

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI, TIZI-OUZOU

FACULTÉ DES SCIENCES

DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL



THÈSE DE DOCTORAT EN SCIENCE

Filière : GÉNIE CIVIL

Présentée par :

BELMIHOUB HACENE

Sujet

**MODÉLISATION PAR LA MÉTHODE DES ELEMENTS
FINIS D'UN BARRAGE POIDS SOUMIS AUX FORCES
HORIZONTALES**

Devant le jury d'examen composé de :

Mr. MEHADDENE RACHID	Professeur	UMMTO	Président
Mr. GHOUILEM KAMEL	Maitre de conference classe A	UMMTO	Rapporteur
Mr. AIT AIDER HACENE	Professeur	UMMTO	Examineur
Mr. ARBAOUI AHCENE	Maitre de conference classe A	UAMOB	Examineur
Mr. METAICHE EL MEHDI	Professeur	UAMOB	Examineur
Mr. MAHFOUDH BRAHIM	Professeur	UAMOB	Examineur

Année universitaire 2024/2025

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier les membres de laboratoire géotechnique environnement et aménagement pour m'avoir permis de réaliser ce travail de thèse et pour m'avoir accueilli dans leurs locaux pendant mes années. J'adresse également toute ma reconnaissance aux membres de laboratoire qui ont composé mon comité de pilotage de thèse et qui m'ont accompagné, encadré, corrigé et soutenu tout au long de ce travail, et plus particulièrement à :

Monsieur **HAMZA ALI** et **GOUILEM KAMAL** directeur de thèse et maître de conférence à l'**Université MOULOUD MAMMERY** , pour leurs ouverture d'esprit, leurs bonne humeur générale et son parler direct, qui sont pour moi des qualités humaines estimables ; pour leurs gentillesse, leurs disponibilités et l'aides précieuses qu'il m'a apportée concernant la partie numérique ; ;

Monsieur **AIT TAHAR KAMEL**, PROFESSEUR à l'Université BOUIRA, pour son aide et ses conseils sur tous les volets notamment, et pour sa grande humanité en général ;

Monsieur **MELBOUCI BACHIR**, professeur de l'Université MOULOUD MAMMERY ;

Messieurs, encore merci pour le temps que vous avez chacun pu m'accorder durant mon cursus que ce soit au cours des différentes réunions groupées ou des discussions personnelles. En plus de votre appui technique et de vos conseils, vous avez su m'encourager et vous accommoder de mon caractère, ce qui peut parfois être fastidieux... Ce travail est aussi le vôtre. J'exprime également ma gratitude la plus sincère à :

Monsieur **MEHADDENE RACHID** , professeur à l'Université MOULOUD MAMMERY ;

Monsieur **AIT AIDER HACENE** , professeur à l'Université MOULOUD MAMMERY ;

Monsieur **MESBOUA NOUREDDINE**, maître de conférences à l'Université BOUIRA ;

Monsieur **ARBAOUI AHCENE**, maître de conférences à l'Université BOUIRA ;

Monsieur **METAICHE EL MEHDI**, professeur à l'Université BOUIRA ;

Monsieur **MAHFOUD BRAHIM**, Professeur à l'Université BOUIRA ;

Pour avoir accepté de faire partie du jury de thèse en tant que rapporteur et examinateur. Ce fût un plaisir d'échanger avec vous, et je vous remercie pour l'intérêt que vous avez porté à ce travail et les remarques et corrections pertinentes que vous avez su formuler à son sujet. J'ai le souvenir d'avoir été intéressé par le milieu de la recherche depuis le début de mes études, et je me suis douté très tôt que je finirai par faire une thèse. Au commencement de celle-ci, je ne la voyais plus forcément seulement comme une modeste avancée d'un domaine scientifique spécifique mais plutôt comme un défi personnel, un challenge que je voulais relever, pour voir s'il m'était possible de produire l'effort nécessaire à un tel projet. Après trois ans, la réponse à cette question m'est apparue mais sous une forme quelque peu différente de celle que je m'étais imaginée...

En plus de l'expérience personnelle, la thèse a été pour moi une aventure humaine, et comme toute aventure humaine, elle m'a permis de rencontrer des personnes, bien souvent des collègues, et d'en apprécier, au fil des mois, les quelques défauts mais surtout les innombrables qualités !

RÉSUMÉ

RÉSUMÉ

La Commission internationale des grands barrages a constaté que la plupart des anciens barrages ont été conçus selon des méthodes et des critères sismiques désormais sévères. En effet, il est souvent incertain si un vieux barrage respecte les normes actuelles de la Commission en matière de sûreté sismique. Selon ces normes, les grands barrages doivent résister au maximum de séismes crédibles (MCE), qui représentent le mouvement de fond le plus intense, avec une période de retour de plusieurs milliers d'années.

Au cours des dernières décennies, des avancées significatives ont été réalisées dans l'évaluation de l'analyse dynamique des barrages. La tendance actuelle est de considérer des intensités plus élevées du mouvement du sol lors des tremblements de terre sur les sites de barrage, généralement caractérisées par l'accélération maximale du sol (PGA). La plupart des barrages ont été conçus pour résister aux tremblements de terre en utilisant une approche pseudo-statique avec une PGA de 0,1 g. Cependant, un MCE de plus de 6 peut générer localement une PGA dépassant 0,5 g, soit cinq fois la valeur de conception. En raison de cet écart important entre l'accélération de conception et les valeurs de PGA attendues pendant le MCE, il est souvent difficile de garantir la sécurité sismique d'un barrage existant.

Il est largement admis que la sécurité sismique de la plupart des barrages existants est inconnue. De plus, la conception de nouveaux barrages en terre doit tenir compte de nouveaux enjeux importants tels que le comportement non linéaire du matériau terrestre, l'interaction fluide-squelette, la liquéfaction du sol et l'interaction fluide-structure. L'utilisation de données sismiques réelles est également importante pour évaluer la réponse des barrages aux séismes.

Prédire la réponse d'un barrage en terre lors d'un tremblement de terre constitue un défi majeur, car de nombreux facteurs influent sur les réponses dynamiques des barrages, tels que les caractéristiques du barrage, les conditions du site et les spécifications de charge sismique. Les progrès dans le calcul géotechnique permettent de réaliser des analyses plus précises de la réponse du barrage, notamment en tenant compte de la plasticité du sol, de l'évolution de la pression interstitielle et de la procédure de construction du barrage. Ces analyses permettent de vérifier la stabilité du barrage et d'évaluer l'influence des principaux paramètres sur sa réponse.

Le présent travail vise à analyser la réponse sismique d'un barrage en terre à l'aide de la méthode numérique PLAXIS 2D, en prenant en compte le comportement non linéaire du matériau du sol, l'évolution de la pression interstitielle, la construction du barrage et l'interaction fondation-barrage. L'étude se concentre sur l'impact du taux de remplissage, de la plasticité et de l'interaction fluide-squelette, en utilisant des données sismiques réelles.

Ce travail est organisé en quatre chapitres. Le premier chapitre propose une revue documentaire de la recherche sur les barrages en terre, en abordant les différentes méthodes d'analyse sismique, telles que les méthodes empiriques, simplifiées, linéaires équivalentes et non linéaires. Le deuxième chapitre présente une analyse numérique du comportement sismique des barrages en terre, en se concentrant sur la réponse élastique et élasto-plastique du barrage. Ce chapitre comprend également une étude paramétrique pour évaluer l'influence des principaux paramètres sur la réponse du barrage.

ABSTRACT

The International Commission on Large Dams has noted that most older dams were designed using seismic methods and criteria that are now considered obsolete. Indeed, it is often uncertain whether an old dam complies with the current safety standards set by the Commission regarding seismic safety. According to these standards, large dams must withstand the maximum credible earthquakes (MCE), which represent the most intense ground motion, with a return period of several thousand years.

Significant advancements have been made in the assessment of dynamic analysis of dams over the past decades. The current trend is to consider higher intensities of ground motion during earthquakes at dam sites, typically characterized by peak ground acceleration (PGA). Most dams were designed to resist earthquakes using a pseudo-static approach with a PGA of 0.1 g. However, an MCE exceeding 6 can locally generate a PGA exceeding 0.5 g, which is five times the design value. Due to this significant difference between the design acceleration and the expected PGA during the MCE, it is often challenging to ensure the seismic safety of an existing dam.

It is widely accepted that the seismic safety of most existing dams is unknown. Additionally, the design of new earth dams must address new significant issues such as the nonlinear behavior of earth materials, fluid-skeleton interaction, soil liquefaction, and fluid-structure interaction. The use of actual seismic data is also crucial for assessing dam responses to earthquakes.

Predicting the response of an earth dam during an earthquake is a major challenge, as many factors influence the dynamic responses of dams, including dam characteristics, site conditions, and seismic load specifications. Advances in geotechnical calculations enable more precise analyses of dam responses, particularly considering soil plasticity, interstitial pressure evolution, and dam construction procedures. These analyses verify dam stability and assess the influence of key parameters on dam response.

This study aims to analyze the seismic response of an earth dam using the numerical method PLAXIS 2D, considering the nonlinear behavior of soil materials, interstitial pressure evolution, dam construction, and foundation-dam interaction. The study focuses on the impact of filling rate, plasticity, and fluid-skeleton interaction, using real seismic data.

This study is organized into four chapters. The first chapter provides a literature review of research on earth dams, addressing various seismic analysis methods, including empirical, simplified, linear equivalent, and nonlinear methods. The second chapter presents a numerical analysis of the seismic behavior of earth dams, focusing on the elastic and elastoplastic response of the dam. This chapter also includes a parametric study to evaluate the influence of key parameters on the dam response.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	1
RÉSUMÉ.....	3
LISTES DES FIGURES	8
LISTES DES SYMBOLES.....	11
LISTES DES TABLEAUX	13
PROBLÉMATIQUE ET CONTEXTE DE LA RECHERCHE.....	15
BUTS ET OBJECTIFS DU MÉMOIRE	15
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	17
CHAPITRE I: RÉPONSE SISMIQUE DES BARRAGES EN TERRES: INFLUENCES DE NIVEAU DE REMPLISSAGE	
I.1 INTRODUCTION	19
I.2 BARRAGE EN TERRE AVEC NOYAU CENTRAL EN ARGILE	20
I.3 PERFORMANCE SISMIQUE DES DIGUES EXISTANTES	21
I.3.1 HISTOIRES DE CAS AVEC REGLEMENT INDUIT SIGNIFICATIF.....	22
I.3.2 CAS DE LIQUÉFACTION DU SOL	23
I.4 LEÇONS TIRÉES DES TREMBLEMENTS DE TERRE PASSES.....	24
I.5 ANALYSE DES BARRAGES EN REMBLAI.....	26
I.5.1 PROCEDURES D'ANALYSE SIMPLIFIEES	27
I.5.1.A METHODE DE NEWMARK.....	27
I.5.1.2 MAKDISI LA PROCEDURE DES SEMENCES.....	28
I.5.2 METHODES EMPIRIQUES	29
I.5.2.A METHODE DU BUREAU (1985, 1987)	29
I.5.2.B METHODE DE SWAISGOOD (1995, 1998)	30
I.5.3 ANALYSES DE LA REPONSE LINEAIRE EQUIVALENTE.....	30
I.5.4 ANALYSE NON LINEAIRE.....	32
I.6 FILES NON SATURES	34
I.7 VALIDATION DU PROGRAMME	36
I.8 CONCLUSION	37
CHAPITRE II: EFFET SISMIQUE SUR COMPORTEMENT DES REMBLAIS	
II.1 INTRODUCTION	40
II.2 CHARGES ET MODES DE RUPTURE.....	40
II.3 RESISTANCE AU CISAILLEMENT (COMPLETEMENT AFFAIBLIE)	41
II.3.1 COMPORTEMENT DE CONTRAINTE-DEFORMATION DES SOLS FINS	41
II.3.2 DÉFAILLANCE PROGRESSIVE	42

II.3.3 ANGLE DE FROTTEMENT ENTIEREMENT AFFAIBLI EN CONDITIONS DE DRAINAGE POUR LES SOLS FINS (STARK ET HUSSAIN (2013)).....	43
II.3.4 COHÉSION EFFECTIVE	44
II.4 STABILITE DE LA PENTE PENDANT UN RABATTEMENT RAPIDE	45
II.5 PRÉVISION DU MOUVEMENT DU SOL	48
II.6 EFFET DES PARAMÈTRES DU SOL DE REMBLAI.....	50
II.7 EFFET DES PARAMÈTRES DE LA STRUCTURE DE BARRAGE.....	52
II.8 EFFET DES PARAMÈTRES DES ACCÉLÉRATIONS SISMIQUES	54
II.9 AMPLEUR DE LA REPLIQUE.....	55
II.10 CONCLUSION.....	56

CHAPITRE III: EFFET SISMIQUE

III.1 INTRODUCTION.....	58
III.2 ÉQUATIONS DETERMINANTES POUR L'ANALYSE DES INFILTRATIONS	61
III.3 FORMULATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS.....	62
III.4 ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES.....	65
III.5 MODELE CONSTITUTIF DU MATERIAU	67
III.5.1 CONTEXTE GENERALE	67
III.6. MODÉLISATION DU SYSTÈME BARRAGE-FONDATION-RÉSERVOIR.....	70
III.6.1 MODÉLISATION DU PLOT H	70
III.6.1.1 LOGICIELS DE MODÉLISATION ET DE MAILLAGE	70
III.6.1.2 MAILLAGE ET MODÉLISATION DU SYSTÈME	71
III.6.1.2.1 BARRAGE	71
III.6.1.2.2 RÉSERVOIR	71
III.6.1.2.3 FONDATION	72
III.6.2 PARAMÈTRES D'ANALYSES	73
III.6.2.1 CONDITIONS AUX FRONTIÈRES.....	73
III.6.2.2 CONTACTS AUX INTERFACES DES SOUS-STRUCTURES.....	74
III.6.2.3 CONTRÔLE DES MODES HOURGLASS	74
III.6.2.4 AMORTISSEMENT	75
III.6.3 CONDITIONS DE CHARGEMENT ET APPLICATION DES CHARGES.....	76
III.6.3.1 CONDITIONS DE CHARGEMENT	76
III.6.3.1.1 CHARGES STATIQUES.....	77
III.6.3.1.2 CHARGES DYNAMIQUES	78
III.6.3.2 APPLICATION DES CHARGES DANS LE MODÈLE NUMÉRIQUE	78
III.6.3.2.1 APPLICATION DES CHARGES STATIQUES	78
III.6.3.2.2 APPLICATION DES CHARGES DYNAMIQUES.....	78
III.7 ANALYSE POST ÉLASTIQUE	79

