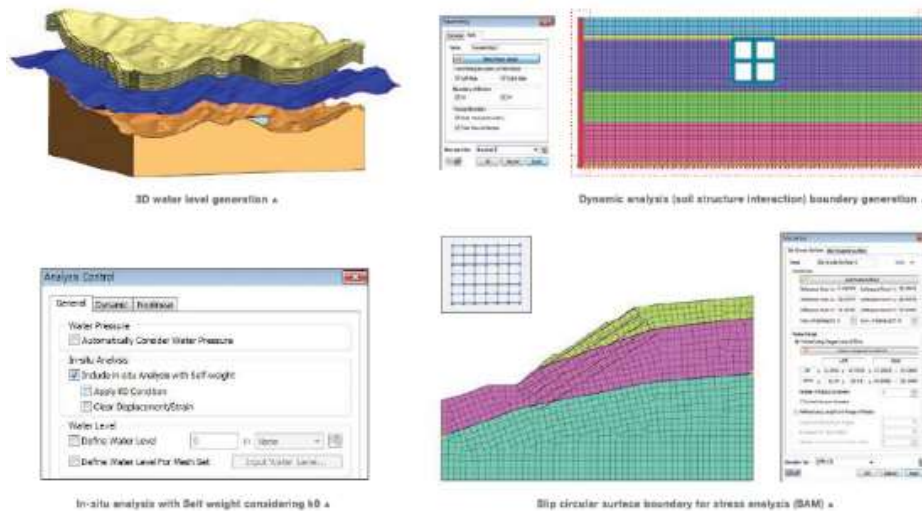


Figure II.14 Conditions aux limites dans MIDAS GTS NX

La fonction Modifier la propriété peut simuler une modification des propriétés du matériau au fil du temps. Cette fonction est utile pour simuler le durcissement du béton ainsi que pour les projets d'excavation dans lesquels les couches de sol sont remplacées par des éléments structurels. Les conditions aux limites pour une analyse linéaire équivalente 2D et une analyse dynamique linéaire / non linéaire peuvent également être générées automatiquement.

- Constraint
- Slope stability analysis
- Seepage/consolidation analysis
- Dynamic analysis
- Boundary conditions from results

II-2-6 Résultats et outils d'analyses

Grâce à son moteur de traitement graphique avancé, GTS NX fournit une variété de méthodes de sortie permettant aux utilisateurs de visualiser et d'extraire leurs résultats d'analyse (figures II.11 et II.12). Les nombreuses options de sortie présentent les résultats sous une forme élégante et compréhensible.

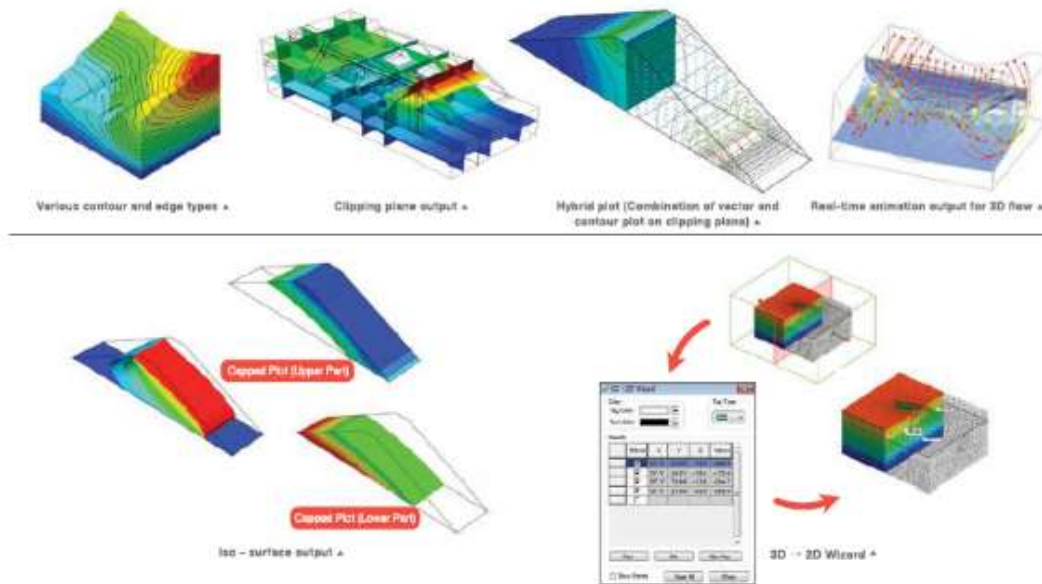


Figure II.15 Visualisation des résultats dans MIDAS GTS NX

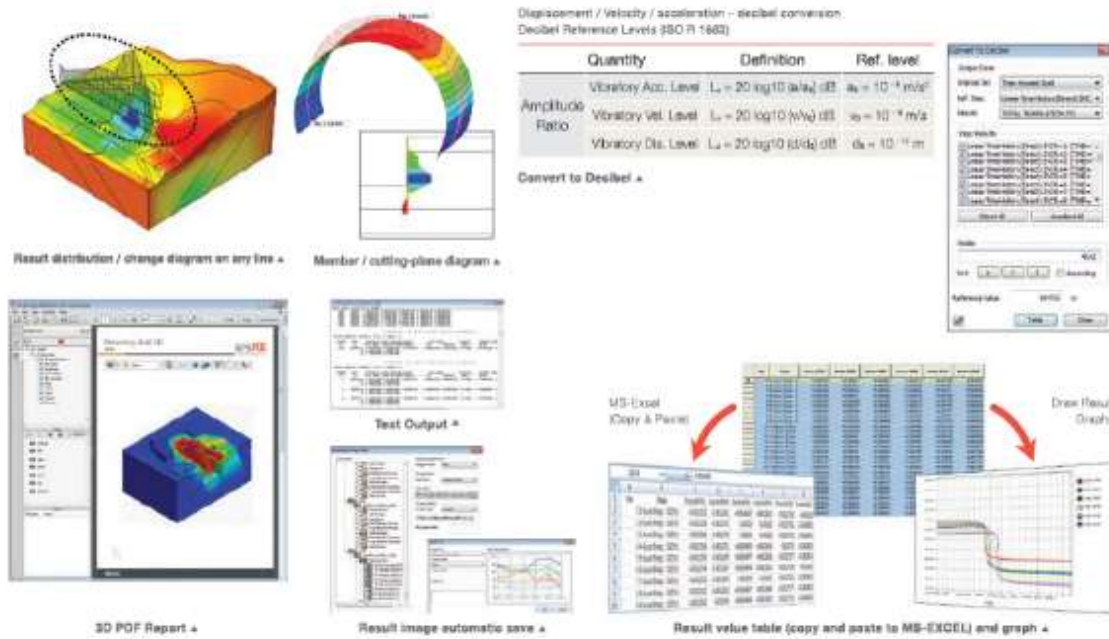


Figure II.16 Exploitation des résultats à travers les outils de MIDAS GTS NX

Les fonctions de sortie des résultats permettent aux utilisateurs de combiner différents résultats et d'extraire sélectivement uniquement les résultats pertinents. Le générateur de rapport PDF 3D exporte le modèle 3D et les résultats d'analyse directement dans un fichier PDF. La génération de rapports crée des rapports esthétiques et complets en une fraction du temps nécessaire pour copier et coller manuellement des feuilles de calcul et des images

II-3 Développement mathématique et algorithmique

II-3-1 Formulation d'éléments finis

L'application des relations contrainte-déformation et déformation-contrainte à partir du principe du travail virtuel dû au stress sous forme variationnelle et son utilisation comme condition de contrainte aboutit au principe Hu-Washizu [57] [58], qui peut être exprimé comme suit.

$$\delta G_{ext} = \int_{\Omega} (\nabla \delta u)^T \sigma + \delta \varepsilon^T (\sigma(\varepsilon) - \sigma) + \delta \sigma^T (\nabla u - \varepsilon) d\Omega \quad (\text{II.3.1})$$

δG_{ext} : *Virtual work due to external force*

u : *Displacement*

σ : *Stress*

ε : *Strain*

$\sigma(\varepsilon)$: *Stress calculated from strain*

∇ : *Strain-stress relationship operator*

L'équation ci-dessus est la forme la plus générale qui comprend l'équation d'équilibre, l'équation constitutive et la condition de compatibilité. Si la relation de déformation et de contrainte est supposée toujours satisfaite par l'équation constitutive, il en résulte le principe Hellinger-Reissner [59] [60] comme suit :

$$\delta G_{ext} = \int_{\Omega} (\nabla \delta u)^T \sigma + \delta \sigma^T (\nabla u - \varepsilon(\sigma)) d\Omega \quad (II.3.2)$$

$\varepsilon(\sigma)$: *Strain calculated from stress*

En supposant que la relation entre ε et ∇u est satisfaite par des conditions appropriées supplémentaires, l'équation devient le principe général du travail virtuel :

$$\delta G_{ext} = \int_{\Omega} (\nabla \delta u)^T \sigma(u) d\Omega \quad (II.3.3)$$

Limitons la région d'intégration à un seul élément pour appliquer le principe du travail virtuel sur l'élément fini méthode. L'interpolation du déplacement u en tant que fonction de forme dans un seul élément donne ce qui suit équation :

$$u^k = N d^e \quad (II.3.4)$$

N = *Shape function*

d^e : *Element node DOF*

En utilisant la relation déformation-déplacement $\varepsilon = \nabla u = B d$, le principe du travail virtuel pour l'ensemble de l'élément peut être exprimé comme suit :

$$\delta G_{ext} = \delta \mathbf{d}^T \mathbf{F} = \delta \mathbf{d}^T \left[\sum \int_{\Omega_e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega \right] \mathbf{d} = \delta \mathbf{d}^T \mathbf{K} \mathbf{d} \quad (II.3.5)$$

\mathbf{D} : *Stress – strain relationship matrix*

En analyse linéaire, la matrice de rigidité totale \mathbf{K} est indépendante du nœud total DOF \mathbf{d} et de la rigidité des éléments individuels \mathbf{e} \mathbf{K} peuvent être exprimés comme suit :

$$\mathbf{K}^e = \int_{\Omega_e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega \quad (\text{II.3.6})$$

Cette équation est applicable pour l'analyse de structures élastiques à petits déplacements, mais elle peut aussi être appliquée à l'analyse non linéaire en utilisant le même principe.

II-3-2 Solveur d'équations simultanées

Le solveur d'équations simultanées est une méthode pour trouver la solution \mathbf{u} d'une équation matricielle linéaire sous la forme montrée dans l'équation :

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p} \quad (\text{II.3.7})$$

Les solveurs d'équations simultanées ne sont pas seulement utilisés pour l'analyse structurelle statique linéaire, mais également pour tous les types d'analyse telle que l'analyse des valeurs propres, l'analyse dynamique, l'analyse non linéaire, etc. Les solveurs généraux incluent la Gauss méthode d'élimination, solveur direct basé sur la méthode de décomposition, et le solveur itératif, qui converge vers une solution qui minimise les calculs itératifs. Le solveur direct est généralement utilisé pour l'analyse car il n'est pas affecté par les propriétés numériques des matrices et peut trouver la solution en toute sécurité. Cependant, lorsque la taille du problème augmente, la capacité de mémoire et la quantité de calcul ont tendance à augmenter rapidement. Par conséquent, le solveur itératif est recommandé pour les gros problèmes car il nécessite relativement moins de capacité de mémoire. Cependant, pour l'analyse structurelle, le solveur itératif peut ne pas fournir la solution souhaitée en raison des propriétés numériques des matrices et du nombre de calculs itératifs nécessaires pour obtenir la solution convergente peut être importante. FEA NX fournit une fonction qui détermine automatiquement le solveur direct ou un solveur itératif, selon la taille du problème en question. Dans le solveur direct, la solution d'équation simultanée se fait en deux étapes. La première étape est la décomposition matricielle et la deuxième étape est le processus de substitution avant-arrière (FBS). Le solveur LU, généralement utilisé pour matrices asymétriques, peuvent être appliquées à la décomposition matricielle sous la forme suivante pour la rigidité symétrique matrice \mathbf{K} obtenue en analyse par éléments finis.

$$\mathbf{L} \mathbf{L}^T \mathbf{u} = \mathbf{p} \text{ or } \mathbf{L} \mathbf{D} \mathbf{L}^T \mathbf{u} = \mathbf{p} \quad (\text{II.3.8})$$

L: *Lower triangular matrix*

D: *Diagonal matrix*

Généralement, la méthode de décomposition matricielle qui inclut D est nécessaire lorsque la matrice de rigidité n'est pas définitivement positive. FEA NX utilise la méthode de décomposition matricielle de forme T LL (Cholesky decomposition méthode) pour l'analyse structurelle statique linéaire. Pour l'analyse des valeurs propres ou l'analyse non linéaire, la valeur définie positive la condition ne peut pas être garantie et, par conséquent, la méthode de décomposition matricielle de la forme T LDL est utilisée. Lors de l'application du solveur direct, la matrice clairsemée doit être appliquée de manière appropriée. Généralement, la rigidité la matrice K générée dans l'analyse par éléments finis est une matrice creuse avec plusieurs '0' et la mémoire requise la capacité et la quantité de calcul diffèrent considérablement selon la façon dont cette parcimonie est utilisée. Par conséquent, FEA NX pas fournit uniquement le solveur direct pour les matrices denses générales qui n'utilisent pas la matrice creuse, mais fournit également le solveur multi-frontal, qui utilise de manière appropriée la matrice clairsemée pour réduire considérablement la capacité de mémoire et montant de calcul.

Le solveur multi-frontal nécessite la réorganisation des DOF pour minimiser la capacité de mémoire et le calcul quantité en utilisant la matrice creuse, et la décomposition de la matrice est effectuée en séparant la matrice en plusieurs fronts selon ces informations réorganisées. La figure suivante affiche l'ordre de calcul effectif d'un maillage rectangulaire généré par réorganisation DOF. L'algorithme utilisé pour implémenter la réorganisation DOF est une bisection, et la substitution vers l'avant est effectuée dans le même ordre que la décomposition de la matrice tandis que vers l'arrière la substitution se fait dans l'ordre inverse (figure II.13).

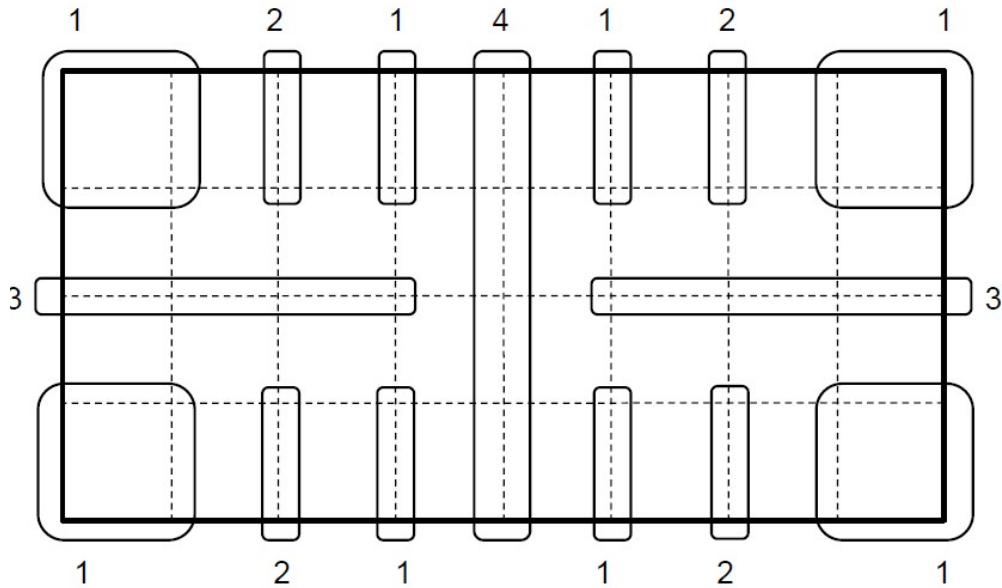


Figure II.17 Ordre de décomposition de la matrice du solveur multi-frontal

Le solveur itératif est une méthode de réduction de l'erreur de la solution approchée par des calculs itératifs et il est donc très important de réduire l'erreur de convergence en utilisant seulement un petit nombre de calculs. Généralement, le nombre de calculs itératifs est déterminé par la méthode de pré-conditionnement. FEA NX utilise les méthodes SA (agrégation lissée) AMG (algébrique multi-grille) 1 qui sont des méthodes de pré-conditionnement connues pour être stables, quelle que soit la forme de l'élément. Le nombre de calculs de la méthode AMG n'est pas grandement affecté par le nombre de DOF car elle utilise une multi-grille, et cette méthode affiche une convergence stable lorsqu'elle est utilisée sur des éléments qui ont des DOF nodaux de déplacement et de rotation tels que les éléments de coque. La multi-grille est composée automatiquement pour le solveur itératif à l'aide de la méthode AMG, et cela est créé par les DOF représentatifs de l'ensemble de nœuds adjacent et de chaque ensemble de nœuds. Un exemple de jeu de nœuds est présenté figure II.14.

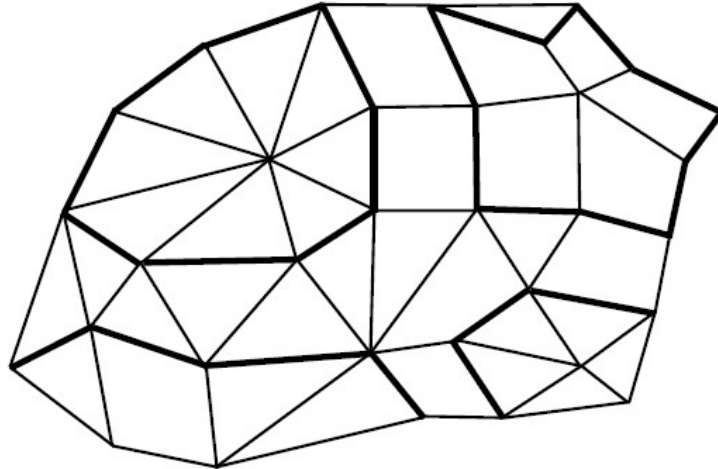


Figure II.18 Exemple de jeu de nœuds pour la composition multi-grille

Comme expliqué ci-dessus, les performances du solveur direct et du solveur itératif diffèrent selon la taille du problème et FEA NX fournit une fonction de sélection automatique pour déterminer le solveur. Lors de l'utilisation de la fonction de coupe automatique, le solveur direct utilisant la matrice dense est sélectionné pour les problèmes de petite taille, le solveur multi-frontal est sélectionné pour les problèmes de taille moyenne et le solveur itératif AMG est sélectionné pour les problèmes de grande taille.