III.7.1 INTRODUCTION ET CONTEXTE	79
III.7.2 MÉTHODOLOGIE	80
III.8 CONCLUSION	81

CHAPITRE IV: MODÉLISATION PAR LOGICIEL PLAXIS 2D DE CAS D'ÉTUDE

IV.1 INTRODUCTION	83
IV.2 SIMULATION NUMERIQUE	83
IV.2.1 PRESENTATION DU CAS D'ETUDE (DESCRIPTION DU BARRAGE DE TAKSEBT) ..	83
IV.2.1.1 INTRODUCTION	83
IV.2.1.2 DESCRIPTION DES FONDATIONS.....	85
IV.3. REPONSE SISMIQUE DE BARRAGE EN TERRE (CAS ÉLASTIQUE)	87
IV.3.1 INFLUENCE DE NIVEAU D'EAU	87
IV.3.2 ANALYSE NON DRAINEE	87
IV.3.2.1 EXEMPLE DE REFERENCE	87
IV.3.2.2 RÉPONSE AU CHARGEMENT HARMONIQUE.....	88
IV.3.2.3 ANALYSE PARAMÉTRIQUE DE LA RÉPONSE ÉLASTIQUE.....	94
IV.4 ANALYSE ÉLASTOPLASTIQUE	96
IV.4.1 PRÉSENTATION DU MODÈLE DE MOHR-COULOMB	96
IV.4.2 MODÉLISATION D'ANALYSE NON LINÉAIRE ENTIÈREMENT COUPLÉE.....	97
IV.4.3 NOYAU - SOL DURCISSANT AVEC UNE PETITE DÉFORMATION	97
IV.4.4 COUCHES	97
IV.4.5 MODÉLISATION DE L'ANALYSE LINÉAIRE ÉQUIVALENTE DÉCOUPLÉE.....	99
IV.5 RÉSULTATS ET DISCUSSION	102
CONCLUSION.....	104
BIBLIOGRAPHIE	106
ANNEXE	114

LISTES DES FIGURES

FIGURE 1.1: SECTION TYPIQUE D'UN BARRAGE EN REMBLAI	21
FIGURE 1.2: DIAGRAMME ILLUSTRANT LA MÉTHODE DE NEWMARK. [28]	28
FIGURE 1.3: ESTIMATION SIMPLIFIÉE DES DÉPLACEMENTS NORMALISÉS SELON LA PROCÉDURE DE MAKDISI-SEED.....	29
FIGURE 1.4: LA FONCTION RELATIVE DE TASSEMENT À LA CRÊTE ET L'INDICE DE GRAVITÉ DESSÉISMES.....	30
FIGURE 1.5 : MODULE DE CISAILLEMENT MOYEN TYPIQUE DÉPENDANT DE LA SOUCHE ET LE FACTEURS D'AMORTISSEMENT.....	31
FIGURE 1.6 : EXEMPLE DE RÉSULTATS FOURNIS PAR UN MODÈLE DE DIFFÉRENCE FINIE BIDIMENSIONNELLE NON LINÉAIRE TYPIQUE D'UN BARRAGE EN REMBLAI [13]....	33
FIGURE 2.1 - BARRAGE-POIDS ET CHARGEMENTS.....	40
FIGURE. 2.2: RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT D'UN SOL À GRAINS FINS.	42
FIGURE 2.3: MÉCANISME DE RUPTURE PROGRESSIVE SUR TALUS EXCAVÉ EN SURCONSOLIDÉ ARGILE	43
FIGURE 2.4 : CORRÉLATION EMPIRIQUE POUR L'ANGLE DE FROTTEMENT SÉCANT DRAINÉ ENTIÈREMENT RAMOLLI BASÉ SUR LL, CF ET Σ'_N POUR 39 SOLS NATURELS.	44
FIGURE. 2.5: ENVELOPPE DE RÉSISTANCE NON DRAINÉE.....	47
FIGURE 2.6 VARIATIONS DES VALEURS DE PULSATION PROPRE DU SYSTÈME POUR DIFFÉRENTES VALEURS DE L'ANGLE DE FROTTEMENT ET DE LA MASSE VOLUMIQUE DU SOL POUR LES CONDITIONS STATIQUE ET SISMIQUE.	51
FIGURE 2.7 VARIATIONS DES VALEURS DE PULSATION PROPRE DU SYSTÈME POUR DIFFÉRENTES VALEURS DE L'ANGLE DE FROTTEMENT ET DU MODULE D'YOUNG DU SOL POUR LES CONDITIONS STATIQUE ET SISMIQUE.	51
FIGURE 2.8 VARIATIONS DES VALEURS DE PULSATION PROPRE DU SYSTÈME POUR DIFFÉRENTES VALEURS DE L'ANGLE DE FROTTEMENT ET DU COEFFICIENT DE POISSON DU SOL POUR LES CONDITIONS STATIQUES ET SISMIQUES.	52
FIGURE 2.9 VARIATION DES VALEURS DE PULSATION PROPRE DU SYSTÈME POUR DIFFÉRENTES VALEURS DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DU SOL ET DE LA HAUTEUR DE STRUCTURE DU BARRAGE POUR LES CONDITIONS STATIQUES ET SISMIQUES.....	53
FIGURE 2.10 VARIATION DES VALEURS DE PULSATION PROPRE DU SYSTÈME POUR DIFFÉRENTES VALEURS DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DU SOL ET DE L'ÉPAISSEUR DE LA STRUCTURE DU BARRAGE POUR LES CONDITIONS STATIQUE ET SISMIQUES.	53
FIGURE 2.11 VARIATION DES VALEURS DE PULSATION PROPRE DU SYSTÈME POUR DIFFÉRENTES VALEURS DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DU SOL ET DE MODULE DE YOUNG	

DE LA STRUCTURE DU BARRAGE POUR LES CONDITIONS STATIQUE ET SISMIQUE. 53	
FIGURE 2.12 VARIATION DES VALEURS DE PULSATION PROPRE DU SYSTÈME POUR DIFFÉRENTES VALEURS DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DU SOLE ET DE LA MASSE VOLUMIQUE DE MATÉRIAUX DE STRUCTURE DU BARRAGE POUR LES CONDITIONS STATIQUE ET SISMIQUE.	54
FIGURE 2.13 VARIATION DES VALEURS DE PULSATION PROPRE DU SYSTÈME POUR DIFFÉRENTES VALEURS DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DU SOL ET DES ACCÉLÉRATIONS SISMIQUES HORIZONTALES ET VERTICALES.	54
FIGURE 3.1: SURFACES D'ÉCROUISSAGE PAR CISAILLEMENT ET DE LIMITE D'ÉLASTICITÉ DU MODÈLE DE SOL DURCISSANT EN Q-P ESPACE.....	69
FIGURE 3.2 – MODÈLE DU SYSTÈME BARRAGE-FONDATION-RÉSERVOIR.....	70
FIGURE 4.1: PHOTO AÉRIENNE DU BARRAGE TAKSEBT	83
FIGURE 4.2 : PLAN DE LOCALISATION	83
FIGURE 4-3 : COUPES TYPES DU BARRAGE.....	84
FIGURE 4-4 : VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE.....	84
FIGURE 4-5 : CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET TOPOGRAPHIQUE DU BARRAGE DU TAKSEBT	85
FIGURE 4.6: TRAVAUX DE COMPACTAGE DES COUCHES DE BARRAGE TAKSEBT	85
FIGURE 4.7 : CONTEXTE SISMOLOGIQUE ET PARAMÈTRES SISMIQUES DU BARRAGE DE TAKSEBT.....	87
FIGURE 4.8 - FORME DES DÉFORMATIONS HORIZONTALES APRÈS TREMBLEMENT DE TERRE DANS LE BARRAGE TAKSEBT AVEC LE MODÈLE MOHR-COULOMB	88
FIGURE 4.9 - FORME DES DÉFORMATIONS HORIZONTALES APRÈS TREMBLEMENT DE TERRE DANS LE BARRAGE TAKSEBT AVEC LE MODÈLE MOHR-COULOMB.....	88
FIGURE 4.10: LA RÉPONSE DU BARRAGE DE TAKSEBT À L'EXCITATION MAXIMALE.	89
FIGURE 4.11 : DÉFORMATION DU BARRAGE AU MAXIMUM D'EXCITATION (A),(B),(C)...	90
FIGURE 4.12 - DÉFORMATIONS HORIZONTALES APRÈS CONSTRUCTION DANS LE BARRAGE DE TAKSEBT.....	91
FIGURE 4.13 - DÉFORMATIONS VERTICALES APRÈS CONSTRUCTION DANS LE BARRAGE DE TAKSEBT.	91
FIGURE 4.14 – ACCÉLÉRATION À LA CRÊTE DU BARRAGE RÉELLE ET TROUVÉE LORS DE L'ANALYSE TREMBLEMENT DE TERRE	92
FIGURE 4.15 – ACCÉLÉRATION SPECTRALE DU BARRAGE DE TAKSEBT À LA CRÊTE RÉELLE ET TROUVÉE LORS DE L'ANALYSE DU TREMBLEMENT DE TERRE	92

FIGURE 4.16 :RÉPONSE À UN VÉRITABLE ENREGISTREMENT DE TREMBLEMENT DE TERRE	93
FIGURE 4.17- COURBES DE RÉDUCTION DU MODULE EN CISAILLEMENT ET DE VARIATION DU RAPPORT D'AMORTISSEMENT UTILISÉES ET COURBES PROPOSÉES PAR FEIZI- KHAKANDI POUR LA TRANSITION.....	95
FIGURE 4.18 : DÉFORMATION HORIZONTALE.....	98
FIGURE 4.19 : DÉFORMATION VERTICALE.....	98
FIGURE 4.20 : DÉPLACEMENTS HORIZONTAUX À LA CRÊTE ET À LA BASE DU BARRAGE.....	99
FIGURE4.21: DÉFORMATION HORIZONTALE DU NOYAU DE BARRAGE.....	99
FIGURE4.22: DÉFORMATION EN CISAILLEMENT DANS LE NOYAU DE BARRAGE.....	99
FIGURE 4.23: DÉFORMATIONS HORIZONTALES DANS LE BARRAGE EN TERRE.....	100
FIGURE 4.24: DÉFORMATIONS VERTICALES DANS LE BARRAGE EN TERRE.....	100
FIGURE 4.25: DÉPLACEMENTS HORIZONTAUX À LA CRÊTE DU BARRAGE.....	101
FIGURE 4.26: DÉFORMATION HORIZONTALE DU NOYAU DU BARRAGE.....	101
FIGURE 4.27: ÉFORMATION EN CISAILLEMENT DANS LE NOYAU ET LA ZONE DE TRANSITION DU BARRAGE EN TERRE.....	101

LISTES DES SYMBOLES

1. CONTRAINTES, PRESSIONS ET FORCES

- σ' : contrainte effective (**kPa**)
- $(\sigma - \mathbf{ua})$: contrainte normale nette (**kPa**)
- $(\mathbf{ua} - \mathbf{uw})$: succion matricielle (**kPa**)
- σ_s : contrainte d'aspiration (**kPa**)
- P : pression dans l'élément fluide (**Pa**)
- \mathbf{fu} : vecteur de charge externe (**N**)

2. PARAMÈTRES D'ÉTAT DE L'EAU DANS LE SOL

- Θ : teneur en eau volumétrique normalisée (-)
- Θ_w : teneur en eau pour une succion donnée (-)
- Θ_s : teneur en eau à saturation (-)
- Θ_r : teneur en eau résiduelle (-)
- θ_w : teneur en eau volumétrique instantanée (-)
- $k(\mathbf{hm})$: perméabilité fonction de la succion (**m s⁻¹**)
- \mathbf{hm} : hauteur d'aspiration matricielle (**m**)
- t : temps (**s**)

3. MATRICES ET VECTEURS (FORMULATION ÉLÉMENTS FINIS)

- \mathbf{k} : matrice de rigidité
- \mathbf{H} : matrice de perméabilité
- \mathbf{C} : matrice de couplage hydromécanique
- \mathbf{v} : vecteur de déplacements nodaux

4. PARAMÈTRES DU MODÈLE VAN GENUCHTEN (EAU NON SATURÉE)

- a, n, m : constantes d'ajustement de la courbe (**dimensionless**)

5. DYNAMIQUE ET SISMOLOGIE

- V_s : vitesse des ondes de cisaillement (**m s⁻¹**)
- E_{roc} : module d'élasticité de la fondation (**Pa**)
- ν_{roc} : coefficient de Poisson de la fondation (-)
- ρ_{proc} : masse volumique de la fondation (**kg m⁻³**)
- W : longueur d'onde considérée (**m**)
- f_0 : fréquence fondamentale de la structure (**Hz**)

6. RÉDUCTION DE RÉSISTANCE & STABILITÉ

- τ / τ' : résistance au cisaillement (**réelle / réduite**)
- F_t : facteur de réduction « phi-c »
- ΣM_{sf} : multiplicateur total de sécurité

7. THERMO-HYDRAULIQUE DES FLUIDES

- C_i : coefficients polynomiaux de l'équation d'état
- E : énergie interne (J)
- ρ, ρ_0 : densité instantanée / densité de référence (**kg m⁻³**)
- μ : compression volumique en excès (-)
- K : module isostatique de l'eau (**2,18 GPa**)

LISTES DES TABLEAUX

TABLEAU 1: VALEUR APPROXIMATIVE DU CV POUR DIVERS SOLS.....	47
TABLEAU 2: LES CARACTÉRISTIQUES DU BARRAGE TAKSEBT.....	84
TABLEAU 3: PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES DES MATÉRIAUX DU BARRAGE.....	86

PROBLÉMATIQUE ET CONTEXTE DE LA RECHERCHE

PROBLÉMATIQUE ET CONTEXTE DE LA RECHERCHE

Les barrages en remblai sont parmi les ouvrages les plus importants en génie civil, mais ils sont également parmi les plus critiques en termes de performance et de sécurité. Les normes de conception et de construction sont rigoureuses, et les normes parasismiques sont élevées, en constante évolution. Cependant, il est souvent observé que de nombreuses conceptions de barrages ne comprennent pas d'analyses sismiques approfondies, ce qui est essentiel pour évaluer la sécurité de ces structures en cas de séisme.