II-3-2 Extraction des valeurs propres

L'extraction des valeurs propres est un algorithme fondamental de l'analyse en mode normal, et l'extraction des valeurs propres les problèmes dans l'analyse en mode normal ont la forme suivante :

$$\mathbf{K}\phi_i - \lambda_i \mathbf{B}\phi_i = 0 \text{ (no summation)} \quad (\text{II.3.9})$$

K: *Stiffness matrix*

D: *Mass matrix (M) when performing normal mode analysis*

La méthode d'extraction des valeurs propres dans FEA NX est couplée et change avec le solveur d'équations simultanées. Le rééchantillonnage de Lanczos est utilisé pour le solveur multi-frontal (la valeur par défaut de l'équation simultanée solveur), et l'extraction de valeurs

propres ou le solveur direct utilisant la matrice dense est utilisé pour le solveur de matrice dense. Chaque méthode a les caractéristiques suivantes.

- Rééchantillonnage Lanczos

- ▶ Convient aux problèmes de grande taille.
- ▶ La valeur propre pouvant être omise, il est recommandé d'utiliser l'option de contrôle de séquence Sturm.

- Solveur direct utilisant la matrice dense

- ▶ Les performances peuvent soudainement diminuer lorsque le nombre de DOF est d'environ $3 \cdot 10^3$ et donc, il convient pour modèles d'essai à petite échelle.
- ▶ La valeur propre n'est pas omise.

- Rééchantillonnage de Lanczos

- ▶ Convient aux problèmes de grande taille.
- ▶ La valeur propre pouvant être omise, il est recommandé d'utiliser l'option de contrôle de séquence Sturm.

- Solveur direct utilisant la matrice dense

- ▶ Les performances peuvent soudainement diminuer lorsque le nombre de DOF est d'environ 10^3 et donc, il convient pour modèles d'essai à petite échelle.
- ▶ La valeur propre n'est pas omise.

Le rééchantillonnage de Lanczos est une méthode pour trouver la valeur propre approximative à l'aide de la matrice tridiagonale qui apparaît lors de la génération du sous-espace de Krylov $\text{span}(V_1, V_2, \dots, V_k)$ [61]. Pour un calcul efficace des valeurs propres, le bloc matrice tridiagonale peut être utilisée, et parce que la taille de la matrice tridiagonale [62] est maintenue similaire au nombre de valeurs propres, la vitesse de calcul est très rapide et convient aux problèmes à grande échelle. Cependant, Une omission de valeur propre peut se produire et, par conséquent, il est utile d'utiliser l'option de vérification. Le solveur direct utilisant la matrice dense passe par la décomposition de la matrice de rigidité, matrice tridiagonale processus de génération et de calcul des valeurs propres. La génération de la matrice tridiagonale et le calcul des valeurs propres sont effectués pour la matrice entière et

aucune omission de valeurs propres ne se produit. Cependant, il n'est pas approprié pour résoudre des problèmes de grande taille.

Pour l'analyse en mode normal, le nombre de valeurs propres et sa plage prennent en compte le facteur de participation modale (équation II.3.12) ou masse effective modale (équation II.3.13), ou peut être déterminée par référence à la fréquence région d'intérêt. Si le nombre et la plage de valeurs propres sont déterminés, ils peuvent être définis à l'aide des entrées définies dans le tableau II.1.

Tableau II.1 Définition du nombre et de la plage de valeurs propres

Variable setting (v_1, v_2, N input or not input)	Eigenvalue range	Number of eigenvalues
v_1, v_2, N	$v_1 < v_2 < N$	Maximum N
$v_1, \text{not input}, N$	$v_1 < v$	Maximum N
$\text{not input}, v_2, N$	$v < v_2$	Maximum N
$\text{not input}, \text{not input}, N$	$-\infty < v < \infty$	Maximum N
$v_1, v_2, \text{not input}$	$v_1 < v < v_2$	All eigenvalues
$v_1, \text{not input}, \text{not input}$	$v_1 < v$	All eigenvalues
$\text{not input}, v_2, \text{not input}$	$v < v_2$	All eigenvalues
$\text{not input}, \text{not input}, \text{not input}$	$-\infty < v < \infty$	All eigenvalues

The v_1, v_2 inputs above are the frequency (Hz) in normal mode analysis.

Les vecteurs propres, qui sont les résultats du problème des valeurs propres, satisfont l'équation (suivante), même si sa taille change.

$$\alpha(\mathbf{K}\phi_i - \lambda_j \mathbf{B}\phi_j) = \mathbf{K}\phi_i - \lambda_i \mathbf{B}\phi_i = 0 \quad (\text{II.3.10})$$

$$\varphi_i = \alpha\phi_i \quad (\text{II.3.11})$$

Par conséquent, une méthode est nécessaire pour exprimer la taille de la valeur propre calculée de manière cohérente. FEA NX applique le processus de normalisation des vecteurs propres de sorte que l'équation suivante soit satisfaite, en fonction du type d'analyse.

$$\phi_i^T \mathbf{M}\phi_i = 1 \quad (\text{II.3.11})$$

L'algorithme de calcul des valeurs propres n'est qu'une solution approximative, même lorsque le solveur direct pour la dense matrice est utilisé et sa précision ne peut être garantie. Par conséquent, FEA NX sélectionne les valeurs suivantes comme résultats du calcul de la valeur propre pour vérifier l'exactitude de la valeur propre et du vecteur propre calculés (Tableau II.2).

Result article	Calculation
Generalised mass	$b_i - \phi_i^T \mathbf{B} \phi_i$
Generalised stiffness	$k_i - \phi_i^T \mathbf{K} \phi_i$
Orthogonality loss	$\delta_i = \max \left(\frac{\phi_{i-l}^T \mathbf{K} \phi_i}{k_i}, \frac{\phi_{i-l}^T \mathbf{B} \phi_i}{b_i} \right)$
Error measure	$e_i = \frac{\ \mathbf{K} \phi_i - \lambda_i \mathbf{B} \phi_i\ }{\ \mathbf{K} \phi_i\ }$

Tableau II.2 Résultats de calcul hors valeur propre et vecteur propre

II-3-3 Superposition effective de masse et de mode

Après avoir calculé la fréquence naturelle, la période naturelle et la forme du mode à l'aide de l'analyse de mode, ceux-ci peuvent être utilisés pour calculer des informations utiles telles que la masse effective modale ou le facteur de participation modale. Le $i^{\text{ème}}$ modal le facteur de participation est exprimé par $\alpha \Gamma$ et peut être calculé comme suit :

$$\Gamma_{i\alpha} = \frac{1}{m_i} \phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{T}_\alpha, \alpha = 1, 2, 3, 4, 5, 6 \quad (\text{no summation}) \quad (\text{II.3.12})$$

$$m_i = \phi_i^T \mathbf{M} \phi_i \quad (\text{generalized mass}) \quad (\text{II.3.13})$$

Ici, α^T est la matrice qui représente la taille du comportement de rigidité directionnelle et elle est définie pour chaque nœud pour avoir la propriété suivante :

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z - z_0 & y_0 - y \\ 0 & 1 & 0 & z_0 - z & 0 & x - x_0 \\ 0 & 0 & 1 & y - y_0 & x_0 - x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \\ e_5 \\ e_6 \end{Bmatrix}, e_\beta = \delta_{\alpha\beta}$$

x, y, z représentent le centre de rotation.FEA NX le définit comme un nœud arbitraire ou le centre de gravité pour l'ensemble maquette. La masse effective modale est également définie pour chaque direction et peut être simplement calculée à l'aide du modal facteur de participation comme suit :

$$m_{i\alpha}^{eff} = (\Gamma_{i\alpha})^2 m_i \quad (\text{II.3.14})$$

L'ajout de la masse effective pour tous les modes est identique à la masse de l'ensemble du modèle, à l'exclusion des nœuds qui ont assigné des conditions de contrainte.

La méthode de superposition de mode peut être appliquée à l'analyse de réponse dynamique. La superposition de mode utilise le mode propre trouvé à partir de l'analyse des valeurs propres (au lieu de résoudre directement l'équation d'équilibre dynamique linéaire) pour résoudre l'équation d'équilibre en mode réduit de taille comme indiqué ci-dessous :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (\text{II.3.15})$$

Le déplacement du système de coordonnées spatiales $\mathbf{u}(t)$ peut être exprimé comme une combinaison de la modale déplacement $\xi(t)$ en utilisant la forme de mode propre Φ comme suit :

$$\mathbf{u}(t) = \Phi \xi(t), \Phi = [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \dots \quad \phi_N] \quad (\text{II.3.16})$$

En utilisant cela, l'équation d'équilibre dynamique (II.3.15) peut être exprimée dans le système de coordonnées modal comme suit :

$$[\Phi^T \mathbf{M} \Phi] \ddot{\xi}(t) + [\Phi^T \mathbf{C} \Phi] \dot{\xi}(t) + [\Phi^T \mathbf{K} \Phi] \xi(t) = \Phi^T \mathbf{f}(t) \quad (\text{II.3.17})$$

Généralement, lorsque la superposition de mode est appliquée, les modes d'ordre élevé sont exclus et seulement d'ordre inférieur partiel les modes sont utilisés pour composer la forme en mode propre Φ et donc, l'équation (II.3.17) est une approximation de l'équation (II.3.15).Par conséquent, si un nombre insuffisant de modes propres est inclus dans le calcul pour exprimer le réel déplacement physique, la précision des résultats calculés peut chuter considérablement. L'équation d'équilibre de mode (II.3.18) est exprimée indépendamment pour chaque mode lorsque l'amortissement modal la matrice $\Phi^T \mathbf{C} \Phi$ est '0', comme indiqué ci-dessous :

$$m_i \ddot{\xi}_i(t) + k_i \xi_i(t) = p_i(t) \quad (\text{II.3.18})$$

m_i : *i* th modal mass

p_i : *i* th modal load

k_i : *i* th modal stiffness

ξ_i : *i* th modal displacement

La valeur d'amortissement modal peut être entrée différemment selon la fréquence et dans ce cas, la valeur modale la valeur d'amortissement est ajoutée à la matrice d'amortissement modal $T \Phi C \Phi$, qui est composée d'autres amortissements généraux valeurs telles que l'amortissement proportionnel à la masse, l'amortissement proportionnel à la rigidité, etc. l'équation d'équilibre modal est possible lorsque la matrice d'amortissement modal $T \Phi C \Phi$ est une matrice diagonale, et ce est applicable lorsque le coefficient d'amortissement proportionnel et l'amortissement structurel sont constants pour chaque élément et lorsque les éléments amortisseurs (ressort, amortisseur) n'existent pas. Sinon, le couplage entre les équations d'équilibre de chaque mode, en raison du terme d'amortissement modal non diagonalisé, doit être pris en compte.

II-3-4 Réponse dynamique

II-3-4-1 Intégration du temps

Intégration directe implicite

FEA NX utilise la méthode α (HHT- α) [63] suggérée par Hilber, Hughes, Taylor pour l'intégration directe implicite. La méthode HHT- α est une forme générale de la méthode Newmark [64] et a un effet d'amortissement numérique contrôlable. En utilisant cela, le bruit haut fréquence peut être contrôlé et il à une précision de 2 ordres pour les pas de temps, tout comme le Méthode Newmark. La méthode HHT- α utilise l'équation d'équilibre dynamique modifiée suivante:

$$[\mathbf{Cv}^{n+1} + \mathbf{f}^{int,n+1} - \mathbf{f}^{ext,n+1}] \quad (\text{II.3.19})$$

Ici, $n+1$ a et $n+1$ v représentent chacun le vecteur accélération et vitesse du $n+1$ ème pas de temps et $[1 \ 3,0] H \alpha \in -$ est le coefficient qui détermine l'effet d'amortissement numérique. Lors de l'examen des effets des déformations non mécaniques, telles que la dilatation thermique du matériau, et les forces internes dues aux contraintes in situ et la pression interstitielle, les forces internes de l'analyse linéaire peuvent être exprimées comme l'équation suivante comprenant le produit de la matrice de rigidité et du DOF.

$$\mathbf{f}^{int,n+1} = \mathbf{K}\mathbf{u}^{n+1} - \mathbf{f}^{nonmech,n+1} + \mathbf{f}^{int,0} \quad (\text{II.3.20})$$

En introduisant l'équation de pas de temps de la méthode Newmark, la vitesse, le déplacement et l'accélération aux pas de temps n , $n+1$ peuvent être exprimés en utilisant la relation suivante :

$$\begin{aligned} \mathbf{v}^{n+1} &= \mathbf{v}^n + \Delta t[\gamma\mathbf{a}^{n+1} + (1-\gamma)\mathbf{a}^n] \\ \mathbf{u}^{n+1} &= \mathbf{u}^n + \Delta t\mathbf{v}^n + \frac{1}{2}\Delta t^2[2\beta\mathbf{a}^{n+1} + (1-2\beta)\mathbf{a}^n] \end{aligned} \quad (\text{II.3.21})$$

En recomposant les équations précédentes, l'équation simultanée suivante avec le déplacement au temps $n+1$ en tant que variable peut être obtenue comme suit :

$$\begin{aligned} \mathbf{K}^{eff}\mathbf{u}_{n+1} &= \mathbf{f}^{eff} \\ \mathbf{K}^{eff} &= \frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{M} + \frac{(1+\alpha_H)\gamma}{\beta\Delta t}\mathbf{C} + (1+\alpha_H)\mathbf{K}, \\ \mathbf{f}^{eff} &= \mathbf{f}^{int,0} + (1+\alpha_H)[\mathbf{f}^{ext,n+1} + \mathbf{f}^{nonmech,n+1}] \\ &\quad - \alpha_H[\mathbf{f}^{ext,n} + \mathbf{f}^{nonmech,n}] \\ &\quad + \mathbf{M}\left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{u}^n + \frac{1}{\beta\Delta t}\mathbf{v}^n + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\mathbf{a}^n\right] \\ &\quad + \mathbf{C}\left[\frac{(1+\alpha_H)\gamma}{\beta\Delta t}\mathbf{u}^n + \left\{\frac{(1+\alpha_H)\gamma}{\beta} - 1\right\}\mathbf{v}^n\right. \\ &\quad \left.+ \Delta t(1+\alpha_H)\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\mathbf{a}^n\right] + \alpha_H\mathbf{K}\mathbf{u}^n \end{aligned} \quad (\text{II.3.22})$$

Le côté droit \mathbf{f}^{eff} de l'équation précédente est déterminé par la force interne et le déplacement, la vitesse et l'accélération calculés au pas de temps n . Lorsque le côté droit est déterminé, le vecteur de déplacement $n+1$ \mathbf{u} en $n+1$ peut être calculé en utilisant le solveur d'équations simultanées expliqué dans la section ci-dessus. La vitesse et l'accélération à $n+1$ peuvent être obtenues en substituant ce déplacement calculé dans l'équation du pas de temps de Newmark

La réponse transitoire de la structure peut être calculée par l'intégration temporelle qui répète les processus décrits ci-dessus.

La matrice de rigidité effective (\mathbf{K}^{eff}) dans le côté gauche de l'équation précédente réutilise la matrice une fois décomposée lorsque le pas de temps est maintenu constant, permettant une analyse efficace en ne répétant que le processus de substitution avant-arrière. L'intégration temporelle HHT- α a une stabilité inconditionnelle lorsque $(1 - 2\gamma) / 2 \leq \alpha \leq 1$, $2(1 - \gamma) / 4 \leq \beta \leq -\alpha$ et lorsque $0 \leq \alpha \leq 1$. Il est spécialisé dans la méthode Newmark qui utilise l'accélération moyenne. FEA NX utilise une valeur par défaut de $\alpha_H = -0.05$.

Effet d'amortissement

FEA NX considère deux types d'amortissement : l'amortissement proportionnel à la masse et l'amortissement proportionnel à la rigidité. Il existe également un amortissement de mode, qui n'est appliqué que pour la superposition de modes.

Les effets d'amortissement dans l'analyse chronologique linéaire sont appliqués à la matrice d'amortissement \mathbf{C} sous la forme suivante :

$$\mathbf{C} = \alpha_j^e \mathbf{M}_j^e + \beta_j^e \mathbf{K}_j^e + \mathbf{B} \quad (\text{II.3.23})$$

α_j^e : Mass proportional damping coefficient for j th element

β_j^e : Stiffness proportional damping coefficient for j th element

\mathbf{M}_j^e : Mass matrix of j^{th} element

\mathbf{K}_j^e : Stiffness matrix of j^{th} element

\mathbf{B} : Damping matrix due to damping element (damper)

Application de la superposition de mode

Pour utiliser l'intégration temporelle en utilisant la superposition de mode, la masse dans l'équation d'équilibre de mode est mise à '1' et réécrite comme suit :

$$\ddot{\xi}_i(t) + \bar{C}_{ij} \dot{\xi}_j(t) + \omega_i^2 \xi_i(t) = p_i(t) = p_i(t - \Delta t) + \frac{\Delta p_i}{\Delta t} t \quad (\text{II.3.24})$$

$$\bar{C}_{ij} = [\bar{C}]_{ij} = [\Phi^T \mathbf{C} \Phi]_{ij}$$

L'intégration temporelle par superposition de modes peut être classée en deux types, en fonction de l'état ductile de la matrice d'amortissement de mode C_{ij} :

- Système couplé : Si la ductilité n'est pas supprimée de la matrice d'amortissement de mode, la ductilité entre les modes doit être prise en compte et l'analyse modale ne peut pas être effectuée indépendamment. Dans ce cas, FEA NX sépare la matrice d'amortissement de mode en la composante diagonale suivante (C_{diag}) et la composante hors diagonale (C_{off}) et traite la force d'amortissement de la composante hors diagonale comme une force externe pour l'analyse.

$$\begin{bmatrix} \xi_i^{n+1} \\ \dot{\xi}_i^{n+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11}^i & a_{12}^i \\ a_{21}^i & a_{22}^i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi_i^n \\ \dot{\xi}_i^n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} b_{11}^i & b_{12}^i \\ b_{21}^i & b_{22}^i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} p_i^n \\ p_i^{n+1} \end{bmatrix} \quad (\text{II.3.25})$$

- Système couplé : Si la ductilité n'est pas supprimée de la matrice d'amortissement de mode, la ductilité entre les modes doit être prise en compte et l'analyse modale ne peut pas être effectuée indépendamment. Dans ce cas, FEA NX sépare la matrice d'amortissement de mode en la composante diagonale suivante (C_{diag}) et la composante hors diagonale (C_{off}) et traite la force d'amortissement de la composante hors diagonale comme une force externe pour l'analyse.

$$\bar{\mathbf{C}} = \bar{\mathbf{C}}_{diag} + \bar{\mathbf{C}}_{off} \quad (\text{II.3.26})$$

Dans ce cas, tous les déplacements sont indépendants et la vitesse de mode est adoucie pour composer l'équation simultanée suivante. Si le pas de temps est fixe, il peut être résolu sans composition de matrice supplémentaire, tout comme l'intégration directe du temps.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{B}_{12} \bar{\mathbf{C}}_{off}^T \\ 0 & \mathbf{I} + \mathbf{B}_{22} \bar{\mathbf{C}}_{off}^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi^{n+1} \\ \dot{\xi}^{n+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{A}_{11} & \mathbf{A}_{12} \\ \mathbf{A}_{21} & \mathbf{A}_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi^n \\ \dot{\xi}^n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{B}_{11} & \mathbf{B}_{12} \\ \mathbf{B}_{21} & \mathbf{B}_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{p}^n - \bar{\mathbf{C}}_{off}^T \dot{\xi}^n \\ \mathbf{p}^{n+1} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{A}_{\alpha\beta} = \text{diag}(a_{\alpha\beta}^i), \quad \mathbf{B}_{\alpha\beta} = \text{diag}(b_{\alpha\beta}^i) \quad (\text{II.3.27})$$

Condition initiale de superposition de mode

Lorsque le déplacement initial et la vitesse initiale sont donnés, le déplacement initial 0 je ξ et vitesse initiale 0 je $\dot{\xi}$ dans le Le système de coordonnées modales est défini comme suit. L'utilisation de tous les modes donne une équation, et l'utilisation de modes partiels donne une relation approximative.

$$\xi_i^0 = \frac{1}{m_i} \phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{u}_0$$

$$\xi_i^0 = \frac{1}{m_i} \phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{v}_0 \quad (\text{II.3.29})$$

ϕ_i : *i* th eigenmode shape

\mathbf{u}_0 : Initial displacement

\mathbf{v}_0 : Initial velocity

II-3-4-2 Fréquence de réponse

L'analyse de la réponse en fréquence calcule la réponse structurelle sous une charge vibrant à une fréquence uniforme. Toutes les charges dans l'analyse de la réponse en fréquence sont définies dans le domaine fréquentiel et exprimées en fonction de la fréquence d'excitation. En d'autres termes, la charge dans l'analyse de la réponse en fréquence peut être exprimée en utilisant la fonction harmonique complexe suivante lorsque la fréquence d'excitation angulaire est ω .

$$\mathbf{f}(t) = \mathbf{f}(\omega) e^{i\omega t} \quad (\text{II.3.30})$$

La réponse peut également être exprimée sous la même forme.

$$\mathbf{u}(t) = \mathbf{u}(\omega) e^{i\omega t} \quad (\text{II.3.31})$$

En utilisant cela, l'équation du mouvement est exprimée sous la forme suivante:

$$[-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K}] \mathbf{u}(\omega) = \mathbf{f}(\omega) \quad (\text{II.3.32})$$

Ici, la charge et le déplacement sont exprimés sous forme de nombres complexes. Lors de l'expression de la valeur complexe en utilisant l'amplitude / l'angle de phase, l'amplitude représente la charge ou le déplacement maximum pendant la période de vibration et l'angle de phase est la position (angle) à laquelle cette valeur maximum se produit.

De l'autre main, lors de l'expression de la valeur complexe à l'aide d'un composant réel / composant imaginaire, le composant réel est l'amplitude de la charge ou du déplacement au

point de départ de la période de vibration et la composante imaginaire est la charge ou le déplacement après 1/4 de période ($\pi / 2$).

Par conséquent, la composante imaginaire change avec la période de vibration. La relation entre l'amplitude / l'angle de phase et la composante réelle / la composante imaginaire est la suivante :

$$u = \sqrt{u_r^2 + u_i^2} \quad : \textit{Magnitude} \quad (\text{II.3.33})$$

$$\theta = \tan^{-1}(u_i / u_r) \quad : \textit{Phase angle}$$

$$u_r = u \cos \theta \quad : \textit{Real component}$$

$$u_i = u \sin \theta \quad : \textit{Imaginary component}$$

II-3-4-3 Spectre de réponse

Analyse directe de la réponse en fréquence

Lors de l'utilisation du solveur direct pour l'analyse directe de la réponse en fréquence, résolution de l'équation simultanée (II.3.32) donne la réponse en fréquence $u(\omega)$. S'il n'y a pas d'amortissement, l'équation (II.3.32) est un nombre réel simultanée équation. Mais s'il y a amortissement, c'est une équation simultanée de nombres complexes. La solution peut être trouvée avec précision en utilisant la méthode directe, mais le calcul est très inefficace pour les gros problèmes ou lorsque les fréquences existent parce que l'équation simultanée doit être recomposée et résolue pour chaque fréquence.

L'analyse du spectre de réponse est une méthode d'évaluation de la réponse structurelle due au mouvement de base (uniforme secousse des nœuds confinés par la condition aux limites), en particulier les tremblements de terre, et est le plus généralisé méthode de conception sismique. Cette méthode suppose une réponse système linéaire et n'évalue que le maximum réponse. Par conséquent, l'analyse utilisant l'intégration du temps est appropriée pour les problèmes qui ont une non-linéarité dominante ou lorsque les résultats considérant la simultanéité d'un pas de temps particulier sont importants. La réponse maximale est évaluée comme une combinaison de modes, qui reflète le taux de participation au mode sur le réponse modale correspondant à la fonction de spectre prédéfinie.

Ici, car la simultanéité du modal la réponse maximale n'est pas prise en compte et la réponse elle-même est calculée comme une combinaison, la réponse les résultats de l'analyse spectrale peuvent être considérés comme une solution approximative pour l'intégration temporelle.

Par conséquent, si le spectre fonction est défini pour une accélération particulière ou une onde sismique particulière, le résultat de l'analyse du spectre de réponse obtient une valeur maximale approximative du résultat de l'analyse de réponse transitoire linéaire pour l'accélération d'entrée. Cependant, les résultats de l'analyse pour la conception sismique sont plus généralement obtenus en utilisant la réponse de conception spectre, fabriqué à partir des ondes sismiques historiques statistiques dans une région ou un pays particulier.

Réponse spectrale modale

L'équation d'équilibre statique pour l'analyse du spectre de réponse est représentée dans l'équation (II.3.17), et la réponse modale maximale peut être exprimée en utilisant les données du spectre comme suit :

$$\begin{aligned}\xi_i^{max} &= \max[\xi_i(t)] = \Gamma_i S_D(\omega_i, \xi_i) \\ \dot{\xi}_i^{max} &= \max[\dot{\xi}_i(t)] = \Gamma_i S_V(\omega_i, \xi_i) \\ \ddot{\xi}_i^{max} &= \max[\ddot{\xi}_i(t)] = \Gamma_i S_A(\omega_i, \xi_i)\end{aligned}\tag{II.3.34}$$

$S_D(\omega_i, \xi_i)$: Displacement spectrum data

$S_V(\omega_i, \xi_i)$: Velocity spectrum data

$S_A(\omega_i, \xi_i)$: Acceleration spectrum data

Γ_i : Participation factor of the i^{th} mode

La substitution de l'équation (II.3.34) dans l'équation (II.3.16) peut exprimer la contribution du déplacement modal maximal, de la vitesse et de l'accélération sous la forme d'une équation de données spectrales.

$$\begin{aligned}u_i^{max} &= \phi_i \Gamma_i S_D(\omega_i, \xi_i) = \phi_i \Gamma_i S_A(\omega_i, \xi_i) / \omega_i^2 \\ v_i^{max} &= \phi_i \Gamma_i S_V(\omega_i, \xi_i) = \phi_i \Gamma_i S_A(\omega_i, \xi_i) / \omega_i \\ a_i^{max} &= \phi_i \Gamma_i S_A(\omega_i, \xi_i)\end{aligned}\tag{II.3.35}$$

Un point dans les données de spectre est défini comme la valeur de réponse modale maximale absolue de la période naturelle (fréquence naturelle), et les effets du rapport d'amortissement modal sont inclus. Étant donné que la réponse maximale de chaque période est très diversifiée pour le spectre de réponse d'un historique d'accélération particulier, elle est exprimée en tant que très forme graphique complexe. Cependant, pour le spectre de réponse de conception, une simple combinaison de lignes en échelle logarithmique comme le montre la figure II.15.

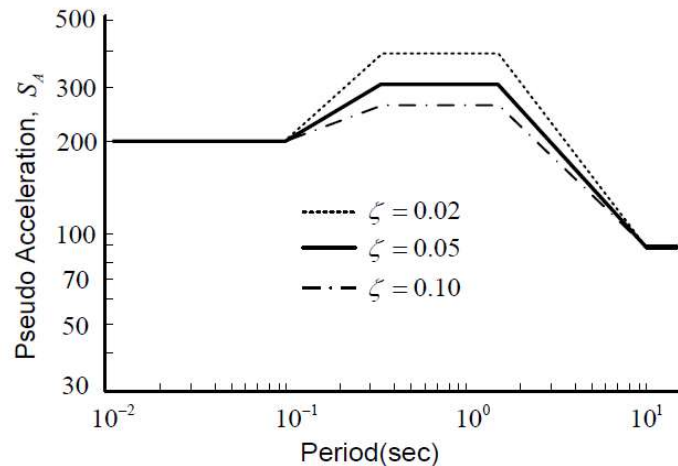


Figure II.19 Exemple de spectre de réponse d'accélération

Correction des données spectrales

Les données de spectre sont une forme de fonction pour la fréquence naturelle et le rapport d'amortissement modal. Cependant, comme l'utilisateur ne peut pas connaître la fréquence avant l'analyse, les données du spectre sont définies comme un tableau avec un intervalle constant. Par conséquent, l'interpolation est utilisée lors de la lecture de la valeur spectrale de la fréquence ou de la période applicable de la structure et l'interpolation linéaire sur une échelle logarithmique, qui exprime la réponse spectrale pour le changement de période naturelle, est le plus généralement utilisée. Lors de la saisie des données spectrales pour plusieurs rapports d'amortissement, l'interpolation linéaire sur une échelle logarithmique est effectuée de la même manière pour le rapport d'amortissement modal structurel.

Cependant, lorsque les données de spectre sont disponibles pour un seul rapport d'amortissement, il n'y a pas de données pour l'interpolation et une méthode d'interpolation spéciale est nécessaire pour ce rapport d'amortissement unique. Les spécifications japonaises pour les ponts routiers (2002)(figure II.16) suggèrent le facteur de correction suivant pour le rapport d'amortissement:

$$C_D(\zeta) = \frac{1.5}{40\zeta + 1} + 0.5 \quad (\text{II.3.36})$$

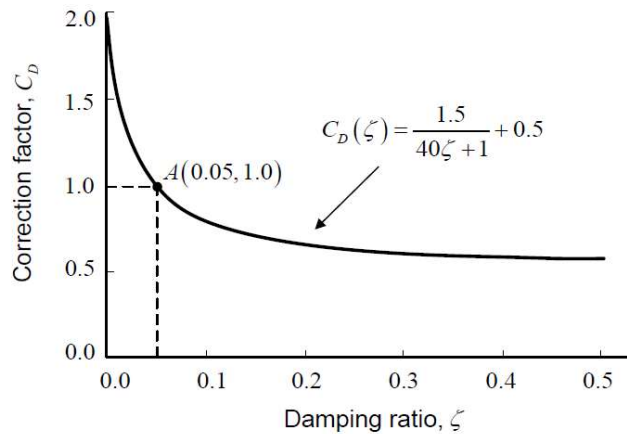


Figure II.20 Facteur de correction pour le rapport d'amortissement

Lorsque le rapport d'amortissement est «0,05», $C_D = 1$ (point A) et l'équation (II.3.36) indique le facteur de correction lorsque le rapport d'amortissement des données spectrales est «0,05». Par conséquent, lorsque le rapport d'amortissement (spectre ζ) des données spectrales n'est pas «0,05», le rapport des facteurs de correction correspondant à chaque amortissement est appliqué comme facteur de correction d'amortissement final, comme indiqué dans l'équation suivante.

$$\bar{R}_i^{max} = \frac{C_D(\xi_i)}{C_D(\xi_{spectrum})} R_i^{max} \quad (\text{II.3.37})$$

II-4 Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu de façons assez exhaustive définir la fonctionnalité de notre logiciel de modélisation que nous allons utiliser pour la modélisation de notre ouvrage à savoir le barrage de Boussiaba.

Un accent a été mis sur la partie algorithmique du code du calcul afin de dégager une vision tranché sur les culpabilités de calculs.

Chapitre III :

Présentation du Barrage Etudié

Chapitre III : Présentation du Barrage Etudié

III-1 Introduction

A travers ce présent chapitre nous allons définir les données de bases nécessaires pour la bonne compréhension de notre cas d'étude à savoir le barrage de Boussiab pour une bonne maîtrise de la modélisation ultérieurement.

III-2 Présentation général et positionnement géographique

Le barrage de Boussiaba se situe dans les wilayas de Jijel et Constantine. La figure 1.1 ci-après situe le projet dans son environnement régional.

Le but des ouvrages, objet du présent rapport d'APD, est d'utiliser les ressources naturelles de l'Oued BOUSSIABA pour satisfaire les besoins en eau potable de la région d'EL MILIA et compléter les apports dans la retenue de BENI HAROUN, dans le cadre de l'alimentation en eau potable et en eau d'irrigation du Constantinois et des Aurès.

Le barrage de BOUSSIABA est situé sur l'oued de même nom, à une distance à vol d'oiseau d'environ 7 km au nord-est de la ville de El Milia. L'oued Boussiaba est un affluent rive droite de l'oued Kebir. Le site de l'ouvrage se trouve environ 3 km en amont de la confluence entre l'oued Boussiaba et son affluent rive droite, l'oued M'Chat (parfois dénommé sur carte oued Demena di Kouider). L'accès au site se fait depuis El Milia par la route de Wilaya n° 39 qui relie, sur la rive droite de l'oued Boussiaba, El Milia à Collo dans la wilaya de Skikda. Cette route longe la rive droite du site de la cuvette.

La station de pompage qui prélève les eaux dans la retenue de Boussiaba est implantée à quelques 350 m à l'aval du site du barrage, sur la rive droite de l'oued Boussiaba.

La canalisation de transfert se développe, du Nord au Sud, entre la station de pompage et le réservoir de Beni Haroun, en contournant par l'Est la ville d'El Milia puis en empruntant la vallée de l'oued Kebir.



Figure 21 Situation géographique du barrage de Boussiaba

III-3 CLIMATOLOGIE – HYDROLOGIE

III-3-1 CLIMATOLOGIE

III-3-1-1 TEMPERATURE DE L’AIR

L’analyse des températures a été effectuée à partir de quatre stations climatiques de référence, situées les plus proches du site de Boussiaba: celles de Jijel, Skikda, El Milia et TiziOuzou.

Tableau 3 Températures mensuelles en degrés Celsius[71]

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Moyenne T.Ouzou	10	11	13	15	19	23	27	28	25	20	14	10
Moyenne El Milia	11	12	14	16	19	22	25	26	24	20	16	13
Max El Milia	15	16	18	21	24	28	31	32	29	25	20	16
Min El Milia	7	8	9	11	14	17	19	20	19	15	11	9
Moyenne Jijel	12	13	14	15	18	22	24	26	24	21	17	14
Moyenne Skikda	12	13	14	15	18	21	24	25	23	20	16	13
Max Skikda	16	16	17	19	22	25	28	29	27	24	20	17
Min Skikda	8	8	9	11	14	17	20	21	19	16	12	9

La température annuelle moyenne est de 18°C aux quatre stations.

III-3-1-2HUMIDITE DE L’AIR

L’humidité moyenne sur l’année est de 67% à TiziOuzou contre 79% à Skikda et 74% à Jijel. Elle vaut probablement 70% dans la zone du barrage.

L’humidité mensuelle varie très peu d’un mois sur l’autre autour de la valeur annuelle.

L’hygrométrie peut descendre au-dessous de 15% les jours de sirocco et atteint les 100% les jours de brouillard.

III-3-1-3ENSOLEILLEMENT

Les données d’ensoleillement sont déduites des observations 1967/95 relevées à Skikda.

Tableau 4 Insolation et radiation mensuelle à Skikda [71]

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Ensoleillement (h/jour)	5.8	6.3	7.3	8.1	9.3	10.5	11.4	10.6	8.9	7.3	6.2	5.2
Insolation (% de durée astronomique.)	46	54	61	60	69	73	84	81	76	61	50	46
Radiation totale cal/cm ² /jour	175	253	360	435	535	580	627	559	454	307	204	162

L'insolation moyenne est de 62% de la durée astronomique. L'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 387 calories par centimètre carré (soit une puissance de 187 watts par mètre carré).

III-3-1-4VENT

Les vents dominants sur la côte sont de secteur Nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est proche de 2 m/s (Skikda), sans grande variation d'un mois sur l'autre. Au site du barrage, protégé du Nord par la chaîne côtière, la seule direction possible est celle du couloir : secteur Ouest ou secteur Est, et la vitesse moyenne n'est que de 1,5 m/s (TiziOuzou).

III-3-1-5PRECIPITATIONS

La pluviométrie mensuelle est calculée à partir des 89 années d'observation à la station d'El Milia. Les résultats de l'analyse spécifique des précipitations conduisent aux valeurs moyennes suivantes caractéristiques de la zone de projet. On peut remarquer que la pluie annuelle sur la retenue est environ 1 200 mm, soit 1,24 fois plus que la pluie annuelle moyenne relevée à El Milia.

Tableau 5Précipitations mensuelles dans la zone d'étude [71]

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	TOTAL
El Milia	152	122	96	80	51	19	4	10	43	98	127	168	968
retenue de Boussiaba	188	151	119	99	63	24	5	12	53	121	157	208	1200

III-3-1-6PERTES PAR EVAPORATION SUR LE PLAN D'EAU

Les pertes par évaporation sur la retenue projetée se calculent par le bilan entre l'évaporation réelle (ETR) du terrain avant inondation et l'évaporation du plan d'eau (ETP) occupant ce même terrain après construction du barrage.

Tableau 6 Pertes par évaporation sur la retenue créée par le barrage [71]

Mois	Pluie (mm) El Milia x 1,24	ETP (mm)	Écoulement = Ea	ETR (bilan d'évaporation)	Perte sur lac (mm)
Sep	53	131	2	53 = P	78
Oct	121	85	10	85 = ETP	0
Nov	157	60	17	60 = ETP	0
Déc	208	30	76	30 = ETP	0
Jan	188	40	80	40 = ETP	0
Fév	151	53	89	53 = ETP	0
Mars	119	88	95	88 = ETP	0
Avr	99	119	57	119 = ETP	0
Mai	63	147	13	147 (le sol s'assèche)	0
Juin	24	171	4	58 (sol vite sec)	113
Juil	5	191	2	5 = P (sol sec)	186
Août	12	175	2	15 = P	160
Année	1200 mm	1290	447 mm	1200 - 447 = 753 mm	537 mm

III-3-2 CLIMATOLOGIE

III-3-2-1 LES APPORTS DE L'OUED BOUSSIABA AU SITE DU BARRAGE

Une tendance à un assèchement durable du climat depuis 1976 a été observée par l'ensemble des stations climatologiques bordant la zone de projet.