Dans le nord de l'Algérie, où la sismicité est active mais modérée, les caractéristiques des séismes diffèrent de l'ouest à l'est. La plupart des études dynamiques ont porté sur des barrages soumis à des séismes de l'est de l'Algérie, laissant peu d'informations sur la réponse des barrages aux séismes en Algérie.

De plus, malgré la disponibilité de logiciels et de méthodes numériques pour effectuer des analyses dynamiques de la réponse des barrages, ces outils sont sous-utilisés en raison de difficultés de mise en œuvre. Par exemple, les méthodes pseudo-dynamiques, telles que la méthode de Newmark, n'ont pas encore été suffisamment vérifiées ou calibrées pour les séismes de l'est de l'Algérie. De plus, les méthodes avancées d'analyse dynamique, telles que les simulations numériques non linéaires en 2D, sont complexes à mettre en œuvre et n'ont pas été largement utilisées pour les barrages en remblai en l'Algérie. En outre, la compréhension des effets, des conditions du sol en 2D est limitée, et l'adaptation de ces méthodes pour les sols et les types d'ouvrages spécifiques en l'Algérie est encore en cours de développement.

L'Algérie compte un grand nombre et une grande variété de barrages, dont la sécurité sismique doit être évaluée compte tenu de la variabilité des sollicitations sismiques sur le territoire. Cependant, il existe actuellement un manque de méthodes simples, optimisées et validées pour gérer efficacement le risque sismique associé aux barrages en remblai. Par conséquent, le défi de ce projet de recherche réside dans l'évaluation de la réponse dynamique de ces types de barrages.

Il convient de noter que l'utilisation de modèles avancés, tels que les méthodes des éléments finis et des différences finies, est encore peu répandue, et l'application de lois de comportement non linéaires est délicate, avec des avertissements des fournisseurs de logiciels concernant leur caractère expérimental.

BUTS ET OBJECTIFS DU MÉMOIRE

Ce projet de recherche, présenté dans ce mémoire, se concentre sur l'étude de la réponse sismique en contraintes totales des barrages en remblais, en utilisant des méthodes bidimensionnelles (**Plaxis 2D**). L'objectif principal de cette recherche est d'améliorer notre compréhension des phénomènes dynamiques qui se produisent dans les barrages en remblais construits en vallées, tels que l'amplification sismique des efforts horizontaux. Pour ce faire, des formulations constitutives et des modèles numériques adaptés à l'analyse dynamique seront évalués en utilisant des données sismiques provenant d'un barrage réel de grande envergure. Cette étude portera sur des séismes de faible magnitude.

Les objectifs spécifiques de cette recherche sont les suivants :

Examiner l'état actuel des connaissances en ce qui concerne l'évaluation de la réponse dynamique des barrages en remblais.

À partir de données instrumentales obtenues lors de séismes de faible magnitude enregistrés sur le site du barrage taksebt, évaluer la capacité des méthodes dynamiques 2D couramment utilisées en géotechnique à reproduire de manière précise les phénomènes dynamiques et les effets de site observés sur un ouvrage existant, tels que les l'amplification sismique.

Le deuxième volet de cette recherche vise à approfondir notre compréhension des limites et de l'applicabilité des méthodes dynamiques en deux dimensions (**2D**) lors de l'étude de la réponse sismique des barrages en remblai déjà construits. Ces analyses permettront d'évaluer la performance des logiciels couramment utilisés dans le domaine, ainsi que la pertinence des différentes formulations constitutives, tout en prenant en compte l'influence des conditions aux frontières et du maillage sur la réponse dynamique de l'ouvrage. Il est également crucial de souligner qu'au sein des ouvrages géotechniques, l'état initial des contraintes, notamment le pré chargement statique.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les séismes sont des phénomènes complexes et dangereux qui ont connu une augmentation de leur fréquence et de leur gravité au cours du siècle passé. Cette évolution a poussé de nombreux pays, dont l'Algérie, à revoir la conception de leurs infrastructures pour mieux résister à ces catastrophes naturelles.

Les barrages, de par leur importance économique et stratégique, sont des ouvrages complexes. Leur rupture lors de séismes entraîne généralement des conséquences dramatiques sur le plan humain et matériel. Il est donc crucial d'étudier précisément le comportement dynamique de ces barrages pour évaluer leur performance et leur sécurité face aux séismes.

Plusieurs ruptures de barrages se sont produites même dans des zones considérées comme non sismiques, illustrées par des exemples tels que le barrage de Malpasset en France ou le barrage de Koyna en Inde. Des séismes comme celui de Bhuj en Inde en 2001 ou de Kolinski en Turquie et de Chi-Chi à Taiwan ont également provoqué des dégâts sérieux sur plusieurs barrages, soulignant ainsi le risque permanent que représentent les tremblements de terre pour ces ouvrages.

Les ingénieurs doivent intégrer cette menace lors de l'analyse de la sécurité sismique des barrages. Alors qu'auparavant, les calculs sismiques utilisaient des méthodes pseudo-statiques avec des accélérations horizontales du sol fixées à $0,1g$ jusqu'en 1989, il est maintenant établi que les séismes peuvent induire des accélérations bien supérieures. Les méthodes actuelles doivent refléter plus fidèlement le comportement réel des ouvrages pour évaluer leur sécurité.

Malgré les progrès dans l'analyse dynamique des barrages face aux séismes, les méthodes utilisées ont des limites, notamment pour appréhender la répartition des forces dans un barrage en terre soumis à des mouvements de sol particuliers.

Ce mémoire se décompose en quatre chapitres :

Une synthèse bibliographique sur le calcul sismique des barrages en terre, abordant les méthodes numériques comme les éléments ou différences finies et présentant des notions clés sur les séismes ainsi qu'une synthèse du comportement sismique des barrages en terre.

Un rappel sur le comportement cyclique du sol et les méthodes d'analyses sismiques des barrages en terre, incluant des approches analytiques, empiriques et numériques.

Une présentation du logiciel PLAXIS 2D, des lois de comportement utilisées et des étapes d'analyses sismiques des ouvrages géotechniques.

Une analyse numérique du comportement séismique des barrages en terre avant le remplissage d'eau, comprenant des cas élastiques et élastoplastiques utilisant le critère de Mohr-Coulomb et une analyse numérique de l'interaction barrage-réservoir sur la réponse sismique des barrages en terre, mettant en avant les pressions interstitielles, les contraintes effectives et totales.

CHAPITRE I

RÉPONSE SISMIQUE DES BARRAGES EN TERRES: INFLUENCES DE NIVEAU DE REMPLISSAGE

I.1 INTRODUCTION

De nombreux barrages sont construits à travers les rivières qui suivent les traces de faille. Bien que ces failles ne soient pas nécessairement actives, le potentiel de mouvement différentiel à travers la fondation du barrage doit être pris en compte. Le barrage devrait fonctionner sans risque pour le public en cas de tremblement de terre. En effet, les barrages et les réservoirs situés à proximité des zones urbanisées représentent un risque potentiel pour la population et la propriété en aval en cas de rejet incontrôlé de l'eau du réservoir en raison de dommages dus au séisme. C'est pourquoi, la stabilité des digues de barrage est d'un grand intérêt pour les ingénieurs géotechniques.

La méthode la plus couramment utilisée en ingénierie pour évaluer la stabilité sismique du barrage en terre consiste en une approche pseudo statique où l'effet sismique sur une masse de sol potentielle est représenté par une force horizontale statique équivalente à la masse de sol multiplié par un coefficient sismique. Cette approche repose sur plusieurs hypothèses simplifiées négligeant la déformabilité du sol, ce qui pourrait conduire à une estimation erronée des effets sismiques sur les barrages. En effet, le problème de la réponse sismique et du comportement des barrages et de leurs fondations, lorsqu'il est formulé en termes généraux est complexe.

Depuis le tremblement de terre de San Fernando en 1971 en Californie (**Ming et Li 2003**), des progrès importants ont été réalisés dans la compréhension de l'action sismique sur les barrages. La réponse dynamique des structures du sol a fait l'objet d'une attention particulière. Les progrès ont été principalement dus au développement de méthodes numériques pour l'analyse dynamique. En outre, des progrès considérables ont été réalisés dans la définition du mouvement d'entrée sismique, qui est l'une des principales incertitudes dans la conception sismique et l'évaluation de la sûreté sismique des barrages.

Cependant, il n'est toujours pas possible de prédire de manière fiable le comportement des barrages lors de fortes secousses au sol en raison de la difficulté dans la modélisation de l'ouverture des joints et de la formation de fissures dans le corps du barrage, le comportement non linéaire de la fondation, l'information insuffisante sur la variation spatiale du mouvement du sol dans les barrages en arche et d'autres facteurs.

Il faut toujours garder à l'esprit que même les meilleures méthodes d'analyse ne fournissent pas de données précises sur la conception sismique des barrages. Selon le type et la taille du barrage, son exposition sismique et d'autres facteurs comme les exigences réglementaires, l'analyse numérique peut être effectuée au moyen de procédures simplifiées ou complexes.

Dans cette thèse, nous proposons une modélisation numérique utilisant la méthode des éléments finis pour analyser la performance sismique des digues sous un mouvement d'entrée sismique artificiel et réel. L'analyse concerne une véritable étude de cas « le barrage de taksebt » situé dans le nord-est de l'ALGERIE.

Ce chapitre présente une revue bibliographique qui résume l'état de la technique concernant les performances sismiques des barrages en terre, leur vulnérabilité, leur évaluation de la sécurité et les différentes méthodes utilisées dans l'évaluation de la stabilité des barrages soumis à des charges sismiques.

I.2 BARRAGE EN TERRE AVEC NOYAU CENTRAL EN ARGILE

Des noyaux centraux d'argile à flaques ont été utilisés dans le barrage britannique traditionnel au XIXe siècle. Il avait une pente en amont de 1 sur 3 et une pente en aval de 1 sur 2,5. Le noyau d'argile en flaques était habituellement prélevé dans une tranchée pour former un point d'eau souterrain.

Un barrage en terre contient des matériaux de différents types dans différentes parties. La figure 1.1 illustre différents composants d'un barrage en terre typique. Il est composé d'un noyau central imperméable qui est recouvert par des zones de matériau plus perméable. La coque en amont assure la stabilité contre les décharges rapides du réservoir, tandis que la coque en aval sert de drain pour contrôler la ligne d'infiltration et assure la stabilité du barrage pendant sa construction et son exploitation.

La largeur maximale du noyau imperméable est déterminée par des critères de stabilité et d'infiltration ainsi que par la disponibilité du matériau. Une digue de terre avec un noyau imperméable suffisamment épais de matériau solide avec des coquilles extérieures perméables peut avoir des pentes de remblai relativement plus raides limitées seulement par les caractéristiques de la fondation et du remblai. Cependant, un barrage à noyau mince est habituellement plus économique et plus facile à construire en raison de la moindre quantité de sol à grains fins à manipuler. Les largeurs de carotte de 30 à 50 % de la tête d'eau conviennent habituellement à tout type de sol et à toute hauteur de barrage, tandis que les largeurs de carotte de 15 à 20 % de la tête d'eau sont minces et jugées satisfaisantes, si des couches filtrantes adéquatement conçues et construites sont fournies. 10 % de la tête d'eau ne doit pas être utilisé autant que possible (G.L.Asawa, 2005).

Les barrages en terre sont construits avec une variété de matériaux disponibles en différentes quantités et à différents endroits dans le remblai (.Sharam et al. 2007) :

A. ZONE IMPERMEABLE : Dans le remblai de terre, la répartition des matériaux doit être telle que la perméabilité et la grossièreté augmentent vers la pente extérieure. C'est pourquoi les sols argileux sont utilisés dans la zone imperméable qui fournit la barrière d'eau. Le matériau doit être suffisamment imperméable mais ne doit pas non plus se consolider ou se ramollir excessivement à saturation par l'eau du réservoir. Pour satisfaire aux critères de conception d'imperméabilité, de faible consolidation et de résistance à l'adoucissement, la densité maximale possible est souhaitable. Du point de vue des conditions de contraintes et de déformation dans la zone centrale, des conditions plus favorables peuvent être obtenues à partir du noyau en lui donnant une certaine inclinaison vers le dessus.

B. ZONE FILTRE : Il est impossible d'arrêter toute infiltration à travers le barrage. En tant que tel, un filtre incliné est fourni sur les pentes en amont et en aval du cœur pour recueillir les eaux de suintement émergeant du cœur et ainsi garder le tubage en aval relativement sec. Le filtre est constitué de sable et de gravier drainant librement sélectionnés pour empêcher le déplacement des particules de sol infini qui constituent le noyau. La mise à disposition d'un filtre en aval est importante pour abaisser la ligne phréatique et empêcher le mouvement des matériaux fins.

C. ZONE PERMEABLE: Les zones perméables fournissent une enveloppe extérieure de haute résistance pour conférer la stabilité et protéger le noyau imperméable, sécuriser les conditions hydrauliques favorables de drainage, et agir comme des filtres entre les matériaux de tailles de grain très différentes. À l'intérieur de la zone perméable, les charges individuelles sont dirigées de manière à ce que le matériau soit nivelé grossièrement vers les pentes extérieures. La zone perméable intérieure assure la stabilité contre les tiraillements soudains et soutient et protège la zone imperméable, tandis que la zone perméable extérieure agit comme un drain pour contrôler la ligne d'infiltration.