Les résultats des apports annuels et mensuels sur 62 ans au site du barrage sont donnés dans les tableaux ci-après, en distinguant la série 1976/2001 (période d'assèchement durable observée) par rapport à la série complète de 62 années.

Tableau 7 Apports annuels moyens au site du barrage [71]

Bassin versant km	Pa mm	Ea mm	Apport Moyen Sur 62 ans	Apport Moyen 1976/2001 hm3	Ea (mm) 1976/2001	Pluie (mm) 1976/2001
379	941	295	111,9	97,8	258,2	875

Tableau 8 Répartition mensuelle des apports moyens au barrage [71]

	Apports 197612001	Apports Sur 62 ans
	en m ³ /s	en m ³ /s
SEP	0,24	0,26
OCT	1,53	1,34
NOV	4,22	4,36
DEC	7,54	7,89
JAN	5,64	6,98
FEV	6,11	7,68
MAR	5,98	7,73
AVR	4,55	4,74
MAI	0,84	1,09
JUIN	0,41	0,40
JUIL	0,26	0,25
AOUT	0,06	0,08
moyenne annuelle	3,12 m³/s	3,57 m³/s

III-3-2-2 DONNEES HYDROLOGIQUES DE L'OUED KEBIR

Le bassin versant de l'oued Kebir s'étend sur 8 000 km² environ (8 710 km² à El Ancer, 8 795 km² à la mer). Les estimations de crue sont les suivantes :

- crue décennale : 4 500 m³/s
- crue centennale : 6 200 m³/s
- crue millennale : 8 400 m³/s
- crue de projet du barrage de Beni Haroun : 11 400 m³/s.

Les grandes crues précédant celle de 1984 datent des 16 avril 1979 (3 600 m³/s à El Ancer), et 29 novembre 1967 (ou 1968) estimée à 5 000 m³/s à El Milia.

Notons que le barrage de Beni Haroun contribue à un effet de laminage des crues.

III-4 TOPOGRAPHIE – GEOLOGIE – GEOTECHNIQUE

III-4-1 TOPOGRAPHIE

Le site du barrage de Boussiaba est couvert du point de vue topographique par la cartetopographique INC à l'échelle 1/25 000e de Ain Kechera. La figure qui suit représente le levé topographique de la zone d'implantation du barrage.

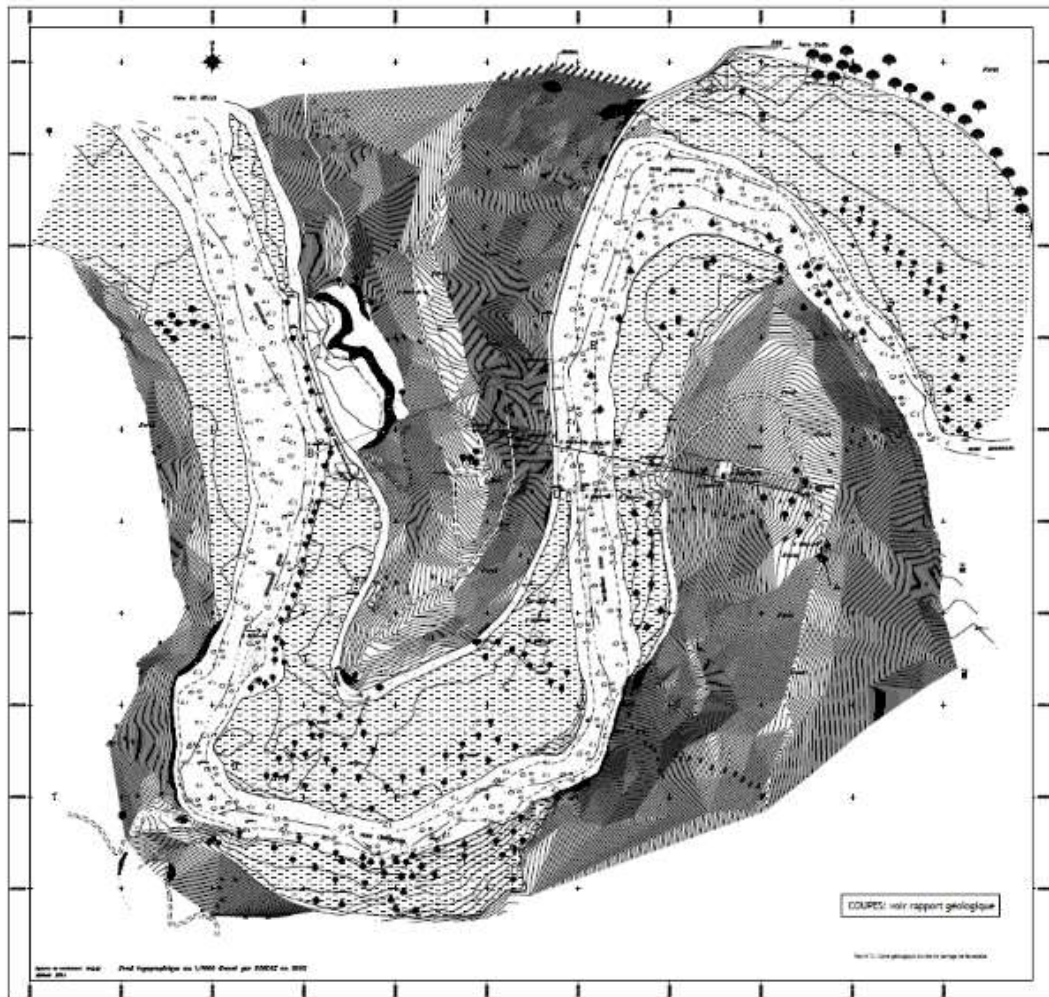


Figure III 22 Levé topographique de la zone du barrage de Boussiaba [71]

III-4-2 CONDITIONS GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

La région du site de Boussiaba est située dans l'extrémité occidentale de la zone cristallophyllienne de la Kabylie de Collo, qui fait intimement partie de la Petite Kabylie, vaste chaîne côtière qui constitue l'Atlas tellien.

La Kabylie de Collo [65] est un massif de roches cristallophylliennes et éruptives, partiellement recouvert par des lambeaux transgressifs de marnes ou de grès nummulitiques (Numidien). En dehors de ce Numidien, les terrains sédimentaires ne sont représentés que par des formations récentes : terrasses, alluvions de toutes natures, « dunes », colluvions, éboulis, etc...

Dans ses grandes lignes, le schéma géologique de la Kabylie de Collo est assez simple :

- au Nord, du granite et un appareil secondaire de gneiss et de serpentines,
- au Sud, des schistes cristallins enrobant une apophyse granitique,
- entre les deux entités, une large bande « ouest – est » de formations éocènes.

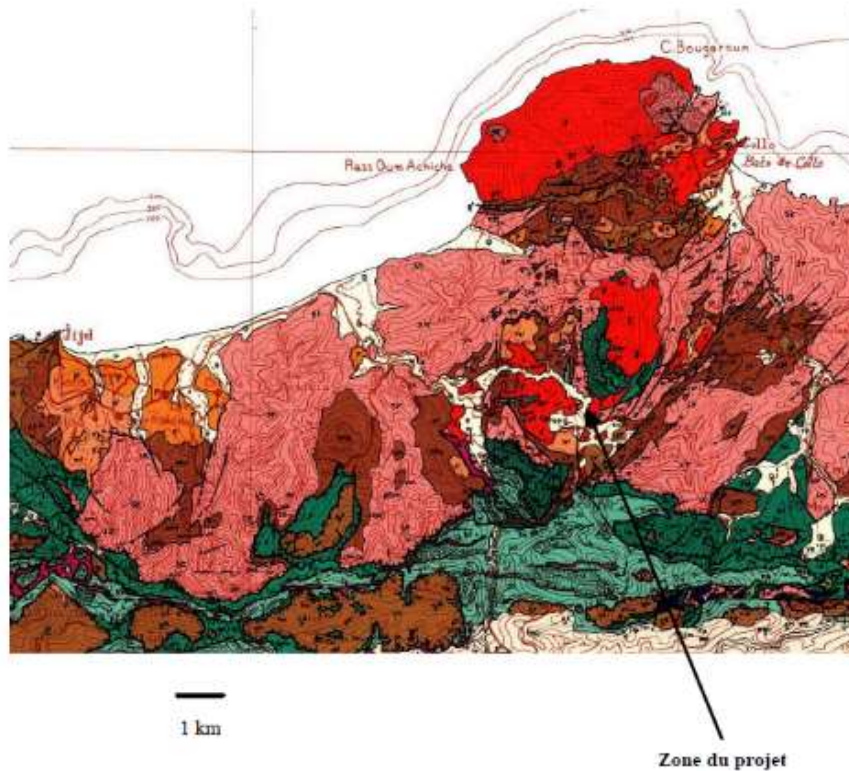
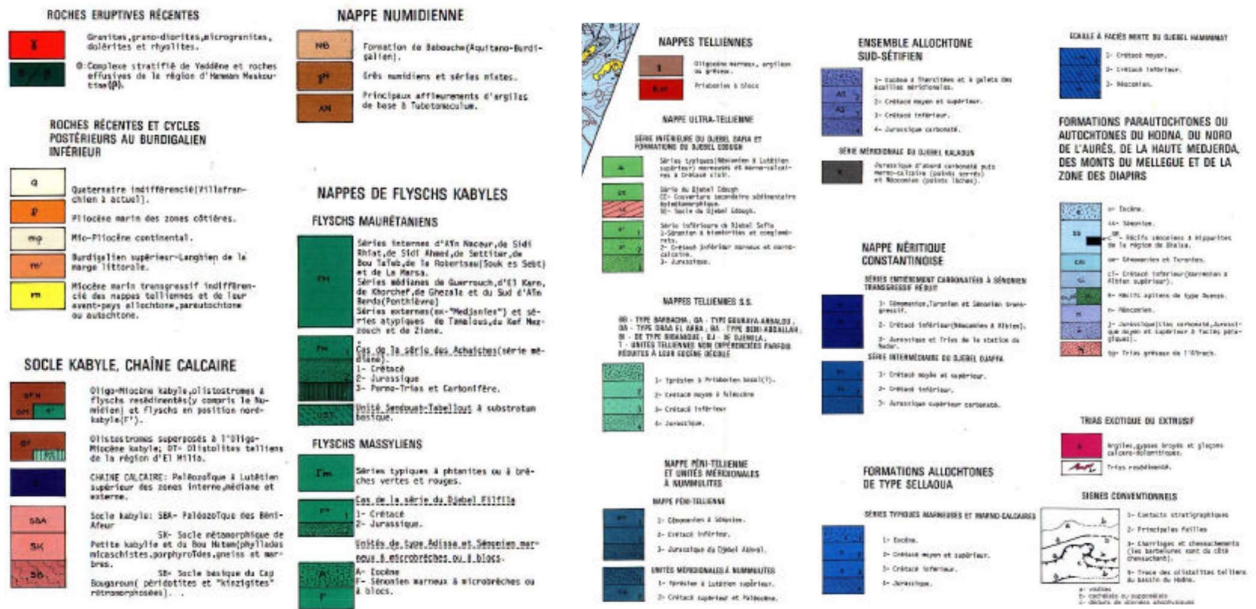


Figure III 23 Carte Géologique du site du barrage (extrait de la carte structurale au 1/500 000 de la chaîne alpine de l'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens – 1978)

La légende est portée sur la page suivante



Neuf sondages implantés et réalisés sur l'axe « amont » du barrage projeté, dont les principales caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 9 Sondages au site du barrage [71]

n°	Dénomination	inclinaison	emplacement	longueur	Essais Lugeon	Piézo-mètre	Dilato-mètre
1	S 2003-01	Vertical	Appui droit sur la piste haut de la crête	80 ml	Oui	Oui	
2	5 2003-02	Incliné 30°	Mi-pente rive droite	60 ml	Oui	Oui	
3	S 2003-02-D	Vertical	Mi-pente rive droite	40 ml			Oui
4	S 2003-03	Vertical	Fond de vallée coté rive droite	60 ml	Oui		
5	S 2003-04	Vertical	Fond de vallée coté rive gauche	40.15 ml			Oui
6	S 2003-05	Incliné 30°	Mi-pente rive gauche	60 ml	Cui	Oui	
7	S 2003-05'-D	Vertical	Mi-pente rive gauche	40 ml			Oui
8	S 2003-06	Vertical	Appui gauche haut de la crête	80 ml	Oui	Oui	
9	52003-07	Vertical	Fond de vallée	17,5			

Des essais dilatométriques réalisés au droit des sondages S 2003-02'-D, S 2003-05'-D et S2003-07 pour évaluer les caractéristiques in-situ du rocher,

Des essais de laboratoire physiques et mécaniques réalisés sur les échantillons intacts prélevés dans les sondages de la première phase. Le tableau ci-après récapitule les essais effectués :

Tableau 10 Essais de laboratoire effectués sur carottes des sondages [71]

Essais	Densité 711	Poids spécifique ;,,,	Rc (Etat Saturé)	Rt (Etat Saturé)
Nombre	10	10	15	11

III-5 RISQUE SISMIQUE

Le contexte tectonique du Nord de l'Algérie correspond à un contexte de collision en régime compressif pur ou décrochant compressif, créé par la remontée vers le Nord-Ouest de la plaque Africaine contre la plaque Eurasienne.

Les deux plaques Africaine au Sud et Eurasienne au Nord, domaines stables et rigides, ont convergé selon une direction Nord-Sud depuis au moins 70 Ma [66]. Entre ces deux domaines rigides, le domaine océanique de la Méditerranée et l'ensemble des zones externes du domaine continental de la chaîne alpine sont pris en étau. L'évolution très complexe de cette limite depuis le Mésozoïque s'est traduit dans l'histoire tectonique du Maghreb par une succession de changements très rapides des directions des champs de contraintes ce qui aurait engendré dans cette région particulière un début de surrection suivi d'une collision intra continentale [67].

L'analyse locale des mécanismes au foyer des principaux séismes instrumentaux en Algérie du Nord (Cf. Figure III 2) montre une grande disparité, mais l'axe moyen de la contrainte maximale horizontale demeure orienté Nord-Sud. Ces mécanismes au foyer illustrent la distribution actuelle du champ de contraintes dans la région, au sein de laquelle on peut distinguer deux zones :

- Une zone localisée au Nord de l'Atlas Tellien algérien, se caractérisant par des mécanismes donnant des solutions en compression orientée NNW-SSE : jeux sur des failles inverses d'orientation NE-SW à ENE-WSW : séismes de la région d'Ech Cheliff : 09/09/1954, 10/10/1980, 08/11/1980, séisme de Boumerdès du 21/05/2003,

- Une zone à l'Est d'Alger et au-delà vers Constantine, où les mécanismes montrent des solutions en décrochement dextre : séisme de Constantine (27/10/1985) a donné lieu à un mouvement décrochant, avec une solution sur un plan nodal NE-SW, avec un axe de compression orienté Nord-Sud.

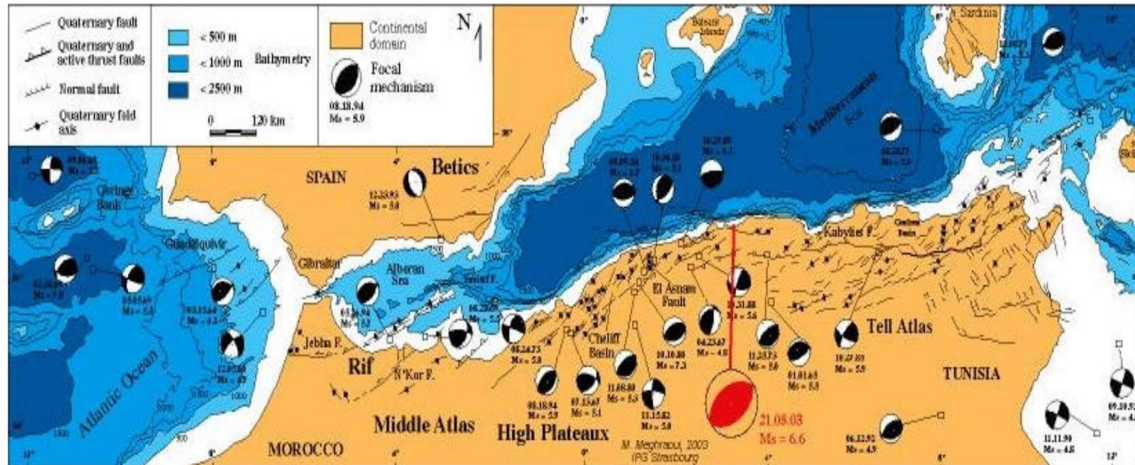


Figure III 24 principaux mécanismes focaux de l'Afrique du Nord

III-5-1 Sismicité Historique

L'Algérie du Nord a connu plusieurs séismes historiques dont certains ont été catastrophiques (1365, 1716, 1825, 1856, 1954, 1980, 2003).

Outre ces séismes catastrophiques, bien étudiés, les localisations épicentrales des séismes sont généralement imprécises à très imprécises.

Les intensités sont exprimées selon l'échelle de Mercalli Modifiée MM, qui se distingue de l'échelle MSK au niveau des intensités voisines de V. Pour les intensités plus élevées qui nous concernent, nous considérerons qu'il n'y a aucune différence entre les deux échelles.

Ces catalogues sont relativement bien renseignés depuis le milieu du XXème siècle. Auparavant, l'absence d'enquêtes systématiques ne permet pas de préciser les caractéristiques exactes de la secousse (localisation et intensité épicentrales, isoséistes, aire macrosismique, voire date). Ces catalogues demeurent toutefois hétérogènes, incomplets et contiennent des données affectées de sérieuses incertitudes.

Par exemple, l'épicentre instrumental du séisme du 17/10/1975 de Sidi Aïch (région de Béjaïa) est situé à 116 km de l'épicentre macrosismique, établi à partir de 5 valeurs d'intensités ressenties.

Nous avons également noté de profondes divergences entre les catalogues. Ces divergences portent sur les intensités épacentrales et sur les valeurs de magnitude, où sont souvent confondues magnitude macrosismique M_m , magnitude locale M_L , magnitude des ondes de surface M_s et magnitude des ondes de volume M_b . Seul le catalogue de GEOTER distingue clairement ces caractéristiques. Notre terme de magnitude s'appliquera en général à la magnitude macrosismique et éventuellement à la magnitude « instrumentale » donnée dans le catalogue CRAAG.

Le tableau donné en annexe 1 présente un aperçu de la sismicité historique à l'Est de la longitude $3^{\circ}5E$. Il récapitule les séismes d'intensité épacentrale supérieure ou égale à VIII MM, d'après le catalogue du CRAAG (1994). On remarquera plusieurs séismes d'intensité épacentrale supérieure à VIII MM :

- 13 janvier 1901, d'intensité épacentrale IX MM, à Sidi Aïch, dans la vallée de la Soummam,
- 16 mars 1924, d'intensité épacentrale variant entre VIII et IX MM selon les auteurs, à MacMahon (actuel AïnTouta),
- 15 août 1931, d'intensité épacentrale variant entre VIII et VIII- IX MM selon les auteurs
- 10 février 1937, dans la région de Guelma, d'intensité épacentrale VIII-IX MM ; ce séismedestructeur a en outre modifié le débit des sources hydrothermales,
- 16 avril 1943 à Douar M'Zita (3 morts, 9 blessés, 150 maisons effondrées), dans la région deMansourah ; l'intensité épacentrale se situe entre VIII et IX MM selon les auteurs.
- 12 février 1946, à Bordj Ghdir (région de M'Sila), d'intensité épacentrale VIII - IX MM. Ledégâts furent importants 264 morts, 112 blessés, un millier de maisons détruites.
- 6 août 1947, à El Khroub (région de Constantine), d'intensité épacentrale VIII - IX MM ; ceséisme, qui fit 3 morts et plusieurs blessés, a été suivi par plusieurs répliques.
- 21 février 1960, dans la région de Melouza, d'intensité épacentrale VIII - IX MM (47 morts, 88blessés).

Il convient d'ajouter à cette liste le séisme du 27 octobre 1985 (10 morts), d'intensité plus faible (VIII MM), mais très bien étudié. La figure 6 ci-après illustre cette répartition géographique.

On constate que la sismicité historique se concentre dans les zones suivantes :

- Dans la région de Constantine (27 octobre 1985),
- Dans le bassin de Guelma, siège de gros séismes historiques (10 février 1937 et 6 août 1947),
- Dans les Babors, au Sud du golfe de Béjaïa, en particulier la région de Kherrata (17 février 1949),
- Dans la région Sour El Ghzlane – Mansourah (15 août 1931, 21 février 1960 et 16 avril 1943, 24 novembre 1973),
- Dans les Monts du Hodna et les bordures du bassin du Hodna : 1er janvier 1965, 12 février 1946, 29 août 1953 et 16 mars 1924

Cette répartition se superpose essentiellement aux zones habitées.

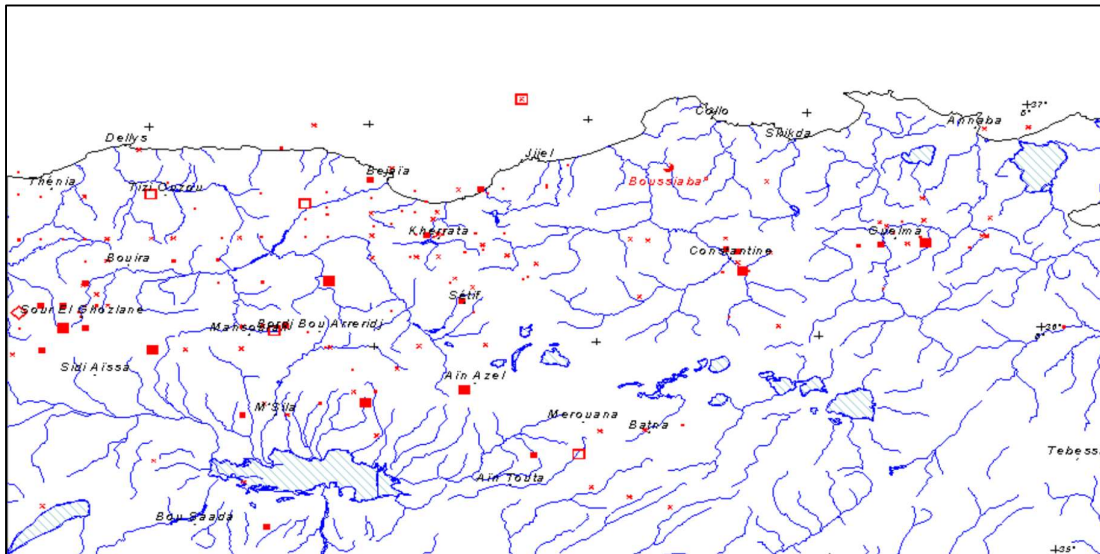


Figure III 25sismicité historique de la région étudiée (catalogue CRAAG 1994)

III-5- Sismicité instrumentale

Pendant la période coloniale, la surveillance sismique était assurée par des stations sismologiques autonomes implantées à Sétif, Beni Abbès, Tlemcen.

Suite au séisme d'El Asnam, un réseau télémétré, composé de 32 stations, fut mis en service et fut pleinement opérationnel à partir des années 1990. Diverses causes limitèrent le nombre de stations en fonctionnement à 4 en 1998.

Par conséquent, les données du réseau algérien (reprises dans le catalogue du CRAAG) ne seront utilisées que pour les événements compris entre les années 1983 – 1995. Pour le reste de la période, nous préférons utiliser les données du catalogue ISC (International Seismological Center), même si elles apparaissent moins précises.

La répartition géographique de cette activité instrumentale (Cf. Figure III 22) confirme l'activité de certaines régions, telles les Babors (région de Kherrata et vallée de la Soummam plus à l'Ouest), les Monts et Bassin du Hodna autour de M'Sila et la région entre Constantine et Guelma. Le Golfe de Bejaïa montre également une activité non négligeable. L'activité instrumentale de la Petite et de la Grande Kabylie sont comparables.

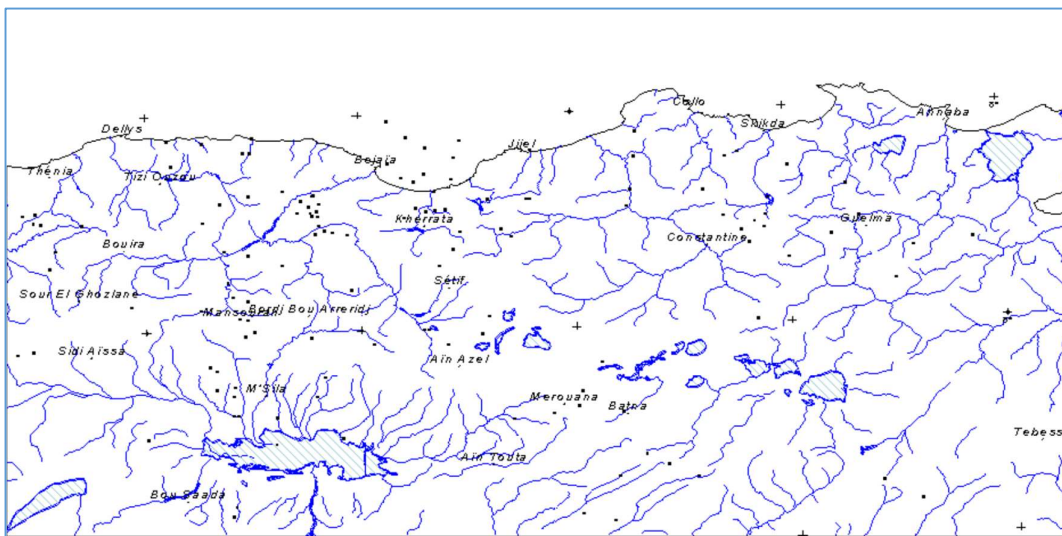


Figure III 26 répartition géographique de la sismicité instrumentale de la région étudiée (catalogue ISC 1904 mars 2003)

Le manque de données publiées concernant la structure crustale de l'Algérie Orientale a conduit à calquer le découpage sismotectonique sur le cadre structural de l'Atlas Tellien, vaste structure alpine dominée par une tectonique tangentielle. L'essentiel des structures de chevauchement et de charriage est considéré comme asismique. Par contre, les structures post-nappe sont considérées comme actives.

La sismicité historique de la région, sur laquelle repose la démarche retenue, est très imprécise. D'une manière générale, la sismicité historique se caractérise par la pauvreté des informations macrosismiques : faible nombre d'observations ne permettant

généralement pas de tracer des isoséistes, incertitudes majeures sur les intensités maximales ressenties, et en voie de conséquence, sur les localisations des épicentres.

Tableau 11 paramètres du séisme de référence [71]

Séisme de référence	21/08/1856
Intensité épicentrale	VIII MM
Magnitude	5,54
Profondeur	11 km
Distance à l'épicentre	0 km
Intensité induite sur le site	VIII MM
Accélération maximale horizontale au sol	0.16 g

III-6 CONCLUSION

Les reconnaissances réalisées sur le site du barrage de Boussiaba mettent en exergue la qualité de ce site, tant en ce qui concerne les conditions topographiques qu'en ce qui concerne les conditions géologiques et géotechniques.

Le substratum du site du barrage est systématiquement formé de microgranite qui, dans leur matrice, sont durs, compacts et très résistants. Ces faciès sont à granularité fine et uniforme de couleur gris verdâtre devenant parfois blanchâtre en profondeur. Le massif de microgranite qui constitue l'assise du barrage est affectée par un réseau de fissuration dense caractérisé par des fissures le plus souvent verticales fermées avec un remplissage de calcite millimétrique parfois discontinu.

Le substratum rocheux est recouvert en fond de vallée par plusieurs mètres d'alluvions et sur les versants par les produits d'altération des microgranites sur de faibles épaisseurs. Des fouilles d'ampleur modeste permettront d'atteindre un niveau de fondation de bonnes caractéristiques mécaniques.

Chapitre IV :

Modélisation et discussions

Chapitre IV : Modélisation et discussions

IV-1 Introduction

Ce présent chapitre propose l'étude de la réponse sismique d'un barrage en béton compacté au rouleau existant : le barrage de Boussiaba dans la Wilaya de Jijel. Le choix de ce barrage n'est pas anodin car la région est connue pour son activité sismique.

Deux accélérogrammes enregistrés au niveau de la région [68] simulent le chargement sismique et le tout est modélisé par éléments finis en trois dimensions reflétant l'exacte géomorphologie du site.

IV-2 MODELISATION NUMERIQUE DU BARRAGE DE BOUSSIABA

IV 2 1 Définition du modèle géométrique

Le modèle géométrique adopté est l'exact reflet de l'état existant (figure 3).

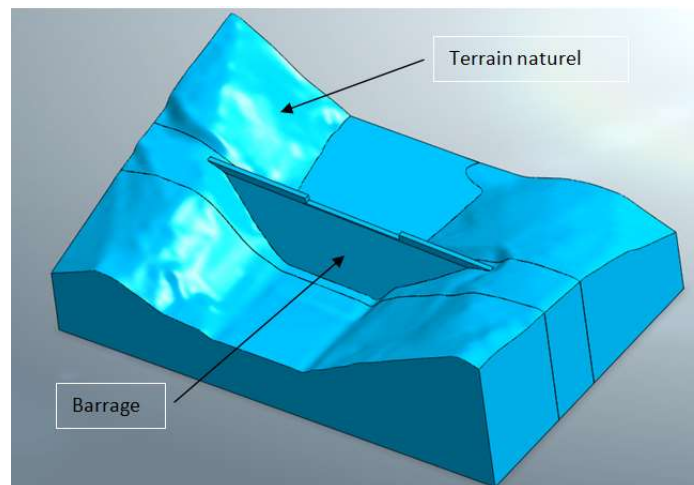


Figure IV 27: Modèle géométrique du barrage de Boussiaba

Le terrain naturel a été numérisé à partir du relevé topographique et modélisé en trois dimensions directement sur Midas GTS-NX. Le barrage est d'environ 310 m de longueur en crête et de 50,65 m de hauteur maximale sur fondation. Le Fruit du parement amont est vertical tandis qu'il est de 0,75H/1V, puis vertical au-dessus de la cote 72,50 NGA pour le fruit du parement aval.

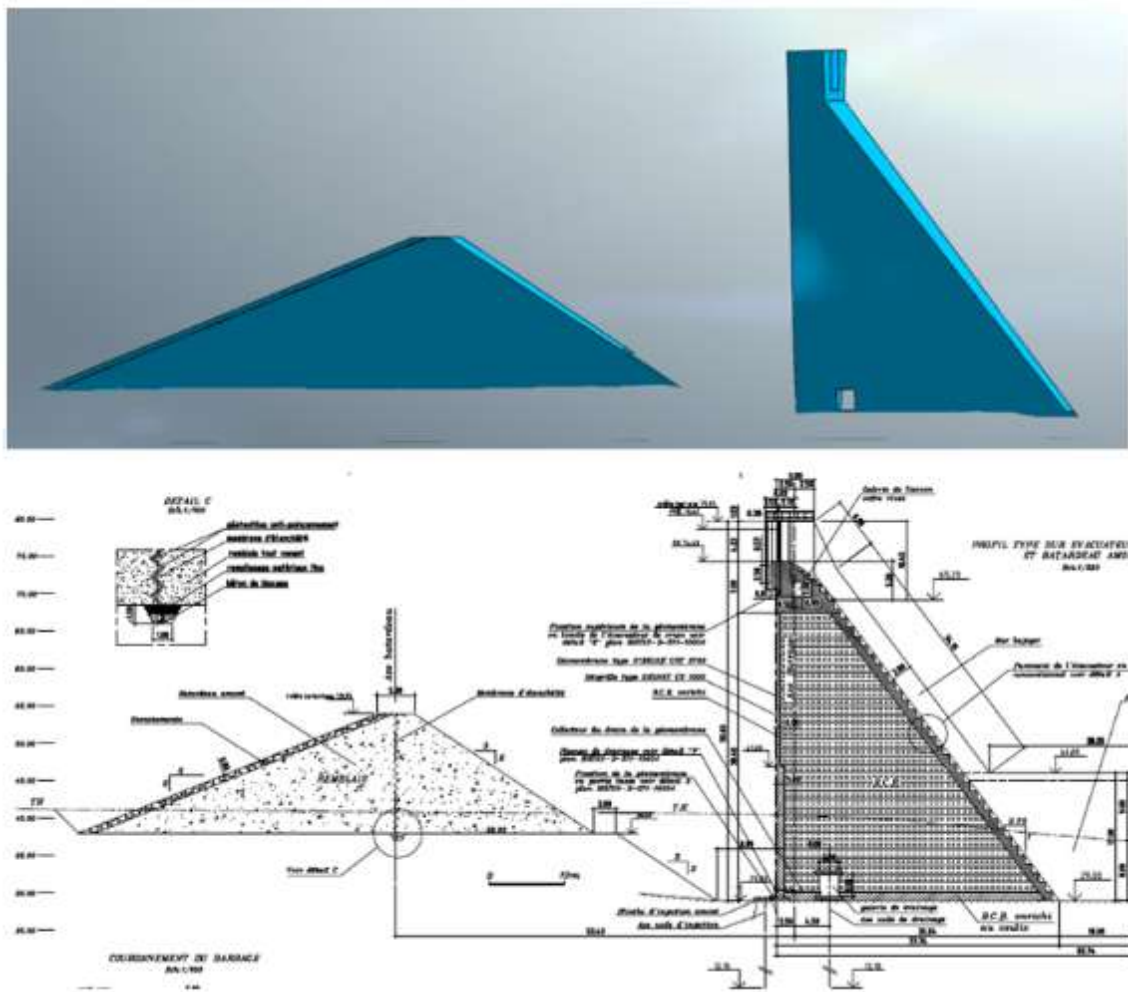


Figure IV 28 Corrélation entre le plan du barrage et le modèle géométrique

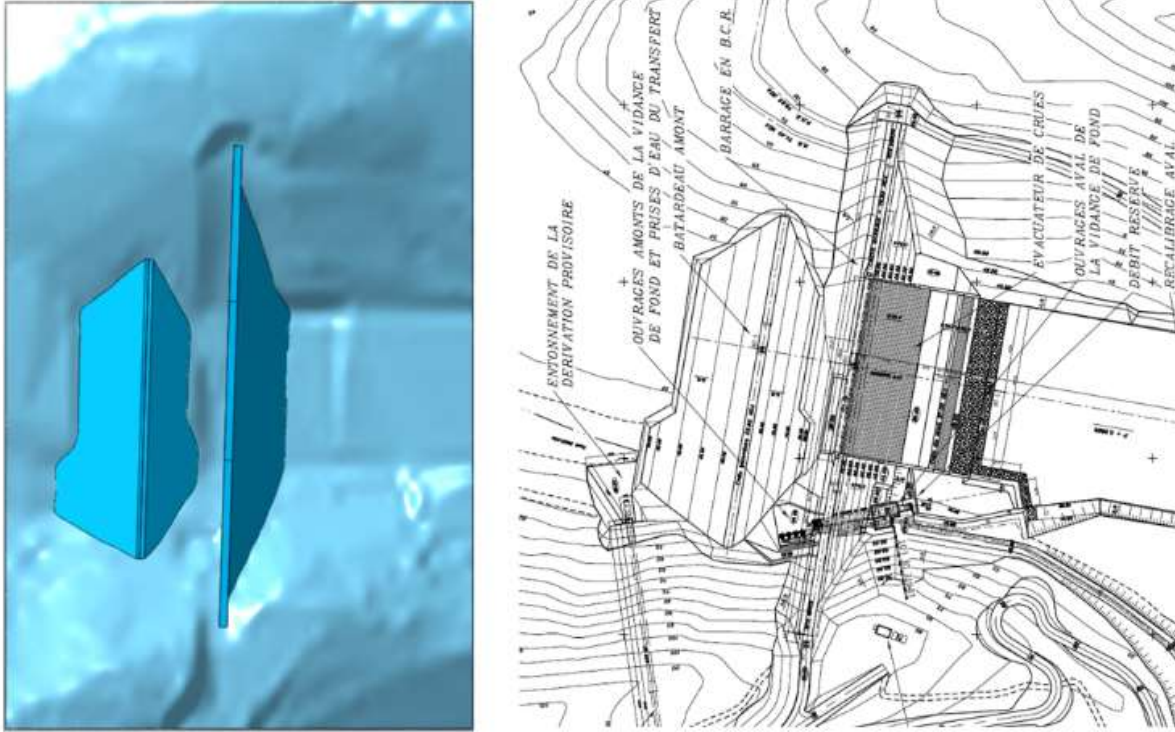


Figure IV 29 Corrélation entre la morphologie du terrain et son jumeau numérique

IV-2-2 Maillage du modèle et définition des matériaux

Dans les analyses non linéaires, il est important que la taille des mailles des éléments en béton soit inférieure à la longueur caractéristique du type de béton spécifique afin de garantir que l'énergie élastique stockée qui est libérée pendant la fissuration puisse être absorbée par les éléments environnants,

Pour la réalisation du modèle numérique nous avons utilisé le code de calcul par éléments finis Midas GTS-NX. Le modèle comprend 14114 nœuds et 23708 éléments avec un maillage à densité variable allant du plus fin au plus grossier à mesure que l'on s'éloigne du barrage (Figure 28).