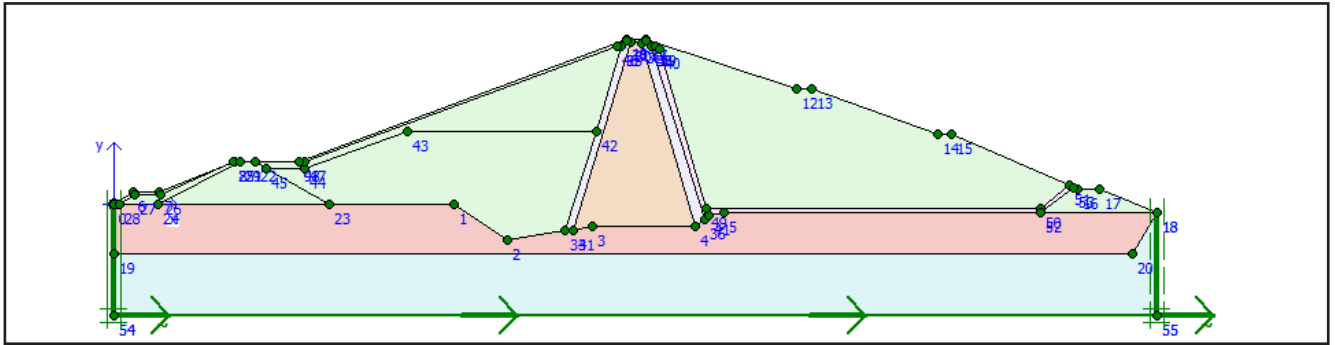


Figure 1.1: Section typique d'un barrage en remblai

I.3 PERFORMANCE SISMIQUE DES DIGUES EXISTANTES

Le premier échec d'un barrage en raison d'un tremblement de terre signalé dans la littérature est le barrage Augusta, en Géorgie, pendant le tremblement de terre de 1886 à Charleston, en Caroline du Nord. Dans le monde entier, moins de trente barrages ont complètement échoué lors des tremblements de terre (USCOLD, 2000). Il s'agissait principalement de résidus miniers ou de barrages de remblai hydraulique, ou de remblais relativement petits de conception douteuse. Peu de grands barrages en remblai ont été gravement endommagés.

Comme l'ont signalé (Chen et al., 2003), pendant le tremblement de terre de San Francisco (1906, **magnitude 8,3**), environ trente barrages en remblai de taille moyenne situés à moins de cinquante kilomètres de la trace de rupture de faille et quinze d'entre eux se trouvaient à moins de **cinque** kilomètres ont été touchés. La plupart ont survécu à la secousse avec seulement des dommages mineurs. Plus récemment, lors du tremblement de terre de Kocaeli en Turquie en 1999 (**magnitude 7,4**), le barrage de Gokce, un barrage en remblai à noyau de terre de deux cent mètres de hauteur et le barrage de Kirazdere, un remblai de terre de **trois cent cinquante six** mètres de hauteur avec noyau d'argile, filtres de sable et de gravier et coquilles de remblai de roche ont été localisés dans la zone de dommages importants. Le seul effet observé au barrage Gokce était une fissure longitudinale le long du côté amont de la crête, d'environ **trente trois** mètres de largeur. Le barrage Kirazdere est situé à moins de **deux à trois** km de l'épicentre et à proximité de la faille responsable, la faille nord-anatolienne.

Il y avait environ **sept** mètres de mouvement latéral à droite dans environ un mètres du barrage. Quelques fissures longitudinales, chacune d'environ **un dixième** mètres de Large, c'est produite sur la route de gravier à la crête. Dans l'ensemble, les deux barrages ont donné des résultats satisfaisants et ont démontré

la résistance sismique élevée des barrages en remblai. Ce rendement satisfaisant a démontré la capacité des barrages argileux à supporter des charges sismiques extrêmes, malgré les méthodes de compactage douteuses utilisées pour ces installations historiques. Les données de performance et les références détaillées concernant les quelque **quatre cent** barrages qui ont été soumis à un tremblement de terre important sont fournies par (USCOLD 1984, 1992b, 2000). La performance sismique des barrages en remblai a été étroitement liée à la nature et à l'état de compactage du matériau du remblai. Les barrages modernes bien compactés peuvent résister à d'importants tremblements de terre sans effets néfastes. En particulier, les barrages en terre construits en matériaux argileux compactés sur des fondations compétentes et les barrages de remblai ont fait preuve d'une excellente stabilité sous des charges sismiques extrêmes. Les barrages hydrauliques et les digues à résidus représentent presque tous les cas connus.

Outre la formation de fissures transversales et longitudinales, les dommages sismiques induits dans les digues en remblai sont principalement liés aux deux aspects suivants :

- Défaillance de glissement avec affaissement induit important pendant la stabilité des pentes et un tremblement de terre.
- Accumulation d'excès de pression d'eau interstitielle dans le remblai et les matériaux de la fondation (**liquéfaction du sol**).

Les paragraphes qui suivent résument les cas les plus notables où les barrages ont subi l'un des deux principaux types de défaillances : tassement important induit et liquéfaction du sol.

1.3.1 HISTOIRES DE CAS AVEC REGLEMENT INDUIT SIGNIFICATIF

Lors du séisme de 1985 au Mexique (**magnitudes 8.1**), deux grands barrages, La Villita (**197 mètres de hauteurs**) et El Infiernillo (**485 mètres de hauteurs**) ont été touchés. Bien qu'ils n'aient subi aucun dommage important, ces barrages ont été secoués de 1975 à 1985 par une série d'événements sismiques rapprochés, dont l'ampleur était supérieure à 7,1. Les peuplements cumulatifs dus au séisme du barrage de La Villita, un remblai rocheux en terre avec un large noyau argileux central, s'approchent de deux mètres et ont augmenté au cours des derniers événements, peut-être en raison de l'affaiblissement progressif de certains matériaux. Les déformations du barrage El Infiernillo, un barrage de remblai rocheux à noyau de terre, sont demeurées petites et constantes d'un événement à l'autre.

Une vaste région autour de la baie de San Francisco a été touchée par le tremblement de terre de 1989 à Loma Prieta (**magnitudes 7.1**). Environ **cent** digues de différentes tailles se trouvaient à moins de cent kilomètre de l'épicentre. Le barrage autrichien, un barrage en terre de **deux cent** mètres de hauteur à environ **douze** kilomètres de l'épicentre, a subi d'importantes fissures de culées transversales et s'est affaissé près de **trois** mètres .

Le réservoir était à moitié plein au moment du tremblement de terre. Les dommages globaux au barrage étaient considérables, compte tenu de la courte durée de secousses. L'Autriche et d'autres barrages touchés par le tremblement de terre de Loma Prieta doivent être capables de résister à des tremblements de terre

beaucoup plus exigeants en intensité et en durée qu'en 1989.

Cinq grands barrages en terre et de remblai rocheux, ont été localisés entre un et demi et douze et demie km du tracé de rupture de faille pendant le tremblement de terre de 1990 aux Philippines (**magnitudes 7,7**). Le mouvement du sol a été estimé à ces sites entre 0,35 et 0,70 g. Aucun des barrages n'a cédé, mais ils ont tous subi des tassements, des déformations et des fissures. Le barrage Diayo, haut de **cent quatre vingt dix sept** mètres, a connu une chute importante sur la longueur totale de **six cent soixante** mètres de sa pente en amont.

Plus récemment, le tremblement de terre de 1994 à Northridge (**magnitudes 6.7**) l'épicentre était centré à environ **trente deux** kilomètres à l'ouest-nord-ouest de la vallée de San Fernando. Ce tremblement de terre a été le deuxième événement significatif à affecter la vallée de San Fernando en moins de **vingt cinq** ans. Plus de **cent** barrages se trouvent à moins de **soixante quinze** kilomètres de son épicentre dont la plupart ont été secoués en 1971. Onze barrages en terre et de remblai ont subi des fissures et des mouvements de pente mais aucun n'a menacé la vie et la propriété. Le barrage Upper Van Norman (**exploité depuis 1971 avec un réservoir vide**) de **quatre vingt** mètres de hauteur a subi des fissures transversales près de ses culées et le long de la pente en aval. Ces fissures mesuraient jusqu'à **soixante** mètres de longueur et **trois** mètres de largeur. Le tassement maximal de la crête était d'environ 2,4 mètres, avec plus de **six** mètres de mouvement horizontal en amont.

1.3.2 CAS DE LIQUÉFACTION DU SOL

La liquéfaction est un problème majeur pour les digues à résidus miniers et les petits barrages en terre construits ou fondés sur des matériaux relativement peu cohésifs et utilisés pour des systèmes d'irrigation et d'approvisionnement en eau qui n'ont pas été conçus contre les tremblements de terre.

Le tremblement de terre de 1925 à Santa Barbara (**magnitudes 6.3**) a causé la défaillance catastrophique de la pente du barrage Sheffield de **vingt cinq** mètres de hauteur à Santa Barbara, en Californie. C'était la première fois que l'on reconnaissait que le secouement des remblais avec des matériaux de faible densité relative pouvait causer des défaillances de liquéfaction.

Les concessions des ingénieurs concernant la vulnérabilité des barrages construits avec des sables fins saturés et peu compactés ont été confirmées en 1971 après le tremblement de terre de San Fernando (**magnitudes 6.5**). Le barrage de Lower Van Norman, un barrage de remplissage hydraulique de 140 pieds de hauteur, a connu une liquéfaction généralisée et d'importantes défaillances de talus. L'inondation de la zone en aval avec ses **soixante dix mille** habitants a été à peine évitée, en raison d'un niveau de réservoir exceptionnellement bas.

Le barrage Upper Van Norman, d'une hauteur de **vingt cinq** mètres, a également été gravement endommagé. Cette expérience a déclenché de nombreuses réévaluations d'autres barrages et conduit au développement de méthodes numériques modernes d'analyse dynamique des barrages.

Le tremblement de terre de 2001 à Bhuj en Inde (**magnitudes 7.7**) a entraîné des effets généralisés sur le

sol et la liquéfaction dans les estuaires de basse altitude et les jeunes dépôts alluviaux. Le fort mouvement du sol a duré plus de **quatre vingt cinq** secondes et le niveau inférieur a secoué plusieurs minutes. De nombreux barrages en remblai ont été endommagés dans la zone épiscopale y compris sept barrages en terre de taille moyenne de **quarante à cent vingt** mètres de haut. Quatorze petits barrages ont également été endommagés dont certains de façon importante. Les réservoirs étaient très bas au moment du tremblement de terre, mais la liquéfaction de la fondation a causé une défaillance modérée à grave dans la partie amont et localement des pentes en aval des barrages.

1.4 LEÇONS TIRÉES DES TREMBLEMENTS DE TERRE PASSES

Le comportement des barrages de terre et de remblai rocheux soumis à des secousses sismiques dépend fortement de la conception des dispositifs de drainage interne et de la méthode de construction utilisée. Un examen exhaustif de l'expérience passée avec de nombreux barrages en remblai secoués par six tremblements de terre a produit les conclusions suivantes (**Seed et al 1978, Seed 1979**) :

Il a été constaté que les barrages hydrauliques étaient vulnérables aux défaillances dans des conditions défavorables, en particulier les secousses produites par de forts tremblements de terre. Le quasi-échec du barrage de Lower Van Norman lors du tremblement de terre de San Fernando en 1971 est le cas historique le plus célèbre en ce qu'il a déclenché le développement de méthodes modernes pour l'analyse dynamique des digues (**USCOLD 1992**).

Pratiquement tous les barrages compactés bien construits peuvent résister à des tremblements de terre modérés, avec des accélérations de pointe de 0,2g et plus, sans effets néfastes.

Les barrages construits en sol argileux sur des fondations argileuses ou rocheuses ont résisté à des secousses extrêmement fortes, allant de 0,35 à 0,8g, à partir d'un tremblement de terre de magnitude 8,25 sans dommages apparents. Cette conclusion est basée sur les résultats de la réalisation de 33 barrages en talus secoués lors du tremblement de terre de 1906 à San Francisco. Ces barrages mesurent de 15 à cent quarante mètres de hauteur et sont situés à moins de soixante km de la faille de San Andreas. Près de la moitié se trouvaient à moins de huit km de la faille causale.

Des explorations effectuées dans les années 1980 et des observations de piézomètres indiquent que des noyaux de flaques dans certains barrages plus élevés ont peut-être empêché les pentes en aval d'être saturées. La performance des barrages en remblai dans quarante trois tremblements de terre à la suite de la publication (**Seed et al., 1978**) a également été bonne, sauf en cas de liquéfaction ou de circonstances inhabituelles.

Deux barrages de remblai ont résisté à des secousses modérément fortes, sans dommages importants. Si le barrage en remblai est maintenu sec au moyen d'un revêtement imperméable, il devrait pouvoir résister à des secousses extrêmement fortes avec seulement de petites déformations. La secousse la plus forte à laquelle un barrage en remblai de béton (**CFR**) a été soumis est d'environ 0,2g. Dans les zones de secousses sismiques modérées, des barrages (**CFR**) ont été construits avec des pentes faibles. L'analyse des

barrages dans ces conditions montre que le barrage devrait avoir un niveau acceptable de performance sismique. Lorsque le séisme de conception atteint la magnitude 7,5 et peut produire une accélération maximale du sol de 0,5g. Cependant, une analyse spécifique au site doit toujours être effectuée pour les structures critiques.

Le barrage de Los Angeles (**LAD**), du côté sud du réservoir, mesure cent cinquante cinq mètres de haut. La digue nord (**ND**), du côté nord du réservoir, mesure cent dix sept mètres de haut. Les deux barrages sont fondés sur le substratum rocheux de la formation de Saugus, sont zonés avec des matériaux de coquille sur les pentes en amont et en aval et contiennent un drain de cheminée à la section centrale. Le filtre comporte également une zone argileuse en amont du drain de la cheminée. Le degré de compactage du remblai de la zone argileuse et du mélange de sable et de gravier devait être compacté à 93 % de Proctor modifié (**ASTM D1557, 2002**) et soigneusement contrôlé pendant la construction.

Quelques études de cas récentes ont permis de vérifier les procédures d'analyse pour estimer les déformations dues aux tremblements de terre. Dans chacun de ces cas, des mesures instrumentales ont été faites des accélérations et des déplacements pendant et modifient de fortes secousses au sol, permettant la comparaison avec les prédictions de modèles numériques des mêmes quantités.

(**Elgamal et al., 1990**) décrivent la réponse dynamique et les déformations permanentes enregistrées au barrage La Villita au Mexique à la suite de cinq tremblements de terre, le plus récent étant le tremblement de terre de Michoacan du 19 septembre 1985. Il a été confirmé que le fléchissement s'est produit dans le remblai par asymétrie des enregistrements d'accélération enregistrés en divers points du barrage, c'est-à-dire que certains pics de l'historique d'accélération ont été tronqués lorsque des matériaux ont glissé à proximité de l'accéléromètre. Les auteurs ont utilisé des techniques simplifiées d'estimation du déplacement faisant appel à une analogie de «roche glissante» (**Newmark, 1965**) pour prédire avec succès les déformations de type stick-slip et pour évaluer l'accumulation de plusieurs séismes.