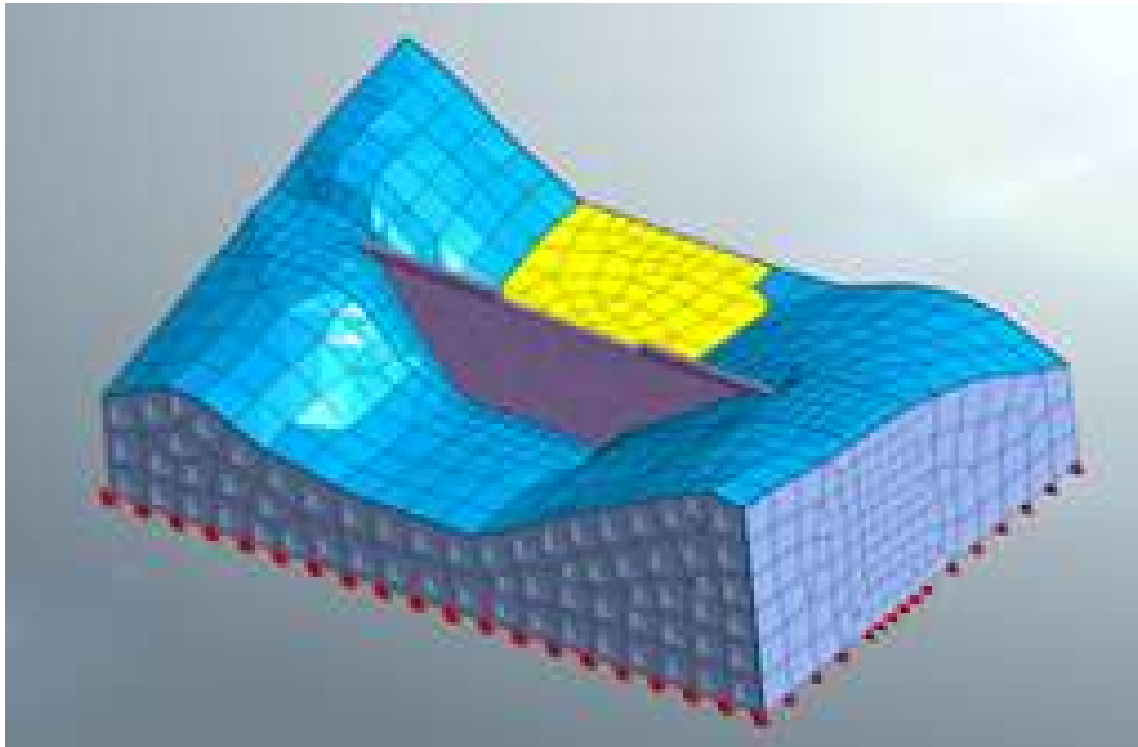


Figure IV 30: Modèle numérique du barrage de Boussiaba

Les caractéristiques des matériaux sont résumées dans le tableau 12.

Tableau 12: Propriétés mécaniques des matériaux

	Modèle	Module d'élasticité (E) (KN/m ²)	Coefficient de poisson (η)	Cohésion (C) (KN/m ²)	Angle de frottement interne (φ) (deg)	Poids volumique (γ) (KN/m ³)
Fondation	Mohr-Coulomb	27 10 ⁶	0.3	500	45	27
Barrage	Mohr-Coulomb	20 10 ⁶	0.2	150	40	23
Alluvion	Elastic	64 10 ²	0.4	-	-	14

IV-2-3 Définition des conditions aux limites

Les conditions aux limites appliquées au modèle sont au nombre de deux. La première condition appliquée à la base du modèle consiste en la fixation du déplacement en x,y et z des nœuds ; la seconde consiste en l'attribution d'un champ libre de déplacement (free fieldboundary) permettant au modèle d'interagir à la sollicitation dynamique.

Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (M-C) est adopté pour simuler le comportement du barrage/fondation tandis qu'un modèle élastique a été choisi pour simuler l'effet de la poussée des alluvions.

IV-2-4 Définition des sollicitations induites sur le Barrage de Boussiaba

IV-2-4-1 Sollicitations Statiques

Les charges statiques considérées dans les analyses étaient la gravité et la pression hydrostatique. La charge gravitaire a été appliquée au barrage en béton seulement et calculée directement à partir du volume et de la densité donnée. La pression hydrostatique a été définie comme augmentant linéairement avec la profondeur sur la surface amont et comme constante sur le sommet de la fondation située en amont du barrage.

L'analyse est réalisée à partir d'un calcul plasticité. Les sollicitations statiques à l'état initial sont : le poids propre, la poussée hydrostatique de l'eau (74.40 m) ainsi que la poussée des alluvions due à l'envasement (43 m).

IV-2-4-2 Sollicitations thermiques

Le phénomène de transfert de chaleur dans un liquide ou un gaz lorsque les parties chaudes et froides se déplacent ensemble est appelé convection. Les conditions de convection peuvent être saisies dans la partie souhaitée du modèle (nœuds, lignes, faces). La convection générée par la flottabilité due au changement de densité causé par la différence de température dans le fluide est appelée convection libre. Le taux de transfert de chaleur par convection est généralement proportionnel à la différence de température. Entrez la température atmosphérique à laquelle la structure est placée à la température ambiante, et le coefficient de convection est le coefficient de convection atmosphérique. Une fonction temporelle peut également être appliquée.

Pour notre cas de calcul, nous considérons deux interfaces thermiques appliqué au corp du barrage fessant intervenir :

- L'Effet de l'ensoleillement sur les parties exposées à l'air libre du barrage sous forme d'une constante en utilisant l'option heat flux du programme avec une valeur de puissance de 187 watts par mètre carré (voit paragraphe III-3-1-3 Ensoleillement)
- L'effet du contact de l'eau sur le parement amont sous formes d'une fonction déclinant avec la profondeur de l'eau en utilisant la fonction Convection avec une température de l'eau en surface de 20°C et un coefficient thermique de 1 KW/m² °C.

IV-2-4-3 Sollicitations Dynamiques

Les résultats obtenus seront intégrés pour le calcul de l'amortissement. Le chargement sismique est obtenu en utilisant les accélérogrammes montrés sur la figure 30 [68].

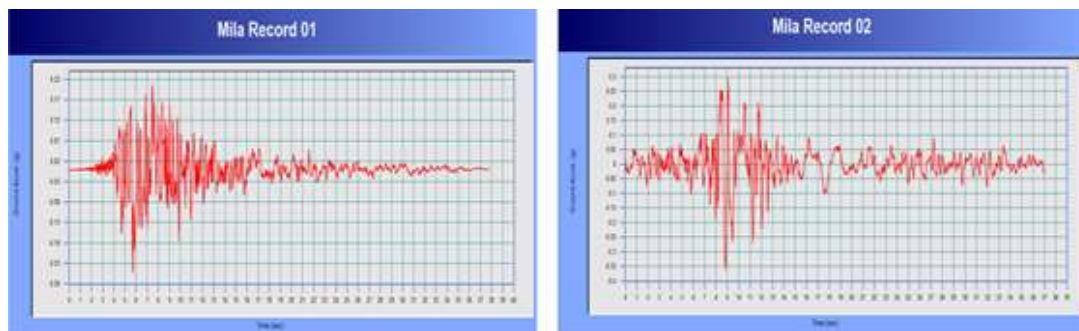


Figure IV 31: Accélérogrammes 1 et 2 définissant la sollicitation dynamique

IV – 3 Simulations

Toutes les analyses ont été réalisées avec Midas GTS NX 2016. Les charges statiques (gravité et pression hydrostatique) ont été appliquées dans une étape statique initiale, tandis que l'excitation dynamique a été analysée avec une étape dynamique implicite avec un pas de temps fixe de 0,02 s.

IV-3-1 Analyse des fréquences propres

Dans un premier lieu nous utiliserons le module EIGENVALUE de Midas GTS-NX. L'analyse des valeurs propres (EIGENVALUE) est utilisée pour analyser les propriétés dynamiques inhérentes au comportement sol / structure, et cela peut être utilisé pour obtenir le mode naturel (forme du mode), la période naturelle (fréquence naturelle), le facteur de participation modale etc. Ces propriétés sont déterminées par la masse et la rigidité de la structure [69].

Ici, le facteur de participation de masse est un facteur de pourcentage de masse qui représente la proportion de la structure qui participe à la vibration pour chaque mode de vibration lorsque la structure est vibrée à un mode de vibration complexe. Pour une structure générale, considérer uniquement les modes de vibration avec un facteur de participation de masse d'environ 90% est toujours considéré comme une analyse suffisamment précise. Cependant, les propriétés des matériaux du sol sont relativement plus petites que les propriétés structurelles et il est difficile d'avoir un facteur de participation de masse de 90% dans l'analyse des valeurs propres. La période est également relativement plus courte et aucune norme spécifique n'existe.

Les critères généraux de conception sismique exigent que la masse effective du modèle de chaque mode inclus dans l'analyse conserve plus de 90% de la masse totale. Cela permet

d'inclure la plupart des principaux modes qui influencent le résultat.

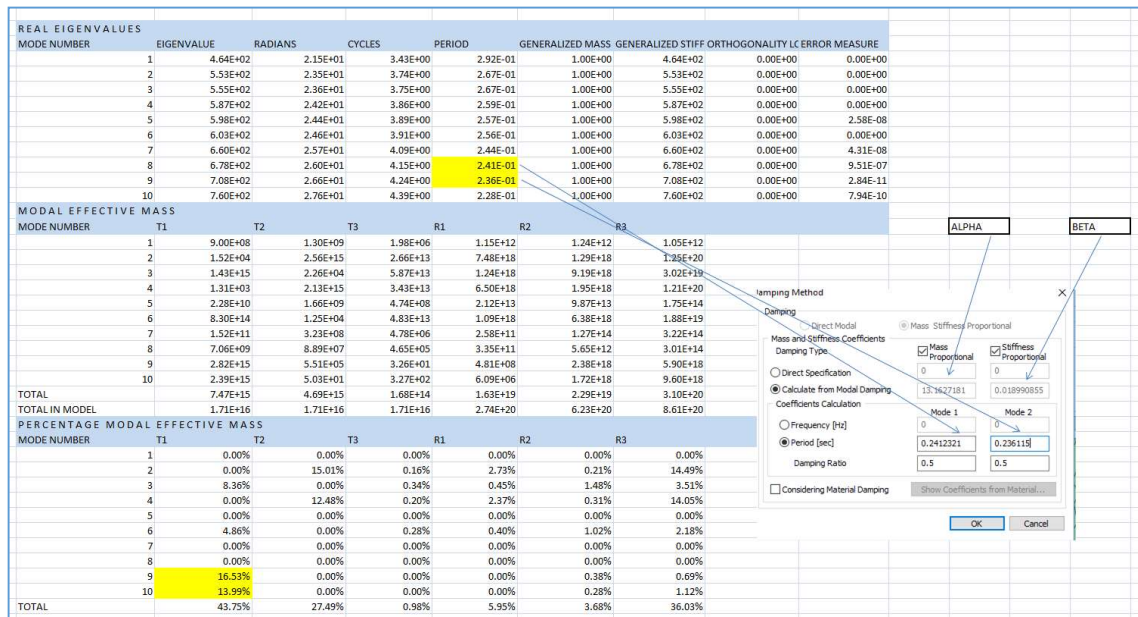


Figure IV 32 Résultat de l'analyse des valeurs propres

IV-3-2 Analyse non linéaire du Barrage de Boussiaba

Les paramètres primordiaux pour l'analyse du comportement du barrage sont le couple contraintes/déformations. Cela nous renseignera sur les zones les plus sollicitées nécessitant un renforcement préventif. Les vitesses et accélérations pendant le séisme sont aussi à prendre en considération en vue de l'analyse du comportement de l'ouvrage. Le barrage étant non symétrique, de part la topographie du terrain, quatre points de référence ont été choisis pour l'analyse (Figure 31).

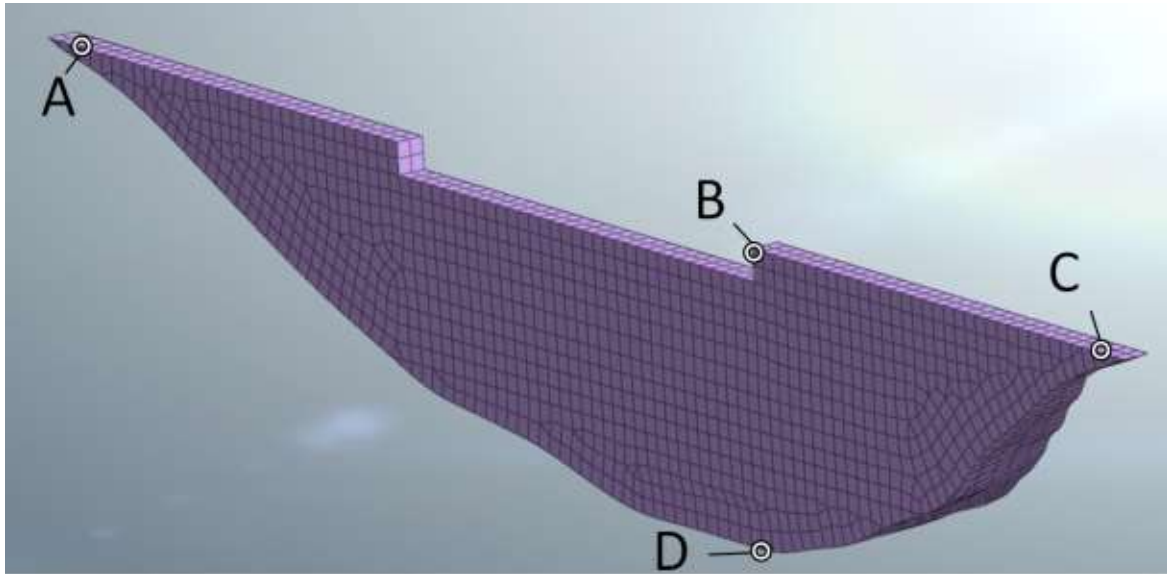


Figure IV 33: Points de références pour l'analyse du comportement du barrage

IV-5-2-1 Analyse des vitesses et accélérations

Les courbes présentant les vitesses observées durant les deux séismes sont données figures 32 et 33.

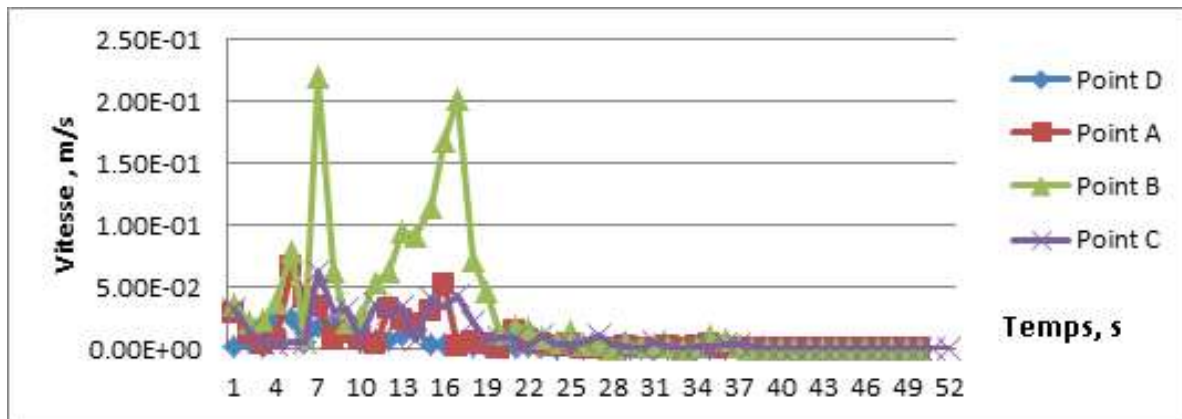


Figure IV 34: Courbe vitesse-temps pour le séisme 1

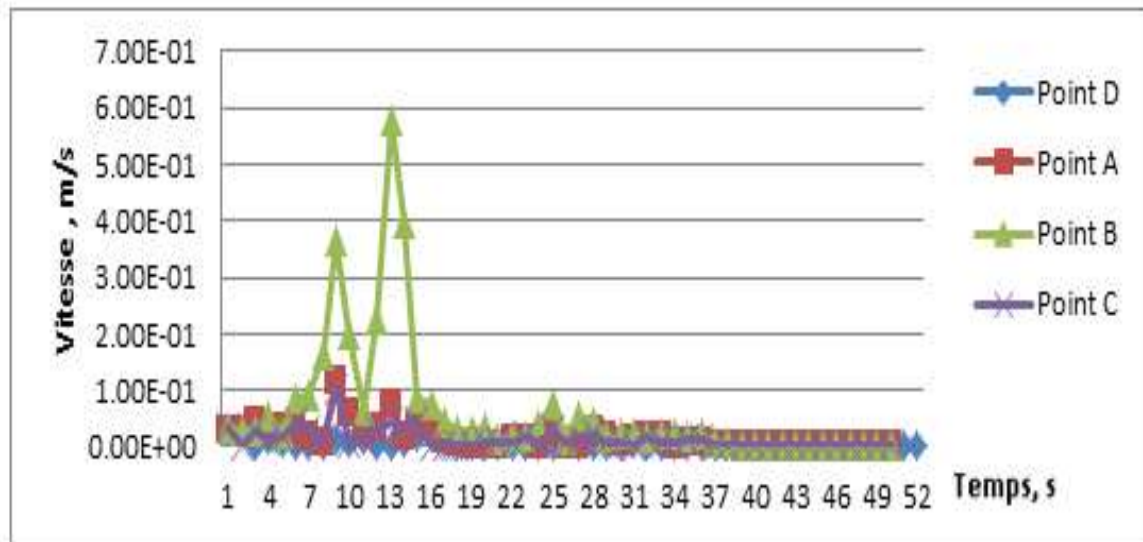


Figure IV 35: Courbe vitesse-temps pour le séisme 2

Les points A, C et D présentent de faibles variations de vitesse du fait de la proximité de la fondation agissant comme un dissipateur d'énergie.

Le point B présente, quant à lui, de fortes variations de vitesse définissant la zone la plus sollicitée du barrage. Pour le séisme, 1 d'intensité maximale égale à 0.25 g, relevée à 4 s, on observe une vitesse de déplacement maximale égale à $5.38 \cdot 10^{-1}$ m/s à 5.8 s. Le décalage entre le pic d'accélération et le pic de vitesse est dû à la réponse du barrage.

Le même schéma est observé pour le séisme 2 d'intensité maximale égale à 0.35 g, relevée à 9 s et une vitesse de déplacement maximale égale à $7.6 \cdot 10^{-1}$ m/s à 9.3 s.

Les pics d'accélération observés (figures 9 et 10) pour les séismes 1 et 2 sont respectivement de 1.28 m/s^2 à 7.2 s et de 1.74 m/s^2 à 8.8 s et ce toujours pour le point B qui est le plus sollicité dans la structure.

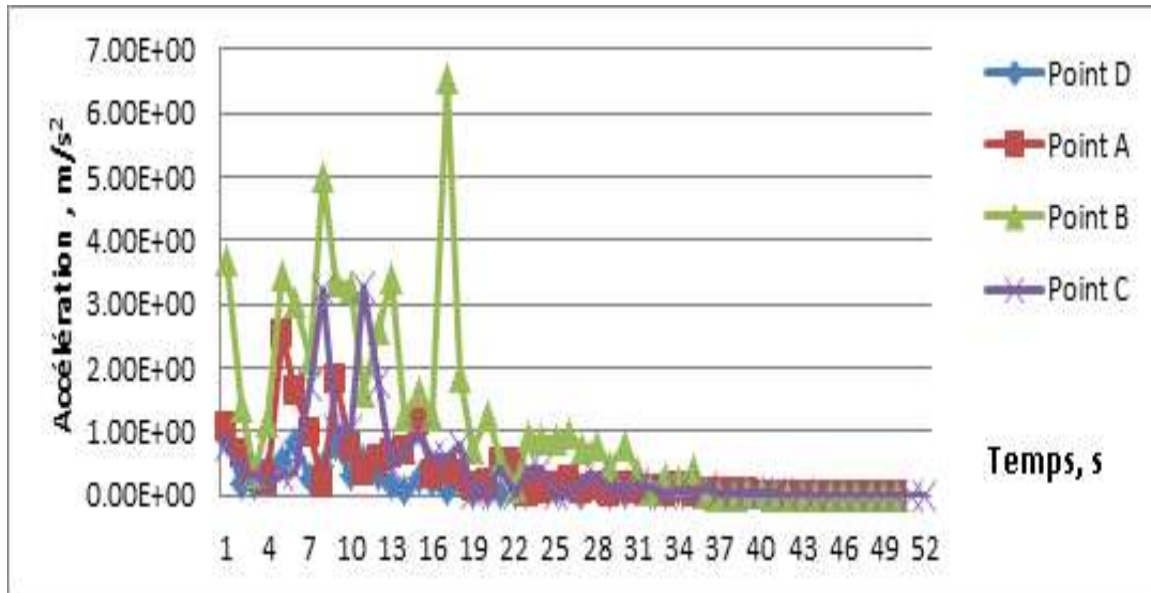


Figure IV 36: Courbe accélération-temps pour le séisme 1

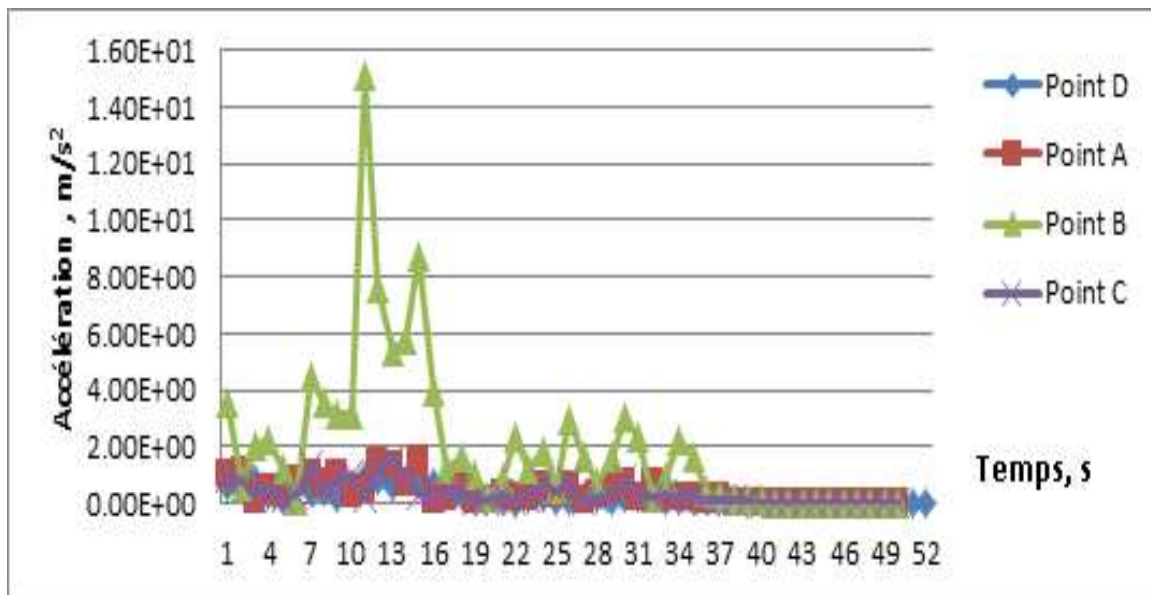


Figure IV 37: Courbe accélération-temps pour le séisme 2

Les accélérations enregistrées sont inférieures aux accélérations du séisme du fait de l'amortissement induit par l'absorption d'énergie dans l'ensemble du barrage.

IV-3-2-2 Analyse des déplacements

Les courbes présentant les déplacements observés durant les deux séismes sont données figures 38 et 37.

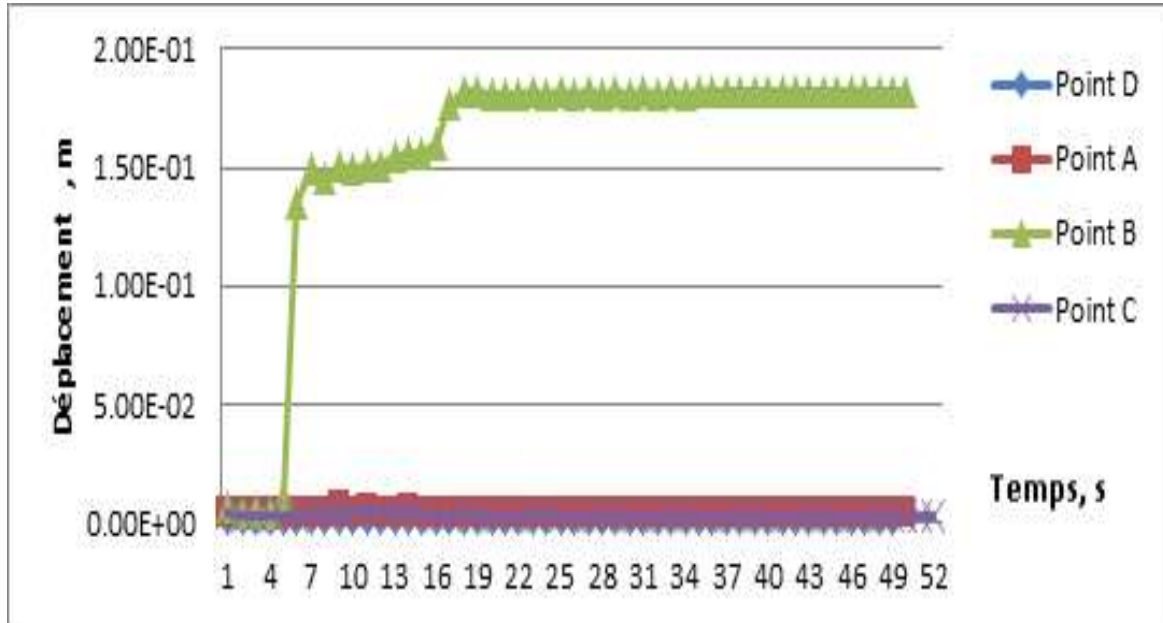


Figure IV 38: Courbe déplacement-temps pour le séisme 1

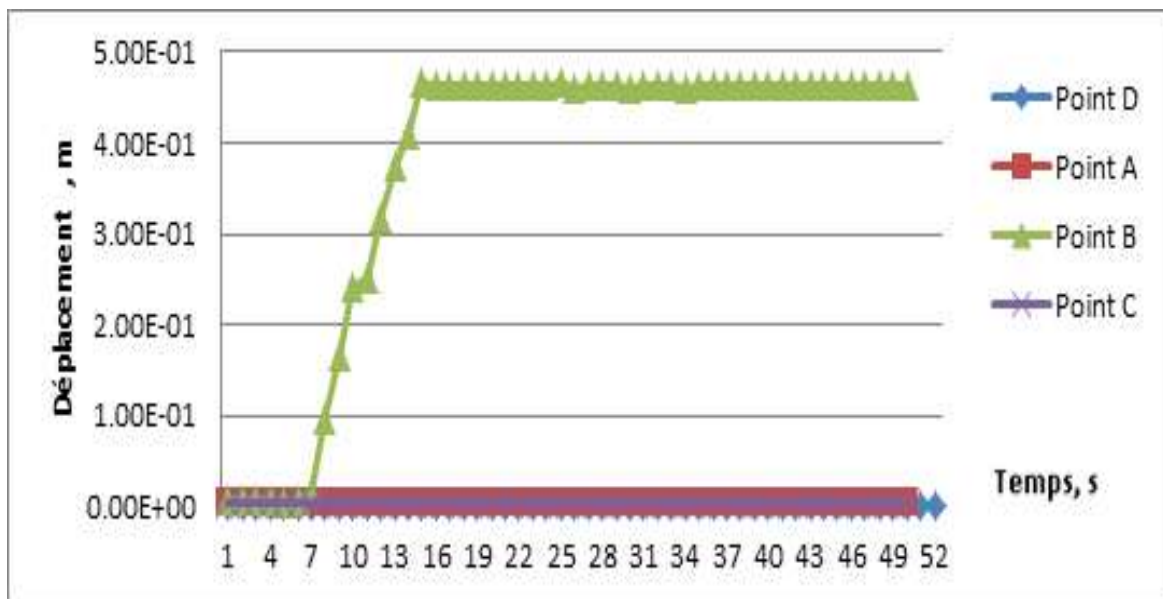


Figure IV 39: Courbe déplacement-temps pour le séisme 2

Les points A, C et D présentent toujours la même référence à savoir un faible déplacement.

Les séismes 1 et 2 ont induit un déplacement maximal, respectivement, de $1.84 \cdot 10^{-1}$ m à 17 s et de $4.66 \cdot 10^{-1}$ m à 15 s et n'évoluant plus jusqu'à la fin du séisme traduisant un état de déformation plastique.

Les figures 39 et 40 montrent le déplacement final du barrage à la fin du séisme avec un schéma rayonnant du point B et diminuant à mesure que l'on s'éloigne de ce dernier.

La modélisation du barrage a montré que les déplacements maximaux ne sont pas symétriques par rapport à l'évacuateur de crue.

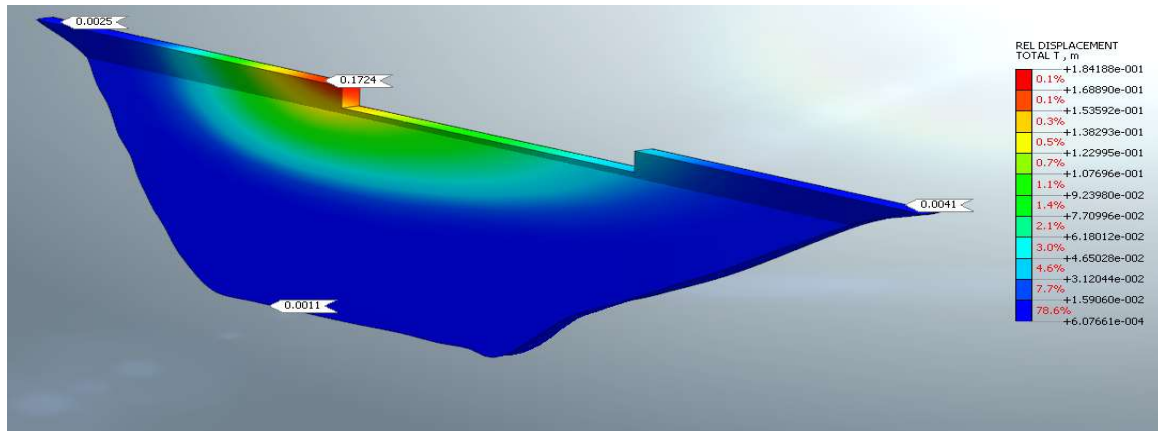


Figure IV 40: Déplacement à la fin du séisme 1

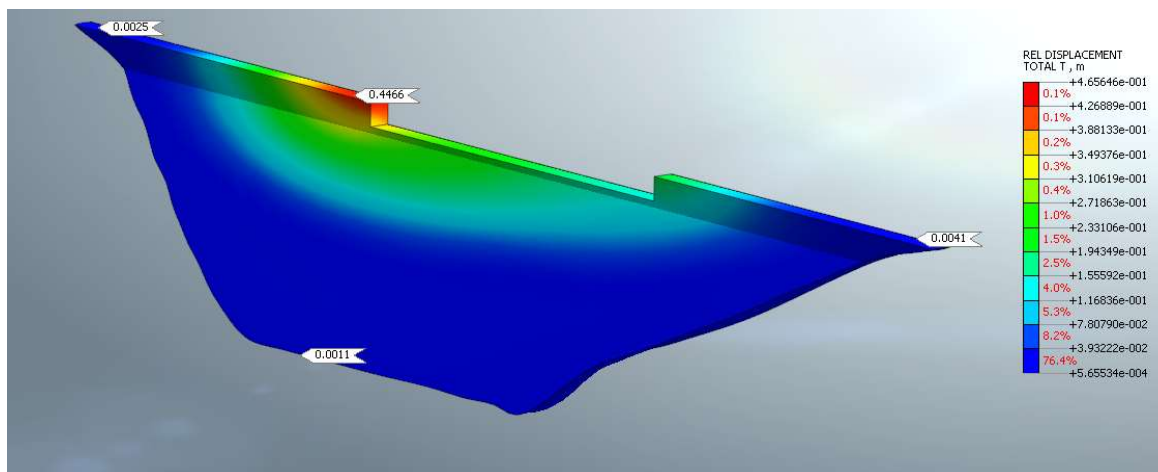


Figure IV 41: Déplacement à la fin du séisme 2

IV-3-2-3 Etat de plasticité du barrage

L'état de plasticité du barrage pour les deux séismes est illustré par figures IV 40 et IV 41. Les parties présentant des fissurations suivent le même schéma que celui des déplacements enregistrés avec de plus grandes fissurations pour le séisme 2 à cause de sa plus forte intensité.

On note aussi une forte concentration de fissures, bien que superficielles, au niveau de la zone de contact du barrage avec la base démontrant que cette dernière agit comme une charge amplifiée par le séisme nécessitant un renforcement structurel.

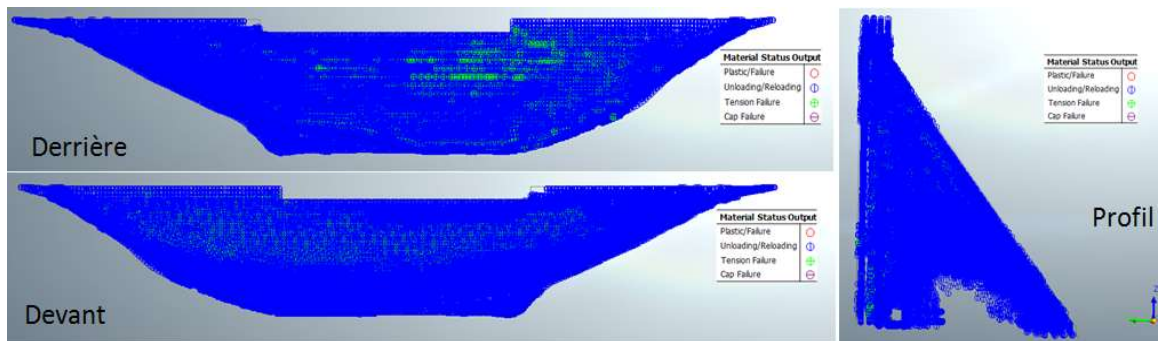


Figure IV Z 42: Etat plastique du séisme 1

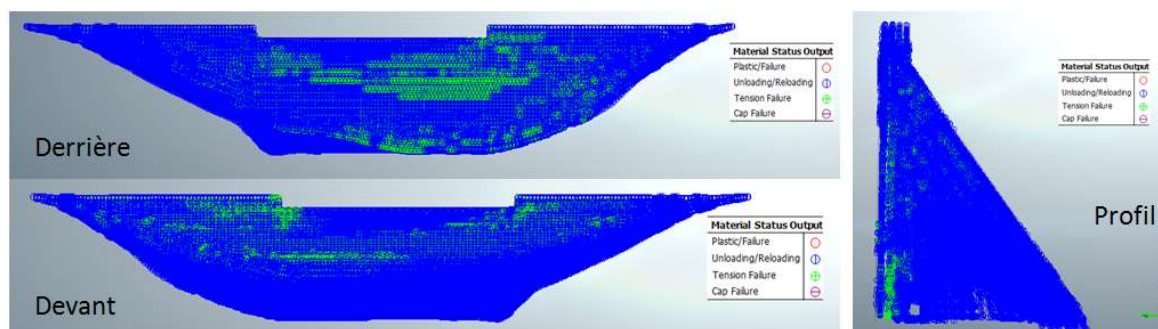


Figure IV 43: Etat plastique du séisme 2

CONCLUSION

Dans notre étude, le barrage de Boussiaba a été modélisé numériquement pour évaluer son comportement rhéologique sous les charges sismiques de deux séismes d'intensité différente. Le modèle numérique a été développé à l'aide du GTS NX sur la base de la géométrie exacte du terrain et des caractéristiques géotechniques des matériaux. Quatre points stratégiques ont été choisis dans le barrage pour suivre l'évolution de la vitesse, de l'accélération et du déplacement lors des deux tremblements de terre et pour déterminer l'état plastique du barrage dans son intégralité à la fin du séisme.

L'analyse de la vitesse, de l'accélération et du déplacement montre que le même schéma est observé dans le tremblement de terre de remorquage, c'est-à-dire que les points A, C et D présentent de légères variations de vitesse et d'accélération et de déplacement en raison de leur approximation.

L'analyse de la vitesse, de l'accélération et du déplacement montre que le même schéma est observé dans le tremblement de terre, c'est-à-dire que les points A, C et D présentent de légères variations de vitesse, d'accélération et de déplacement en raison de leur approximation de la fondation. En revanche, le point B, qui est la crête, est la partie la plus sollicitée de la structure. De plus, l'écart entre le pic d'accélération et le pic de vitesse est dû à la réponse du barrage.

La zone de contact du barrage avec la base présente la plus forte concentration de fissures par rapport à l'ensemble de la structure, en particulier lors du deuxième séisme d'intensité plus élevée. Enfin, dans notre étude de cas, le barrage RCC de Boussiaba a été soumis à différentes accélérations sismiques, et a eu une réaction proportionnelle au degré du séisme.