Le barrage Matahina, en Nouvelle-Zélande, a été secoué et déformé par le tremblement de terre d'Edgecumbe de 1987 (**magnitudes 6.7**) et la réponse dynamique et les déplacements ont été enregistrés par une instrumentation extensive (**Finn et al., 1994**). Un code informatique à éléments finis non linéaires, TARA-3 (**Finn et al 1986**), a été utilisé pour simuler la performance du barrage de Matahina, en utilisant des propriétés techniques soigneusement déterminées par des essais en laboratoire et sur place. Les déformations étaient généralement faibles moins de un demi mètres, mais les résultats de cette étude ont renforcé la confiance des ingénieurs géotechniques pour estimer de manière analytique le comportement des barrages en remblai sous effets sismiques pour des événements plus forts.

En résumé, l'expérience a montré que les barrages en remblai roulés bien compactés et imperméables résistent aux tremblements de terre, à condition qu'ils soient construits sur des fondations rocheuses ou des terrains morts résistant à la liquéfaction. Il en va de même pour les barrages en remblai de roches bien drainés et compactés ou les barrages de remblai de roches immergés avec des carottes imperméables, bien qu'on puisse s'attendre à une certaine déformation de la surface sur des pentes abruptes. Les barrages de

remblai avec revêtement membranaire ont bien fonctionné sous une forte secousse ; toutefois, on peut s'attendre à un déplacement ou à une fissuration permanente de la façade, ce qui pourrait nécessiter des mesures correctives après l'événement sismique. Les remblais de faible densité construits dans des sols granulaires à faible plasticité, en particulier les remblais hydrauliques ou semi-hydrauliques, sont très sensibles aux dommages dus aux tremblements de terre en raison du potentiel de liquéfaction. Les barrages existants qui ont été construits sur des fondations de matériaux sans cohésion de faible densité formés en couches continues peuvent également subir des déformations excessives pendant l'événement sismique dû à la liquéfaction.

1.5 ANALYSE DES BARRAGES EN REMBLAI

Essentiellement, la sécurité et la performance sismiques des digues sont directement liées aux déformations permanentes subies pendant et après un séisme, à la stabilité des pentes pendant et après le séisme, aux mouvements dynamiques des pentes et l'accumulation d'excès de pression d'eau interstitielle dans le remblai et les matériaux de fondation qui peuvent induire la liquéfaction du sol. Par conséquent, la réponse dynamique d'un barrage lors de fortes secousses est régie par les caractéristiques de déformation des différents matériaux du sol.

Le problème de la réponse sismique et du comportement des barrages et de leurs fondations, lorsqu'il est formulé en termes généraux, est extrêmement complexe. Selon le type et la taille du barrage, son exposition sismique et d'autres facteurs comme les exigences réglementaires, l'analyse numérique peut être effectuée au moyen de procédures simplifiées ou complexes.

La sécurité sismique des barrages en remblai dépend de la possibilité d'une perte de résistance à l'intérieur du barrage ou de ses fondations et des déformations non récupérables qui demeurent dans des limites acceptables. De grandes déformations réduisent le franc-bord et provoquent souvent des fissures longitudinales ou transversales

Au cours des 25 dernières années, des progrès importants ont été réalisés dans les méthodes et les outils d'évaluation de la performance sismique des barrages en remblai. La méthode la plus simple repose sur des corrélations empiriques et des procédures simplifiées dérivées de données sismiques observées ou calculées nécessite peu de paramètres d'entrée. Les données de pénétration sur le terrain peuvent être interprétées pour évaluer le potentiel de liquéfaction. Les techniques d'analyse détaillées comprennent les solutions (**découplées**) et les formulations couplées ou découplées à éléments finis et à différences finies. L'information sur les programmes informatiques applicables pour l'ingénierie de barrage a été compilée dans une publication (**USCOLD, 1992a**) et (**Bureau, 1997**) ont présenté un examen de diverses procédures applicables et quelques exemples de leurs applications. Dans la suite, nous présenterons les méthodes essentielles utilisées dans le calcul des barrages. Ces méthodes vont de la procédure simplifiée aux approches numériques tridimensionnelles pour tenter d'analyser la réponse interactive du corps du barrage, de l'eau du réservoir et de la fondation du barrage, en utilisant une modélisation constitutive pour différentes parties du barrage.

I.5.1 PROCEDURES D'ANALYSE SIMPLIFIEES

Des procédures simplifiées sont utilisées pour l'analyse des petits barrages ou pour évaluer la nécessité d'études détaillées des grands barrages. Deux procédures communes sont décrites ci-dessous. D'autres méthodes simplifiées d'estimation des déformations des barrages se trouvent dans la littérature (**p. ex., Jansen, 1987; Romo et Resendiz, 1981**). Si la liquéfaction concerne le barrage ou sa fondation, la procédure simplifiée de Seed et Idriss (**1970b**) peut être mise en œuvre pour les barrages à pente faible. Une meilleure approche consiste à évaluer le potentiel de liquéfaction à partir de données corrigées sur les résultats de pénétromètres (**Seed et coll., 1983; Seed, 1983**)

I.5.1.A METHODE DE NEWMARK

Newmark (**1965**) a calculé les déplacements dus aux tremblements de terre dans les remblais en supposant que les mouvements se produisent lorsque les forces d'inertie exercées sur un bloc de sol rigide au-dessus d'une surface de rupture potentielle fixe dépassent sa résistance au glissement. Il a supposé que la pente s'est déformée seulement pendant les parties du tremblement de terre lorsque les forces sismiques hors pente font chuter le facteur de sécurité pseudo-statique en dessous de un.

Pour les surfaces planaires coulissantes, il a lié le déplacement maximum à l'accélération de crête (**A**) et la vitesse (**V**) du mouvement d'entrée et l'accélération de rendement (**N**, ou **Ky**). L'accélération de rendement est le coefficient de charge horizontal qui donne un facteur de sécurité d'exactly 1,0 pour le bloc coulissant. La méthode peut être appliquée à n'importe quelle masse de sol et aux surfaces de rupture planaires, circulaires ou non circulaires en double-intégrant les incréments d'un historique de temps d'accélération appliqué au-dessus de l'accélération de rendement, pour une direction de mouvement en pente descendante. La masse du sol glissante est définie par la surface de glissement avec le **Ky** le plus bas dans les analyses de stabilité statique de pente conventionnelles. La figure (1.2) présente la vitesse horizontale correspondante et le déplacement de pente qui se produit en réponse aux parties assombries des deux impulsions d'accélération.

Des programmes informatiques tels que STABL (**Siegel, 1975**) ou UTEXAS3 (**Wright, 1992**) peuvent être utilisés pour obtenir **Ky**. L'historique du temps d'accélération d'entrée est le mouvement de sol spécifié, dans le cas des petits barrages, ou est obtenu par analyse dynamique à un emplacement central approprié le long de la surface de glissement supposée, dans le cas des grands barrages. Les principales limites de la méthode sont qu'elle suppose un bloc coulissant bien défini qui doit être prédéterminé et ne tient pas compte d'une perte progressive de la force du sol lors d'un tremblement de terre. Cependant, **Ky** peut être ajusté en fonction du temps pour tenir compte de la dégradation de la force. Un dérivé de la méthode de Newmark consiste à estimer le tassement de la crête par combinaison vectorielle des déplacements des pentes en amont et en aval (**Vrymoed, 1996**).

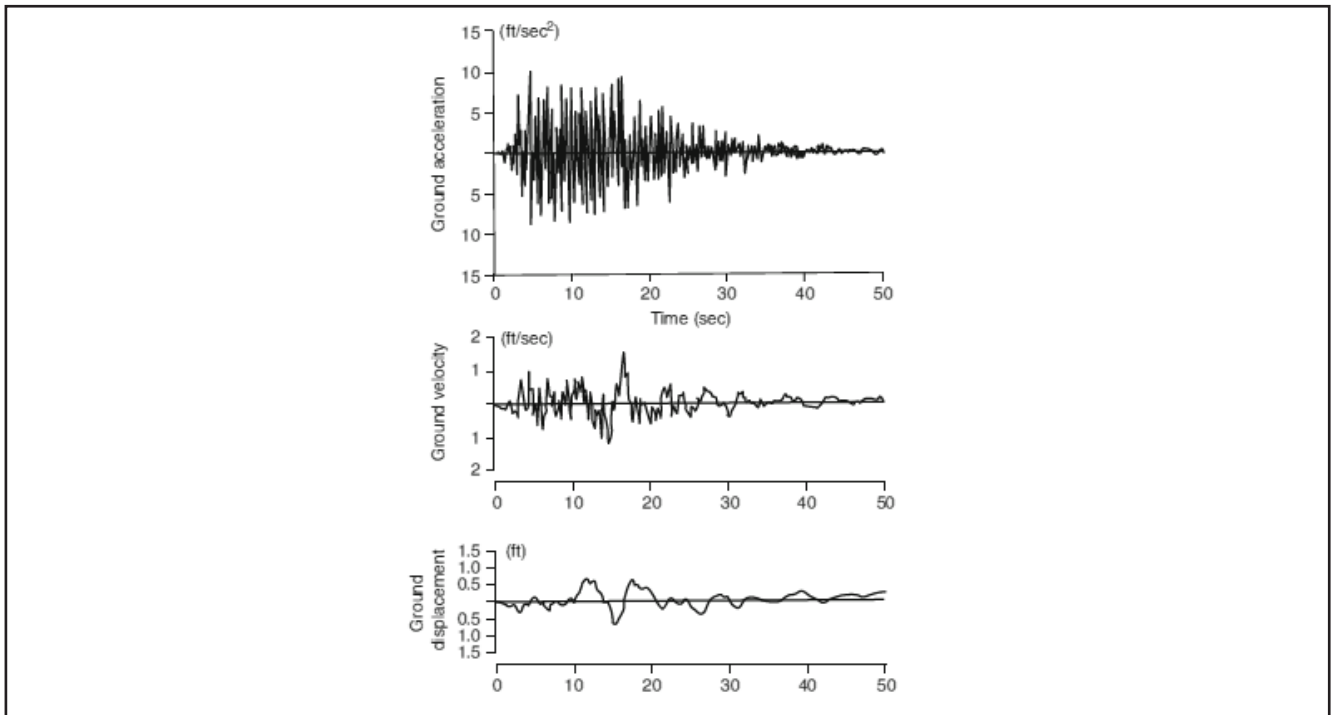


Figure 1.2: Diagramme illustrant la méthode de Newmark. [28]

- a) l'accélération par rapport au temps;
- b) la vitesse par rapport au temps pour les parties foncées des impulsions d'accélération;
- c) le déplacement de la pente descendante correspondant par rapport au temps en réponse aux impulsions de vitesse (Alter Wilson et Keefer, 1985)

1.5.1.2 MAKDISI LA PROCEDURE DES SEMENCES

Un barrage répond comme un corps souple et les accélérations varient en fonction de la profondeur à l'intérieur du remblai. Pour tenir compte de cela, Makdisi et Seed (1977) ont estimé l'accélération de crête (U_{max}) à partir d'un spectre de réponse spécifié et d'une combinaison racine carrée de la somme des carrés (SRSS) des accélérations spectrales des trois modes de vibration des barrages. En interprétant les résultats des analyses des éléments finis de plusieurs barrages, ils ont établi un lien entre le rapport d'accélération de crête moyen de la masse glissante (K_{max}) et le (U_{max}) et la profondeur de la surface de rupture présumée. Puis, pour plusieurs magnitudes, ils ont exprimé le déplacement de pointe normalisé de la masse du sol, U_{max}/K_{max} , en fonction de K_y/K_{max} comme décrit à la figure (1.3).

Dans leur enquête, Makdisi et Seed ont utilisé des exemples de barrages argileux de hauteur moyenne soixante quinze à cent cinquante mètres. Par conséquent, leur procédure s'applique mieux à des barrages semblables. Pour les barrages de plus de deux cent mètres, il peut être prudent d'augmenter les déplacements calculés proportionnellement à la hauteur du barrage. En raison des hypothèses selon lesquelles il n'y a pas de perte de résistance pendant l'agitation, la procédure est douteuse pour les grandes secousses de 0,50 g et plus, ne s'applique qu'aux barrages construits avec des matériaux qui subissent peu ou pas de perte de résistance pendant l'agitation, comme les sables compactés ou les argiles cohésives

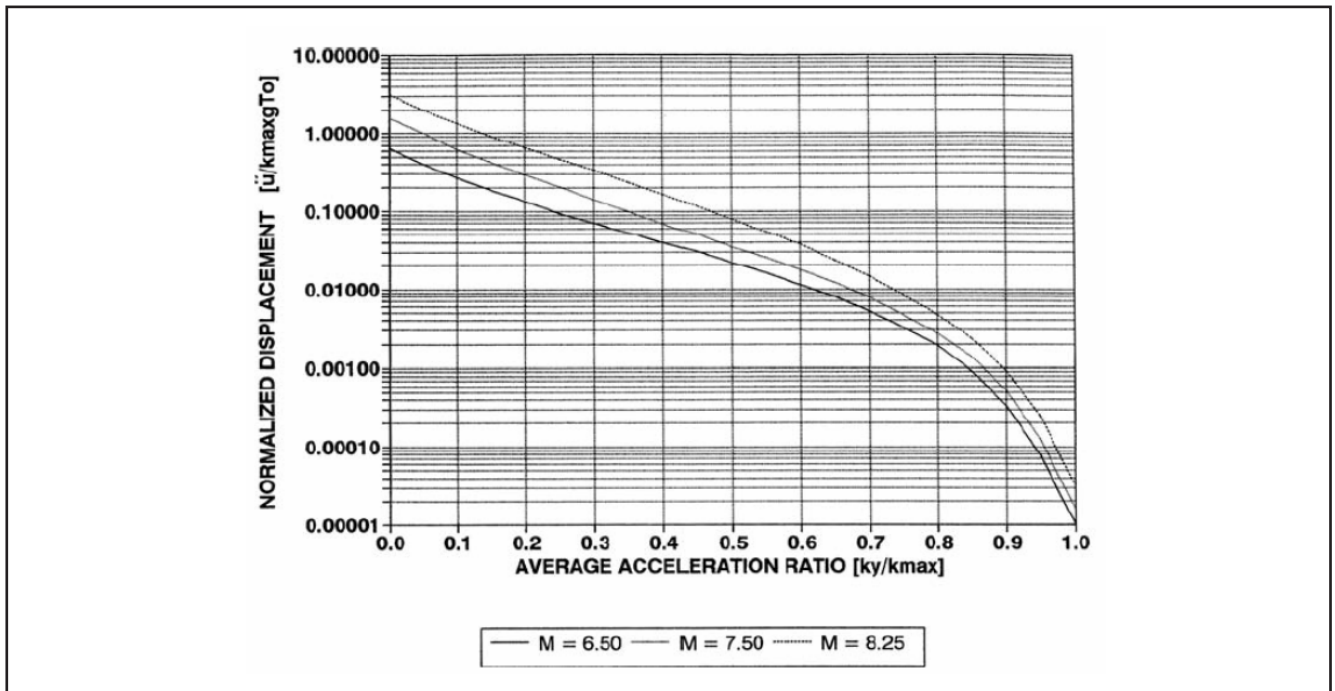


Figure 1.3: Estimation simplifiée des déplacements normalisés selon la procédure de Makdisi-Seed [22]