CONCLUSION GENERAL

Les barrages sont des structures complexes qui doivent fonctionner comme des systèmes. Bien que les barrages aient été construits des siècles avant les années d'industrialisation, les méthodes d'analyse qui traitent les problèmes de stabilité des barrages sont très récents. En raison de la défaillance des barrages pouvant entraîner des pertes de vie importantes, la conception du tremblement de terre est très importante. Grâce au développement scientifique, les méthodes de calcul deviennent de plus en plus sophistiquées

Le but de cette thèse est d'analyser la réponse dynamique d'un barrage en BCR existant (un barrage poids en béton compacté au rouleau en l'occurrence le barrage de Boussiaba) et d'adopter une approche de modélisation faisant intervenir un maximum de sollicitations. De nombreuses analyses ont été réalisées et soumises au code de calcul.

La synthèse bibliographique a permis de dresser un état de l'art vis-à-vis de la recherche notamment sur la modélisation des barrages en béton compacté, offrant ainsi une assise de développement à notre thèse pour la méthodologie à adopter en vue de la modélisation. Le choix du code de calcul Midas GTS NX a été primordial en vue de l'atteinte des objectifs fixés, à savoir la mise en place d'un modèle numérique tridimensionnel intégrant aussi bien l'aspect thermique que dynamique. Les analyses dynamiques du barrage de Boussiaba avec interaction fondation-barrage-eau, et effet de la poussée de la vase, effectuées avec le code Midas GTS NX ont clairement montré la nécessité de la définition claire et précise des conditions aux limites et ce en optant pour une analyse poussée des conditions de base pré-modélisation.

Ces résultats ont également montré que l'approche de modélisation abordée, en mettant l'accent sur la modélisation tridimensionnelle, a permis d'offrir une image plus réaliste du comportement du barrage de par sa nature géomorphologique hétérogène, démontrant ainsi la nécessité de créer des jumeaux numériques de chaque barrage projeté ou existant et traduisant une meilleure capacité d'analyse ainsi qu'un bon outil d'aide à l'analyse du risque et de la planification.

Il nous sera en toute logique et continuation de ce travail, de procéder à adopter la même approche systématique de modélisation du parc des barrages Algériens existants aux vues des risques sismiques, d'autant plus que nous observons ces derniers temps un regain de l'activité sismique du nord est Algérien.

Bibliographie

- [1] NAGAYAMA, I. and S. JIKAN. 30 years' history of roller-compacted concrete dams in Japan. In: Proceedings of the 4th International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams: November 17– 18, 2003, Madrid, Spain. CRC Press, 2003.
- [2] VALAMANESH, V., H.E. ESTEKANCHI, A. VAFAI and M. GHAEMIEN. Application of the endurance time method in seismic analysis of concrete gravity dams. *Scientia Iranica*. 2011, vol. 18(3A), pp. 326–337.
- [3] SUN, W. Seismic response control of high arch dams including contraction joint using nonlinear super-elastic SMA damper. *Construction and Building Materials*. 2011, vol. 25(9), pp. 3762–3767.
- [4] CALAYIR, Y. and M. KARATON. Seismic fracture analysis of concrete gravity dams including dam-reservoir interaction. *Computers and Structures*. 2005, vol. 83(19–20), pp. 1595–1606.
- [5] SEIPHOORI, A., S. MOHSEN HAERI and M. KARIMI. Three-dimensional nonlinear seismic analysis of concrete faced rockfill dams subjected to scattered P, SV, and SH waves considering the dam-foundation interaction effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2011, vol. 31(5–6), pp. 792–804.
- [6] AKKÖSE, M. and E. ŞİMŞEK. Non-linear seismic response of concrete gravity dams to near-fault ground motions including dam-water-sediment-foundation interaction. *Applied Mathematical Modelling*. 2010, vol. 34(11), pp. 3685–3700.
- [7] ALDEMIR, A., U. AKPINAR, Y. ARICI and B. BINICI. Seismic Design and Performance of an High RCC Dam. In: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering: September 24–28, 2012, Lisbon, Portugal.
- [8] MONTEIRO, G. and R.C. BARROS. Seismic analysis of a roller compacted concrete gravity in Portugal. In: Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering: October 12–17, 2008, Beijing, China.
- [9] Schrader E.K., "Concrete Construction Engineering Handbook", 2008
- [10] EM 1110-2-2006, "Roller Compacted Concrete", US Army Corps of Engineers Department of The Army, 2000

- [11] Wieland M., Brenner R.P., "Earthquake Aspects of Roller Compacted Concrete and Concrete-Face Rockfill Dams", Paper No.3399, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004
- [12] Wieland M., "Earthquake Safety of Dams and The Importance of Emergency Planning", 1st National Symposium and Exposition on Dam Safety, Ankara, 2007
- [13] Fenves G., Chopra A.K., "Simplified Analysis for Earthquake Resistant Design of Concrete Gravity dams" Report No. UCB/EERC-85/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif.,1986
- [14] International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 535-539, 2007
- [15] Monteiro G., Barros R.C., "Seismic Analysis of a Roller Compacted Concrete Gravity Dam in Portugal", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008 113
- [16] Yıldız E., Gürdil A.F., "Review on Seismic Design of Concrete Gravity or RCC Dams with Design Examples" The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 2012
- [17] Yong S., Xuhua R., " Dynamic Analysis on Nongling RCC Gravity Dam by Considering the Effect of Infinite Foundation Radiation Damping", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 589-593, 2007
- [18] Wieland M., Malla S., Guimond R., " Effect of Foundation Condition on Static and Dynamic Behavior of Proposed Nam Theun 1 RCC Arch-Gravity Dam in Laos", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 53-59, 2007
- [19] Guangting L., Penghui L., Yu H., Fengqi C., "Simulation Design and New Structure of RCC Arch Dam", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 155-162, 2007 115
- [20] Restrepo-Velez L.F., Velez A.F., "A Fragility Curve Model for RCC Gravity Dams", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 131-134, 2007

[21] EP 1110-2-12, "Seismic Design Provisions for Roller Compacted Concrete Dams", US Army Corps of Engineers Department of The Army, 1995

[22] Arıcı Y., Binici B., Aldemir A., "Comparison of The Expected Damage Patterns From Two and Three Dimensional Nonlinear Dynamic Analyses of a Roller Compacted Concrete Dam", Structure and Infrastructure Engineering , p. 1-11, 2012

[23] Arıcı Y., Binici B., Aldemir A., Akpınar U., "Seismic Design and Performance of an High RCC Dam" The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 2012

[24] Lei G., Zhenzhong S., "Dynamic Characteristics Analysis and Seismic Safety Evaluation for Madushan Gravity Dam", IEEE, 2011

[25] Kartal M.E., "Three-dimensional earthquake analysis of roller-compacted concrete dams", Natural Hazards and Earth System Sciences, 2012

[26] Attarnejad R., Lohrasbi A.R., "The Comparative Study of Discrete Crack and Smeared Crack Methods in Concrete Gravity Dams", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 525-528, 2007

[27] Attarnejad R., Lohrasbi A.R., "Crack Propagation Analysis in Concrete Gravity Dams by Discrete Crack Method", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 565-570, 2007 116

[28] Bagheri S.Y., Ghaemian M., Noorzad A., "Nonlinear Dynamic Analysis of Lean RCC Dams", International Symposium on Dams for a Changing World", Japan, 2012

[29] Mazloumi A., Ghaemian M., Noorzad A., "Nonlinear Seismic Analysis of RCC Dam Considering Orthotropic Behavior of Layers", International Symposium on Dams for a Changing World", Japan, 2012

[30] Xiutong C., Lu L., "3-D Nonlinear Finite Element Dynamic Analysis on Guandi RCC Gravity Dam", Proceedings of the Fifth 114

[31] Huda A.M., Jaafar M.S., Noorzaei J., Waleed A., Mohammed T.A., "Modelling the Effects of Sediment on the Seismic Behavior of Kinta Roller Compacted Concrete Dam", Pertanika J. Sci.&Technol. Vol.18(1), 2010

- [32] Yongwen H., Liangjun D., "Major Technical Problems in Jinanqiao Hydropower Project", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 229-233, 2007
- [33] Yongwen H. Cheng-Bin D., Shou-Yan J., "Innovative Design and Construction of a High RCC Gravity Dam in High Seismic Intensity Region", Practice Periodical on Structural Design and Construction, ASCE, 2011
- [34] Jiang S., Du C., Yongwen H., "Failure Analysis of a Cracked Concrete Gravity Dam Under Earthquake", Engineering Failure Analysis, Elsevier, 2013
- [35] Nuss L.K., Matsumoto N., Hansen K.D., "Shaken, But Not Stirred-Earthquake Performance of Concrete Dams", Innovative Dam and Levee Design and Construction for Sustainable Water Management, 32nd Annual USSD Conference, 2012 117
- [36] Li Z., Jiang H., Hong-qiang X., "Seismic Deformation and Seismic Resistance Analysis of Shapai Roller Compacted Arch Dam Based on Field Monitoring and Dynamic Finite Element Method", Science Press and Institute of Mountain Hazards and Environment, CAS and Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2013
- [37] Jinsheng J., Cuiying Z., Xinyu L., "Safety of RCC Gravity Dams Over 200m Considering Hydraulic Fracturing", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 81-86, 2007
- [38] Shatnawi E.S., "Determination of Temperature Distributions and Thermal Stresses for RCC Dams Using Two Different Finite Element Codes (Comparative Study)", M.S. Thesis, Jordan University of Science and Technology, 2004
- [39] Malkawi A.I.H., Mutasher S.A., Qui T.J., "Thermal-Structural Modeling and Temperature Control of Roller Compacted Gravity Dam.", Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, 2003
- [40] ETL 1110-2-542, "Thermal Studies of Mass Concrete Structures", U.S. Army Corps of Engineers Department of The Army, 1997
- [41] Guoxin Z., " Research on Thermal Stress and Temperature Control of Roller Compacted Concrete Dam", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 517-523, 2007

[42] HuPing, YangPing, Guoxin Z., "Simulation of Temperature Control and Crack Prevention of Longtan RCC Gravity Dam", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 541-548, 2007

[43] Bo D., Gangwei C., "Studies on the Construction Technology under High Temperature Condition and Its Application in Longtan Dam", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 687-690, 2007 112

[44] Read T., "Control of RCC Temperature", Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 267-269, 2007

[45] Aufleger M., Goltz M., Conrad M., "Distributed Fibre Optic Temperature Measurements- a Comparative Alternative for Temperature Monitoring in Large RCC Dams" Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 75-80, 2007

[46] Conrad M., Hoepffner R., Aufleger M., "Innovative Monitoring Devices for an Integral Observation of Thermal Stress Behaviour of Large RCC Dams" Proceedings of the Fifth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Guiyang, China, pp. 777-784, 2007

[47] Thang N. Q., Hung D.T., Kyaw U.W., Conrad M., Steiger K.M., Dunstan M.R.H., "Advantages of Roller Compacted Concrete (RCC) Gravity Dams- Two Examples in Southeast Asia", Springer, 2007

[48] Malm R (2009) Prediction of shear type crack initiation and growth in concrete with nonlinear finite element method. PhD thesis, TRITA-BKN, Bulletin 97. KTH Royal Institute of Technology]

[49] Schrader E., "Performance of roller compacted concrete (RCC) dams: an honest assessment", Proceedings of the Fourth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Madrid, Spain, Vol.1, pp. 91-102, 2003

[50] Dolen T.P., "Long-term performance of Roller Compacted Concrete at Upper Stillwater dam, Utah, USA", Proceedings of the Fourth 103

[51] Hansen K.D., Forbes B.A., "Thermal Induced Cracking Performance of RCC Dams", Proceedings of the Sixth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Zaragoza, Spain, 2012

- [52] Scuero A., Vaschetti G., "Synthetic Geomembranes in RCC Dam: Since 1984, A Reliable Cost Effective Way to Stop Leakage", Proceedings of the Fourth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Madrid, Spain, Vol 1, pp. 519-529, 2003
- [54] Soares M.A., Levis P., Seara R.W., Ferreira E.S., Terres J.F., "Seepage and treatment of cracks in Salto Caxias dam", Proceedings of the Fourth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Madrid, Spain, Vol 2, pp. 1185-1192, 2003
- [55] Zhixiong Y., Jiaxiu Y., "The First Built Roller Compacted Concrete Arch Dam-Puding Dam", Proceedings of the Fourth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Madrid, Spain, Vol 2, pp. 1205-1210, 2003
- [56] Barakat S.A., Malkawi A.I.H., Omar M., "Parametric study using FEM for the stability of the RCC Tannur dam", Geotechnical and Geological Engineering, 2005
- [57] Hu, H.C., "On some variational principles in the theory of elasticity and the theory of plasticity," Scintia Sinica, Vol. 4, 1955.
- [58] Washizu, K., On the Variational Principles of Elasticity, Aeroelastic and Structural Research Laboratory, MIT, Technical Report, 1955 .
- [59] Hellinger, E., "Der allgemeine Ansatz der Mechanik der Kontinua," Encyclopadie der Mathematischen Wissenschaften, Vol. 4, 1914.
- [60] Reissner, E., "On a variational theorem in elasticity," Journal of Mathematical Physics, Vol. 29, 1950.)
- [61] Hughes, T.J.R., The Finite Element Method, Prentice-Hall International, Inc., New Jersey, 1987
- [62] Cullum, J. and Donath, W., "A Block Lanczos algorithms for computing the q algebraically largest eigenvalues and a corresponding eigenspace of large real symmetric matrices," Proc. 1974 IEEE Conference on Decision and Control, IEEE Computer Society, 1974
- [63] H.M Hilber, T.J.R. Hughes, and R.L. Taylor, "Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 5, No. 3, 1977, pp. 283-292

- [64] M. Newmark, "A Method of Computation for Structural Dynamics," ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 5, No. EM3, 1959, pp. 67-94
- [65] ROUBAULT M – La Kabylie de Collo – Etude géologique Bull. Serv. Carte Géol. Algérie, série 2, n° 10(1934)
- [67] BOUDIAF Azzedine – Etude sismotectonique de la région d’Alger et de la Kabylie – Thèse USTL – 1996
- [66] TAPONNIER P. - Evolution tectonique du système alpin en Méditerranée : poinçonnement et écrasement rigide-plastique, Bull. Soc. Géol. France, 29 , 3, pp 437-460 (1977)
- [68] Adjadj M., Derghoum R.,. Analyse de la réponse sismique à court terme des remblais routiers renforcés par géosynthétique, 1er séminaire national géologie géotechnique et géoressources, Jijel, Algérie. 2017
- [69] MIDAS GTS NX, 2014, New experience of Geo-Technical analysis System, Manual documentation
- [70] Christian Grossmann; Hans-G. Roos; Martin Stynes (2007). Numerical Treatment of Partial Differential Equations. Springer Science & Business Media. p. 23. ISBN 978-3-540-71584-9.
- [71] NOTE DE SYNTHÈSE conception Barrage Boussiaba, 2005.

تتناول الاستجابة الزلزالية للسدود الخرسانية المضغوطة بتفسير سلوك هذه الأخيرة تحت تأثير القوي الساكنة والديناميكية المطبقة على حالة حقيقية: سد بوسيابة. وقد اتخذت النمذجة الرقمية ثلاثية الأبعاد من قبل عناصر محدودة باستخدام حساب البرمجية ميداس GTS-NX. تم تأسيس النموذج الهندسي على أوتوكاد مع الأخذ بعين الاعتبار الجيومورفولوجية الحقيقية للتضاريس والسد ومن ثم تصديرها إلى GTS-NX. وقد تم توليد الإجهاد الديناميكي للزلزال من قبل جهازي قياس التسارع على التوالي من 0.25 g و 0.35 g من مدى مسجل على مستوى منطقة ميلة أو في حدود 20 كيلومترا من موقع السد، والحمولة الساكنة الأولية ينطوي على الوزن الصافي، ودفع المياه فضلا عن دفع الطين عند سفح السد. وقد اختيرت عدة نقاط مرجعية على السد لدراسة المعايير المختلفة المعتمدة. وتبين النتائج التي تم التوصل إليها من خلال التحليل الرقمي الديناميكي أن السلوك العام للسد أثناء الزلازل كان مرضيا، ولم يعرض للخطر السلامة الهيكلية للهيكل.

الكلمات المفتاحية: السدود الخرسانية المضغوطة -العناصر المحدودة -الديناميكية -ثلاثية الأبعاد -ميداس GTSnx

Résumé

Cette thèse traite la réponse sismique des barrages en béton compacté au rouleau en interprétant le comportement de ces derniers, sous l'effet d'efforts statiques et dynamiques, appliqué à un cas réel : le barrage Boussiaba. Une modélisation numérique tridimensionnelle par éléments finis a été entreprise à l'aide du code de calcul Midas GTS-NX 2017. Le modèle géométrique a été établi sur Autocad en prenant en compte la géomorphologie réelle du terrain et du barrage existant puis exporté sur GTS-Nx. La sollicitation dynamique, à savoir le séisme, a été générée à partir de deux accélérogrammes respectivement de 0.25g et de 0.35g d'amplitude enregistrés au niveau de la région de Mila soit à moins de 20 km du site du barrage. Le chargement statique initial fait intervenir le poids propre, la poussée de l'eau ainsi que la poussée de la vase au pied du barrage. Plusieurs points de référence ont été choisis sur le corps du barrage pour l'étude de différents paramètres adoptés. Les résultats ainsi trouvés lors de l'analyse numérique dynamique présentent le comportement global du barrage durant les séismes sont satisfaisants et ne mettant pas en danger l'intégrité structurelle de l'ouvrage.

Mots clés : *Barrage en B.C.R – éléments finis – dynamique – tridimensionnel – Midas GTSnx*

Abstract

This thesis deals with the seismic response of roller-compacted concrete dams by interpreting its the behavior under the effect of static and dynamic loads applied to a real case: the Boussiaba dam. A three-dimensional finite element numerical modeling was undertaken using the Midas GTS-NX 2017 calculation code. The geometric model was established on Autocad taking into account the actual geomorphology of the terrain and the existing dam and then exported to GTS-NX. The dynamic solicitation namely the earthquake was generated from two accelerograms respectively 0.25g and 0.35g of amplitude recorded at the Mila region located less than 20 km from the dam site, the initial static loading consists on the own weight, the push of the water as well as the push of the mud at the bottom of the dam. Several reference points were chosen on the body of the dam for the study of different parameters adopted. The results thus found during dynamic numerical analysis show the overall behavior of the dam during earthquakes was satisfactory, not endangering the structural integrity of the structure.

Keywords: *R.C.C dam - finite elements - dynamic - three-dimensional - Midas GTSnx*