I.5.2 METHODES EMPIRIQUES

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

I.5.2.A METHODE DU BUREAU (1985, 1987)

La performance observée des barrages rocheux de la taille et du noyau de la terre a servi à établir une relation empirique entre la gravité du tremblement de terre et le tassement relatif de la crête pour ce type de barrage. Le barrage est présumé fonder sur le substratum rocheux bien que plusieurs barrages utilisés pour développer la corrélation sur des fondations alluviales. La corrélation originale a été développée pour le filtre rocheux compacté, un matériau qui ne développe pas de perte de force significative pendant le secouage. En 1987, les auteurs ont testé la corrélation avec des angles de frottement inférieurs à ceux rencontrés dans le remblai de roche, en utilisant les résultats des tests des modèles physiques sur des talus de sable sec (Roth et al, 1986). La figure (1.4) donne la fonction relative de tassement à la crête et l'indice de gravité des séismes. Les corrélations étendues peuvent être utilisées pour les barrages construits à partir de matériaux granulaires fortement compactés, en utilisant l'angle de frottement applicable.

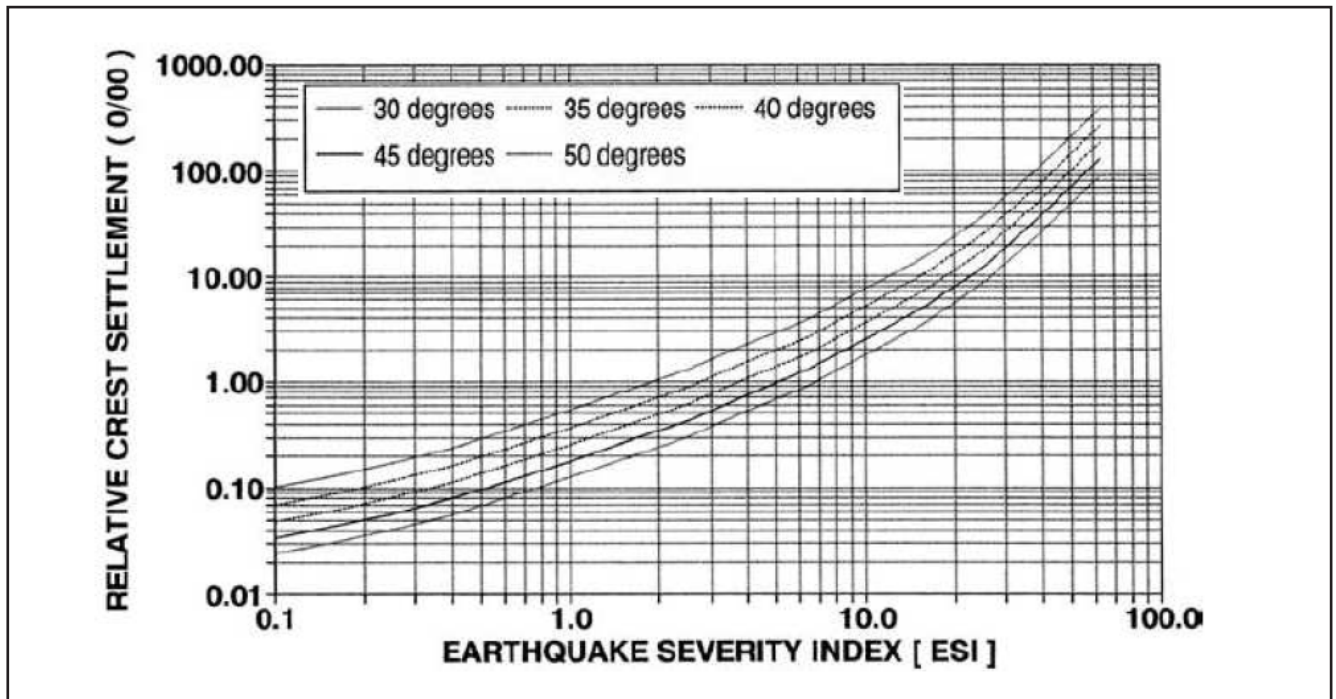


Figure 1.4: la fonction relative de tassement à la crête et l'indice de gravité des séismes. [31]

I.5.2.B METHODE DE SWAISGOOD (1995, 1998)

Swaigood a estimé les peuplements de crêtes sismiques par un traitement statistique des données recueillies à partir de l'examen du rendement sismique d'environ 60 barrages existants. En 1995, il a comparé le tassement de crête (CS), exprimé en pourcentage de l'épaisseur combinée du barrage et de l'alluvion, à un facteur d'énergie sismique.

I.5.3 ANALYSES DE LA REPONSE LINEAIRE EQUIVALENTE

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

$$E_i = k \times P_a \times \left(\frac{a}{P_a}\right)^n \quad \text{équation (1.1)}$$

Dans lequel:

K est une constante,

a la contrainte principale mineure,

P_a la pression atmosphérique,

n un exposant qui définit le taux de variation de E_i avec σ .

Les modules de cisaillement dynamique et les rapports d'amortissements équivalents dépendants de la déformation, tels qu'introduit par (Seed et Idriss, 1970a) dans la figure (1.5), sont essentiels aux analyses.

La construction progressive du remblai et le remplissage progressif du réservoir peuvent être simulés. La réponse dynamique peut ensuite être calculée.

La réponse est parfois obtenue pour des colonnes de sol représentatives dans la section du barrage à l'aide de SHAKE 91 (Idriss et Sun, 1992). Le plus souvent, des programmes d'éléments finis bidimensionnels sont utilisés, comme FLUSH (Lysmer et al, 1975), Super FLUSH (Civil Systems, Inc., 1980), DYNDSP (Von Thun et Harris, 1981) ou QUAD4M (Hudson, Idriss et Beikae, 1994). Super FLUSH et QUAD4M incluent la simulation d'une base conforme, ce qui améliore la solution. QUAD4M permet le calcul indirect des déformations de barrage sur la base du concept de glissement. Si l'on s'attend à des effets tridimensionnels, les modèles bidimensionnels peuvent être renforcés de façon à ce que la période fondamentale de la section modélisée corresponde à celle du barrage tridimensionnel, ou l'analyse tridimensionnelle soit effectuée avec le TLUSH (Mejia et Seed, 1983). À la suite de l'analyse de la réponse, les contraintes induites peuvent être comparées aux contraintes causant la liquéfaction (Seed, 1983) ou aux historiques d'accélération calculés et utilisés dans la méthode de Newmark pour obtenir des estimations du déplacement. On a tenté de convertir les souches en déformations non récupérables en utilisant les concepts d'adoucissement de la rigidité ou de potentiel de déformation (Serff et coll., 1976). Ces concepts nécessitent un jugement dans leur application et sont maintenant rarement mis en œuvre.

La fiabilité des analyses diminue lorsque le mouvement du sol spécifié devient très exigeant. Pour modifier ces analyses, il est souhaitable d'effectuer des analyses de stabilité conventionnelles des pentes amont et aval du barrage, en utilisant des programmes informatiques tels que STABL ou UTEXAS3 et en attribuant les propriétés de résistance résiduelle après liquéfaction aux zones affectées du remblai.

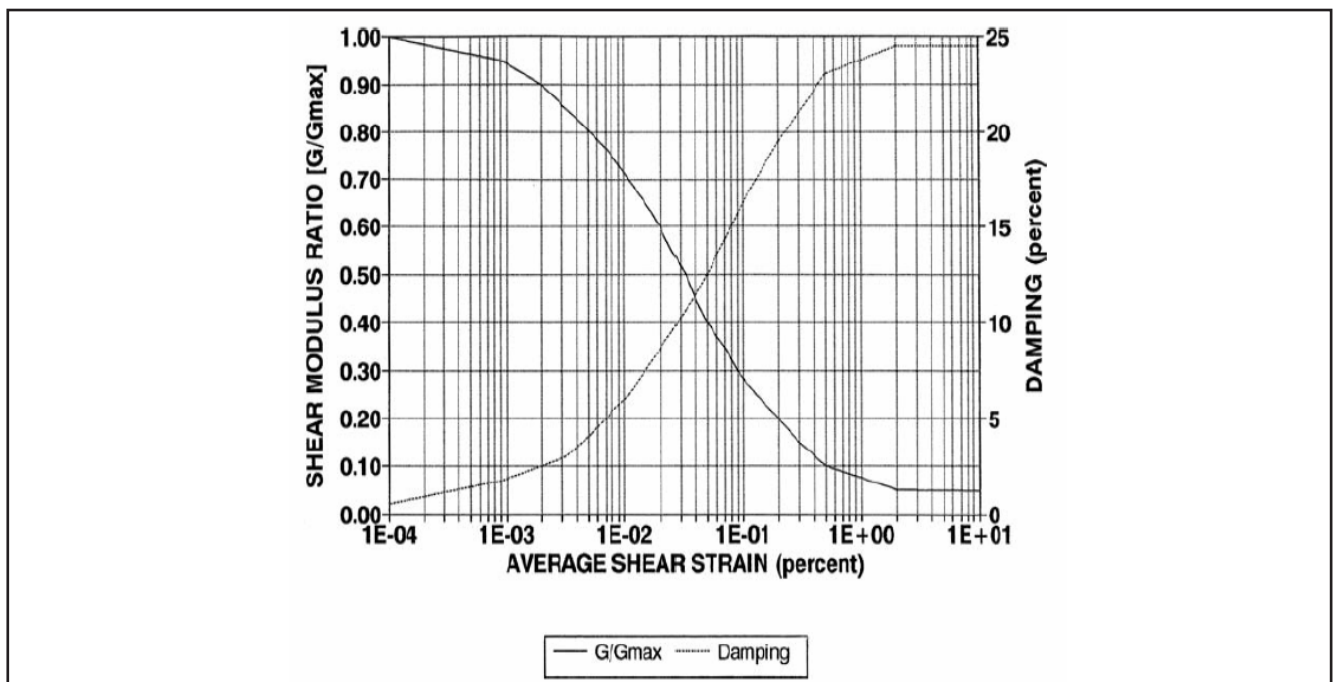


Figure 1.5 : Module de cisaillement moyen typique dépendant de la souche et le facteurs d'amortissement [28]

1.5.4 ANALYSE NON LINEAIRE

Les méthodes récentes mises au point pour l'analyse sismique des barrages comprennent l'analyse non linéaire (NL) de l'élément infini ou l'analyse des différences finies. Ces méthodes s'appliquent lorsque la perte de résistance, les déformations importantes ou la liquéfaction sont préoccupantes pour le remblai ou ses fondations. Un avantage significatif de l'analyse (NL) est que le même modèle numérique peut être utilisé pour les conditions statiques et dynamiques. La stabilité post-séisme peut également être évaluée en poursuivant l'analyse à travers une période de temps calme modifier la fin de l'excitation et de vérifier si le barrage conserve une configuration stable.

Les analyses (NL) comprennent des solutions élasto-plastiques (EPNL) et non linéaires directes (DNL). Les pressions dynamiques des pores sont semi-couplées ou entièrement couplées avec des déformations et des changements de volume. Les programmes informatiques (EPNL **bidimensionnels**) comprennent DYNFLOW (Prevost, 1981; Elgamal et coll., 1984), DYNARD (Moriwaki et coll., 1988) et FLAC (Itasca Consulting Group, 1992). Une version tridimensionnelle de (FLAC 3D) a été publiée en 1995. Les programmes (DNL **bidimensionnels**) comprennent TARA-3 et TARA-3L (Finn et Yogendrakumar, 1989) et GEFDYN (Coyne et Bellier/ECP/EDF-REAL, 1991). Le Bureau of Reclamation (USBR) a également utilisé ADINA/BM (Bathe, 1978) avec des modèles hyperboliques et à capuchon et un générateur de pression interstitielle endo-chronique basé sur des souches calculées (Harris, 1986).

Les programmes mentionnés précédemment utilisent différents modèles constitutifs. TARA-3 et TARA-3L utilisent des contraintes totales ou effective, un comportement de cisaillement cyclique hystérésitique et des paramètres de résistance non formés. La réponse dépend de la contrainte normale effective moyenne et des courbes hyperboliques de contrainte-déformation, le cisaillement tangent et les modules en vrac étant continuellement mis à jour au cours des calculs. L'excès de pression interstitielle est couplé à la réponse de la souche par le modèle (Martin-Finn-Seed, 1975). Les déformations permanentes s'accumulent en raison de l'action gravitationnelle et de la consolidation des sols ramollis. Si la liquéfaction est déclenchée, la résistance résiduelle remplace la résistance au cisaillement non drainée.

GEFDYN s'appuie sur le modèle constitutif Hujieux-Aubry (Aubry et al, 1982). Ce modèle tente de reproduire le comportement fluide-sol entièrement couplé basé sur le ramollissement ou durcissement par déformation élastoplastique et le concept d'état critique, où les sols continuent de se déformer à un rapport constant de contrainte et de vide. La GEFDYN exige des paramètres de sol communs angle de frottement et cohésion effective; modélisation dépendant des contraintes et rapport de Poisson et des paramètres d'état critique, de dilatation, déviatoires et isotropes (Martin et Niznik, 1993).

FLAC et FLAC3D sont des programmes de différence finie explicites. Les équations constitutives sont résolues par incréments (Cundall, 1976), permettant ainsi de grandes souches, des anisotropies matérielles, des interfaces coulissantes et la non-linéarités. Pour l'analyse des barrages, le modèle constitutif Mohr-Coulomb s'est révélé particulièrement applicable (Roth et coll., 1986). D'autres modèles sont intégrés au programme ou peuvent être codés dans un langage de programmation macro.

À chaque étape de calcul, les déformations incrémentales sont calculées dans chaque zone élémentaire et les accroissements de contraintes résultants sont dérivés de la relation constitutive applicable. Les contraintes de zone et les déplacements de points de grille sont mis à jour et de nouvelles contraintes incrémentales sont calculées. Massand rigidité- dépendant Rayleigh amortissement est utilisé à faible tension. À des contraintes plus élevées, l'amortissement se produit principalement par le biais de boucles hystériques. Une procédure empirique semi-couplée (Roth et coll., 1991; Dawson et coll., 2001), fondée sur le concept des dommages cumulatifs, a été utilisée dans le (CCLA) pour générer des pressions interstitielles excessives à chaque étape de calcul. La figure (1.6) montre le modèle à éléments finis bidimensionnel d'un grand barrage en remblai, l'historique temporel du tassement calculé au centre de la crête et la contrainte de cisaillement et les historiques de pression des pores obtenus pour une zone de grille type du modèle.

Dans une autre approche de (NL) utilisant les équations de (Cundall, Beikae, 1996) a étendu la méthode de Newmark pour calculer les déplacements sismiques tridimensionnels dans un remblai. La procédure utilise une formulation lagrangienne, codée dans le programme informatique BLOCK3D. Il simule les forces de gravité, hydrostatiques et sismiques sur des blocs de sol élémentaires avec des masses fixes représentant la géométrie du remblai. Les blocs de sol peuvent être mou, se dilater, se comprimer et se déformer dans l'espace les uns par rapport aux autres. Les équations de mouvements sont résolues explicitement au centre de gravité de chaque bloc élémentaire. Une limitation importante est que BLOCK3D s'applique aux matériaux qui ne sont pas sensibles à des pressions de pores excessives.

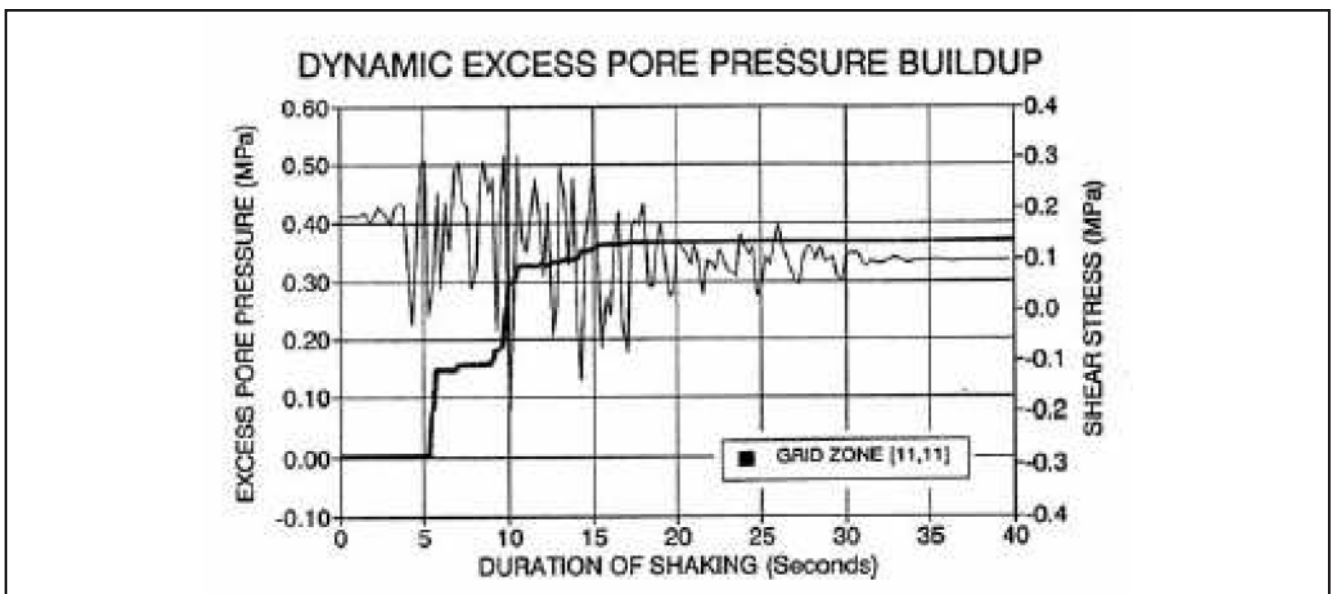


Figure 1.6 : Exemple de résultats fournis par un modèle de différence finie bidimensionnelle non linéaire typique d'un barrage en remblai [13]

1.6 FILES NON SATURES

La mécanique classique des sols a mis l'accent sur des types particuliers de sols. Les manuels couvrent les théories liées à ces types de sols dans un état complètement sec ou complètement saturé. Récemment, il a été démontré qu'il faut porter attention aux sols qui ne relèvent pas de ces catégories communes. Bon nombre de ces sols peuvent être classés comme des sols non saturés. L'ingénierie liée aux sols insaturés est généralement restée empirique en raison de la complexité de leur comportement. Un sol insaturé se compose de plus de deux phases et donc les lois naturelles qui régissent son comportement sont modifiées. Au cœur du comportement d'un sol insaturé se trouve la relation entre l'eau et l'air lorsque le sol se désature. Cette relation est décrite par le rapport sol-eau courbe des caractéristiques (SWCC).

Pour la prévision de la résistance au cisaillement d'un sol non saturé, deux approches avaient été proposées par (Bishop, 1959) et (Fredlund et coll., 1978).

De nombreux chercheurs ont démontré des formulations à la fois théoriques et empiriques pour estimer la résistance au cisaillement non saturée, p. ex., la vérification du changement non linéaire de cohésion d'un sol non saturé (Escario et Sâez, 1986; Gan et al., 1988), un modèle analytique fondé sur une courbe de rétention sol-eau (Fredlund et al., 1995; Vanapalli et al., 1996), une formulation empirique fondée sur le concept de Bishop (Oberg et Sällfors, 1997; Khalili et Khabbaz, 1998), la prévision du sol cohérent utilisant l'équation hyperbolique (Miao et al., 2002; Lee et al., 2003).

La variable de contrainte efficace proposée par (Terzaghi, 1936) a été utilisée avec le critère de Mohr Coulomb pour prédire la résistance au cisaillement des sols saturés. L'équation de la résistance au cisaillement des sols saturés est exprimée en fonction linéaire de la contrainte effective et est donnée comme suit :

$$\tau = C' + (\sigma_n - u_w) \times \text{tg}\theta' \quad (\text{équation 1.2})$$

Dans laquelle:

τ est la force de cisaillement

C' est la cohésion effective;

σ_n est la contrainte normale totale sur le plan de la défaillance;

$(\sigma_n - u_w)$ est la tension normale effective du plan de défaillance ;

u_w est la pression d'eau interstitielle.

De nombreux problèmes pratiques consistent à évaluer la résistance au cisaillement des sols non saturés. Selon (Bishop, 1959), le critère généralisé d'échec de Mohr-Coulomb est

$$\tau = C' + (\sigma_n - u_w) \times \text{tg}\theta' + (\chi \times (u_a - u_w)) \times \text{tg}\theta' \quad (\text{équation 1.3})$$

u_a est la pression de l'air interstitiel;

χ est le coefficient qui dépend du rapport (S_r) et (e), dont la détermination présente des difficultés majeures.

(Fredlund et Morgenstern, 1978) ont montré que la résistance au cisaillement des sols insaturés peut être décrite selon deux des trois variables d'état de contrainte, à savoir $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ et $(u_a - u_w)$. Ils ont proposé l'équation suivante pour la résistance au cisaillement des sols non saturés :

$$\tau = C' + (\sigma_n - u_w) \times \text{tg} \theta' + (u_a - u_w) \times \text{tg} \theta_b \quad (\text{équation 1.4})$$

$(\sigma_n - u_w)$ et $(u_a - u_w)$ représentent respectivement la contrainte normale et l'aspiration.

θ_b est l'angle de frottement associé à l'aspiration; en général, il n'est pas constant, mais diminue à mesure que la tension augmente.

(Lamborn, 1986) a proposé une équation de résistance au cisaillement pour les sols non saturés en étendant un modèle micromécanique fondé sur les principes de la thermodynamique irréversible à la relation énergie- volume dans un matériau multiphase. L'équation est la suivante :

$$\tau = C' + (\sigma - u_w) \times \text{tg} \theta' + (u_a - u_w) \times \theta_w \times \text{tg} \theta' \quad (\text{équation 1.5})$$

ϕ_b est la teneur volumétrique en eau, qui est définie comme le rapport entre le volume d'eau et le volume total du sol. La teneur en eau volumétrique diminue à mesure que l'aspiration augmente, et c'est une fonction non linéaire de l'aspiration.

Certaines tentatives ont également été faites pour prévoir la résistance au cisaillement d'un sol non saturé à l'aide de procédures empiriques. (Abramento et Carvalho, 1989) ont utilisé une technique d'ajustement de courbe pour représenter leurs données expérimentales.

Ils ont utilisé une fonction exponentielle qui conserve la forme de l'équation de la résistance au cisaillement proposée par Fredlund et coll.; Traitant ϕ_b comme variable en ce qui concerne l'aspiration matricielle.

(Vanapalli et coll, 1996) mis au point un modèle empirique et analytique pour prédire la résistance au cisaillement non linéaire dans le ternis d'aspiration du sol.

La formulation utilise une courbe caractéristique de l'eau du sol, des paramètres de résistance au cisaillement saturés et un paramètre empirique χ . (Oberg et Sällfors, 1997) a grossièrement remplacé le paramètre χ que Bishop a introduit par S_r degré de saturation.

(Khalili, 1998) a introduit une relation unique entre le paramètre de contrainte efficace, χ et le rapport de la valeur d'entrée d'air, et a proposé une méthode pour estimer la résistance au cisaillement non saturée à l'aide de ce paramètre avec la cohésion, l'angle de frottement et la pression de confinement.

(Rassam et Williams, 1999) ont proposé une fonction qui décrit la résistance au cisaillement des sols non saturés dans les ternis d'aspiration et de contrainte normale, en se fondant sur les résultats de l'analyse de régression non linéaire tridimensionnelle. Il incorpore l'effet de la contrainte normale sur la contribution de l'aspiration à la résistance au cisaillement.

Les méthodes existantes nécessitent des tests supplémentaires pour les sols non saturés, tels que les tests de résistance au cisaillement non saturés ou les tests SWCC, afin de prédire les caractéristiques non linéaires de la résistance au cisaillement du sol non saturé. Cependant, étant donné que ces tests pour les sols insaturés sont très difficiles, longs et coûteux à réaliser, il est pratiquement difficile de les appliquer pour prédire la résistance au cisaillement de ces sols, même si la résistance au cisaillement des sols insaturés pourraient être représentés par la plupart de ces méthodes.

(Miao et al, 2002), (Lee et al, 2003) ont suggéré une équation empirique pour la prédiction de la force de cisaillement non saturée en fonction de la teneur volumétrique en eau.

Dans cette formulation, la résistance au cisaillement t a été exprimée comme suit :

$$\tau = \sigma' \tan \phi' + C e^{-u\theta} \quad (\text{équation 1.6})$$

Avec:

σ' est la contrainte normale nette,

ϕ' est l'angle effectif de la résistance au cisaillement,

C est la cohésion maximale,

u est un coefficient de susceptibilité,

θ est la teneur volumétrique en eau du sol.

Les variables peuvent être obtenues par un test de cisaillement de base et une analyse de régression ultérieure. Un avantage de cette formulation est que tous les paramètres requis sont disponibles sans aucun test de sol élaboré.

1.7 VALIDATION DU PROGRAMME

Une étape importante dans l'utilisation de l'analyse NL consiste à effectuer des tests d'étalonnage et des vérifications.

TARA-3 a été validé par centrifugation (Finn, 1991) et en utilisant l'exemple de Matahina Dam, en Nouvelle-Zélande (Finn et al, 1992).

GEFDYN a été testé en utilisant les performances observées du barrage El Infierrillo (voir le compte rendu des International Benchmarks Workshops on Numerical Analysis of Dams, Bergame, Italie, 1992, Paris, 1994, et Denver, CO, 1999 (ICOLD, 1992, 1994, 1999)).

Les vérifications du FLAC à des fins d'analyse des barrages comprennent la prévision des résultats des essais de liquéfaction par centrifugation (Inel et al, 1993) et la comparaison entre les performances.

I.8 CONCLUSION

La conception des barrages en terre dans les zones sismiques nécessite une analyse de leur réaction aux mouvements d'entrée typiques afin d'assurer leur sécurité et leur stabilité.

Cette question est particulièrement complexe, car elle nécessite la résolution d'une interaction sol-structure en tenant compte du comportement non linéaire du matériau du sol, de l'interaction fluide-structure, l'interaction fluide-squelette et l'interaction du barrage avec la fondation du sol.

Les développements récents dans le domaine de la modélisation numérique permettent de traiter théâtralement ces questions complexes.

En effet, le développement récent a permis de formuler des relations constitutives avancées qui peuvent décrire correctement le comportement du sol dans des trajectoires complexes comprenant la charge cyclique.

Ces relations ont été mises en œuvre en code numérique qui peut traiter la configuration 3D et prendre en compte des phénomènes couplés tels que l'interaction de l'eau du sol. Ils peuvent également traiter des charges sismiques. Leur utilisation dans la pratique rencontre des difficultés majeures, qui sont principalement liées à la détermination des paramètres constitutifs et au mouvement d'entrée.

Par conséquent, les ingénieurs utilisent des méthodes simplifiées pour la conception sismique des barrages ou une relation constitutive simplifiée pour le matériau du sol.

Ces travaux porteront sur deux thèmes de la réponse sismique des barrages.

Le premier concerne l'influence de la plasticité sur cette réponse. En effet, comme il s'agit de matériaux non confinés, la charge sismique induit généralement de la plasticité dans le barrage.

Cette plasticité peut influencer la réponse globale du barrage, en raison de son influence sur l'amortissement et sur les fréquences dominantes du barrage.

Nous proposons dans la première partie de la thèse de traiter la question en utilisant le critère Mohr-Coulomb simple et populaire.

Le deuxième problème concerne l'interaction eau-squelette. En effet, en raison de la faible perméabilité du cœur et de la variation rapide du mouvement d'entrée, la charge sismique induit une variation de la pression des pores, ce qui, en cas d'augmentation, peut réduire la résistance du sol et donc conduire à l'instabilité.

Cette question est d'abord analysée à l'aide d'une analyse non rainurée qui permet de déterminer les contraintes totales induites par la charge sismique.

Nous utilisons ensuite une analyse couplée complète pour déterminer la variation de la pression interstitielle et étudier l'influence de cette variation sur la réponse du barrage.

Ces observations ont été recalculées du barrage Haiwee Sud (**Dames et Moore, 1991**), du barrage Los Leones (**Bureau et al., 1994**), Los Angeles Dam (**Bureau et al., 1996**) et Upper San Fernando Dam (**Dawson et al., 2001**).

CHAPITRE II

EFFET SISMIQUE SUR COMPORTEMENT DES REMBLAIS

II.1 INTRODUCTION

Malgré les nombreuses recherches approfondies sur le rabattement rapide et le chargement des barrages, il existe peu d'études englobant simultanément ces deux événements.

Les effets de ces deux phénomènes sur la stabilité des pentes demeurent peu connus. Les sujets suivants sont liés aux paramètres de résistance d'un barrage existant : le rabattement rapide, la prédiction des mouvements du sol et les répliques.

Le comportement d'un barrage soumis à un séisme est extrêmement complexe et varie en fonction de l'intensité des contraintes. Pour des sollicitations faibles, le système barrage-fondation se comporte de manière essentiellement linéaire et élastique, avec des déplacements et des déformations réversibles. À mesure que les sollicitations augmentent, le comportement devient non linéaire, entraînant des fissures dans le béton et une redistribution des contraintes. Enfin, lorsque les conditions approchent la rupture, le comportement devient fortement non linéaire en raison des déformations et fissures importantes. À ce stade, l'instabilité du barrage peut conduire à des dommages graves, voire à la perte de contrôle du réservoir dans les cas les plus critiques .

II.2 CHARGES ET MODES DE RUPTURE

En général, les barrages-poids sont constitués d'une série de monolithes en béton (**appelés plots**) de section triangulaire, disposés côte à côte. La stabilité de ce type de barrage repose principalement sur son poids, qui permet de résister aux pressions hydrostatiques ainsi qu'aux autres forces exercées sur la structure. La figure 2.1 illustre une coupe typique d'un barrage-poids, montrant les charges principales qui s'y appliquent. Dans le sens transversal, les plots sont reliés par des joints de dilatation, ou, dans certains cas, par des clés de cisaillement pour assurer une meilleure cohésion.

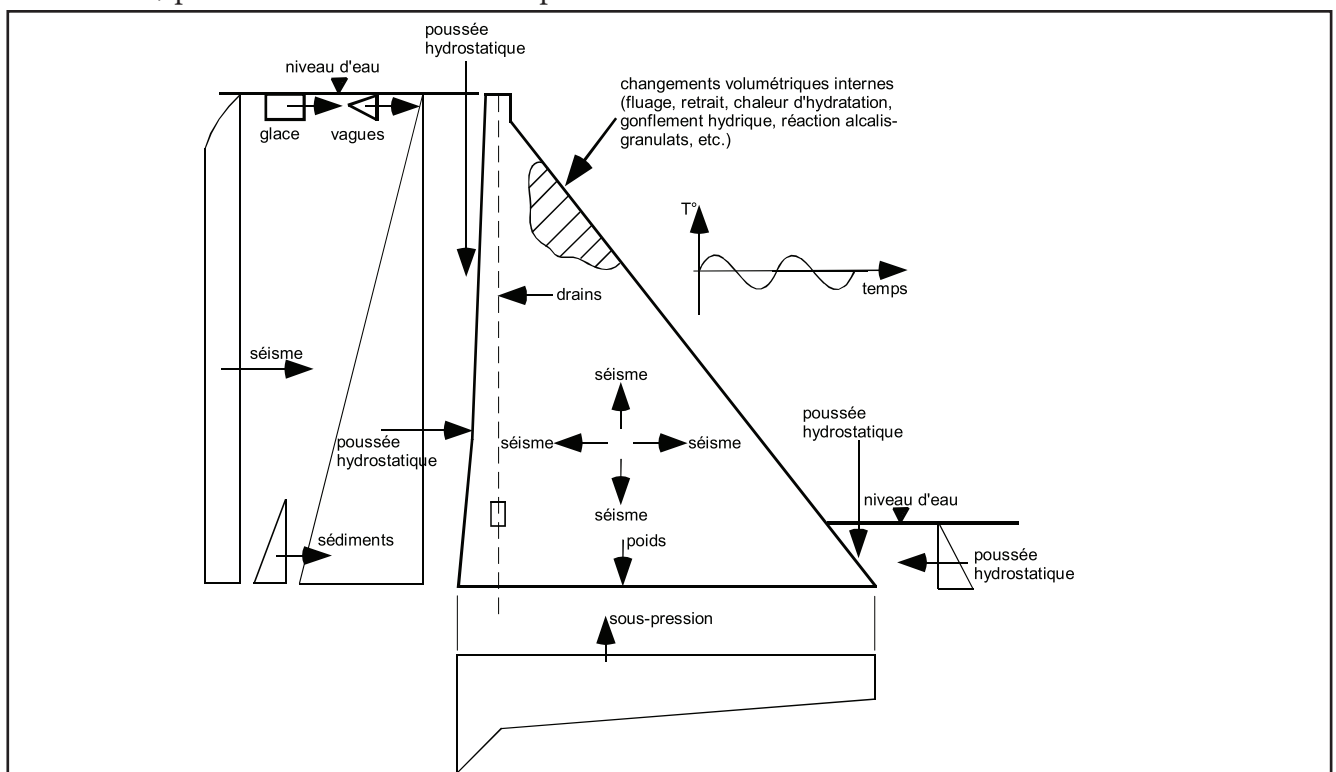


Figure 2.1 – Barrage-poids et chargements [40]

Un barrage est soumis à deux types de chargements : les charges statiques et les charges dynamiques. Les principales charges statiques incluent le poids propre du barrage, la pression hydrostatique du réservoir, les sous-pressions au niveau de la fondation, la poussée de la glace, ainsi que les contraintes résultant des variations volumétriques et des gradients thermiques. Les charges dynamiques, quant à elles, sont principalement engendrées par les secousses sismiques, qui provoquent des forces d'inertie horizontales et verticales, ainsi qu'une poussée hydrodynamique exercée par le réservoir [19, 40].

Les secousses sismiques peuvent entraîner divers mécanismes d'endommagement et de rupture d'un barrage, notamment : le glissement à l'interface béton-rocher ou sur un joint de reprise de bétonnage, des ouvertures importantes de joints ou de fissures, l'écrasement du béton, des contraintes excessives dans la fondation, le renversement, le soulèvement, les chocs sismiques entre les plots, ou encore des déformations importantes rendant inopérables les systèmes mécaniques (**comme les évacuateurs de crues ou les prises d'eau**) [40, 41]. Toutefois, dans le cas de barrages bien conçus, le soulèvement et le renversement ne sont généralement pas critiques [41]. Ainsi, les modes de rupture les plus préoccupants sont souvent liés au glissement, à la fissuration, et aux contraintes excessives dans le béton.

II.3 RESISTANCE AU CISAILLEMENT (COMPLETEMENT AFFAIBLIE)

II.3.1 COMPORTEMENT DE CONTRAINTE-DEFORMATION DES SOLS FINS

Les sols argileux surconsolidés et compactés présentent des caractéristiques de contrainte-déformation fragiles. Une fois que le pic de la courbe contrainte-déformation est atteint, la résistance au cisaillement des sols diminue avec l'augmentation de la contrainte.

Selon Skempton (1977), les argiles surconsolidées subissent un processus d'affaiblissement qui entraîne une perte complète de résistance, plutôt que la résistance maximale au cisaillement de l'argile surconsolidée intacte ou non affaiblie. Les résistances complètement affaiblies sont utilisées pour les pentes qui n'ont pas subi de glissement (**premier glissement**).

La résistance entièrement affaiblie du sol à grains fins est le résultat de la destruction de la structure de l'argile lors de la déformation. Sous une contrainte supplémentaire, les particules d'argile s'alignent le long de la surface de rupture, formant des plans de glissement, ce qui réduit encore la résistance à un niveau résiduel. La résistance entièrement affaiblie et résiduelle dépend de la composition minérale, qui est liée à la plasticité et aux caractéristiques granulométriques.

La résistance entièrement affaiblie est numériquement équivalente à la résistance maximale en conditions de drainage d'un échantillon normalement consolidé, car il n'y a pas de rupture préexistante sur les surfaces lisses, comme illustré dans la Figure (2.2). Elle correspond aux forces rétro-calculées des premiers plans de cisaillement. Une fois qu'une rupture s'est produite et qu'une surface de rupture continue s'est développée, seule la résistance résiduelle au cisaillement est disponible pour résister au glissement.

Ce type de comportement contrainte-déformation permet une rupture progressive et rend impossible la mobilisation simultanée de la force maximale à tous les points le long d'une surface de cisaillement potentielle.

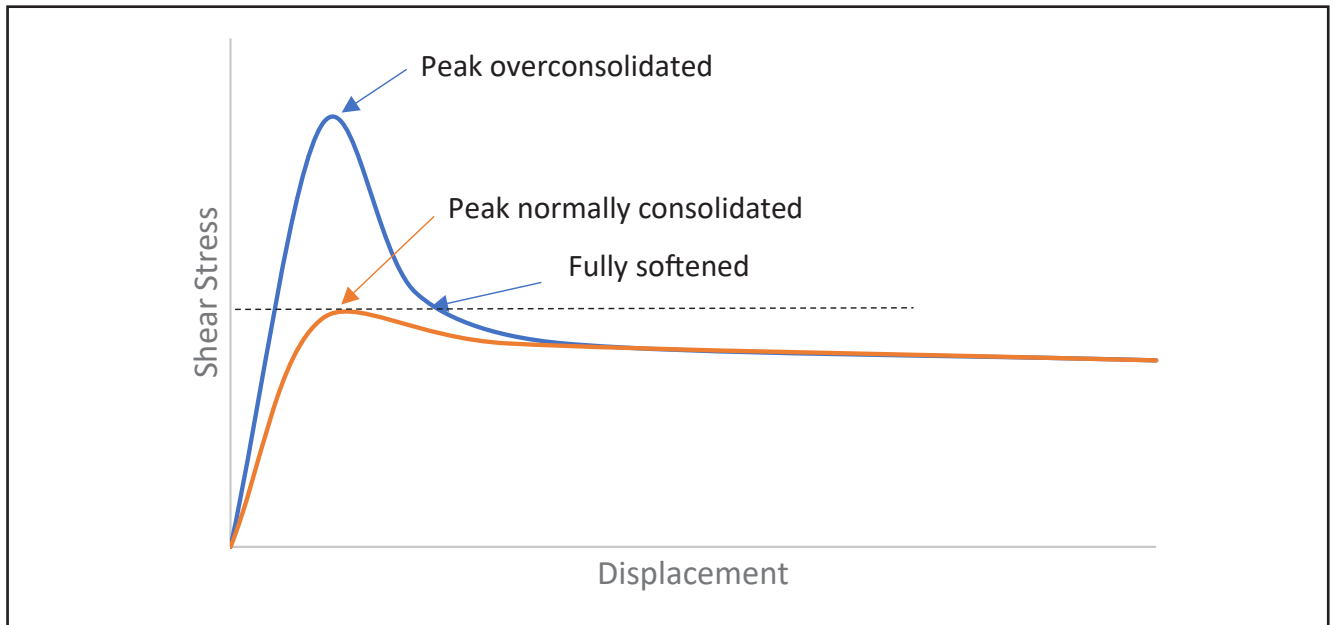


Figure. 2.2: Résistance au cisaillement d'un sol à grains fins. [7]

II.3.2 DÉFAILLANCE PROGRESSIVE

Duncan, Wright et Brandon (2014) ont étudié la défaillance progressive qui est un phénomène lié à la fragilité des sols. Les observations sur le terrain indiquent que la résistance entièrement affaiblie peut être mobilisée autour des excavations dans les argiles fissurées et les remblais d'argile compactée soumis à des cycles de dessiccation et d'altération. Cela entraîne une répartition non uniforme de la contrainte par rapport à la résistance le long de la surface de glissement potentielle, ce qui conduit à des points différents atteignant la résistance maximale et la résistance entièrement affaiblie à différents moments. Duncan et al. (2014) ont souligné qu'en ce qui concerne les talus excavés dans des argiles et des schistes surconsolidés, en particulier les argiles et les schistes raides et fissurés, il existe une forte probabilité de défaillance progressive. Juste après l'excavation du talus (à l'instant t_1), seules les contraintes au point A peuvent avoir atteint le pic de la courbe contrainte-déformation, comme illustré dans la Figure (2.3). Le talus rebondirait dans l'excavation en raison d'une réponse différée au déchargement de l'excavation, et peut-être également en raison du gonflement de l'argile lorsque sa teneur en eau augmente suite à la diminution de la contrainte.

Au fil du temps (à l'instant t_2), les déformations aux points A, B et C seraient toutes plus importantes. La contrainte de cisaillement au point A diminuerait alors qu'elle dépasse le pic et les contraintes de cisaillement aux points B et C se déplaceraient vers le sommet.

À un moment ultérieur (à l'instant t_3), la contrainte de cisaillement au point B dépasserait également le pic et réduirait la résistance moyenne au cisaillement. Ainsi, progressivement, la défaillance serait répartie le long de la surface de glissement, sans jamais mobiliser simultanément le pic de résistance au cisaillement à tous les points de la surface de glissement.

En conclusion, il serait erroné de supposer que toute la pente atteint sa force maximale lorsqu'elle est mobilisée. Par conséquent, lors de l'analyse de la stabilité des pentes où les surfaces de glissement n'ont pas

été développées, il est approprié d'utiliser la résistance entièrement affaiblie pour modéliser la défaillance progressive.

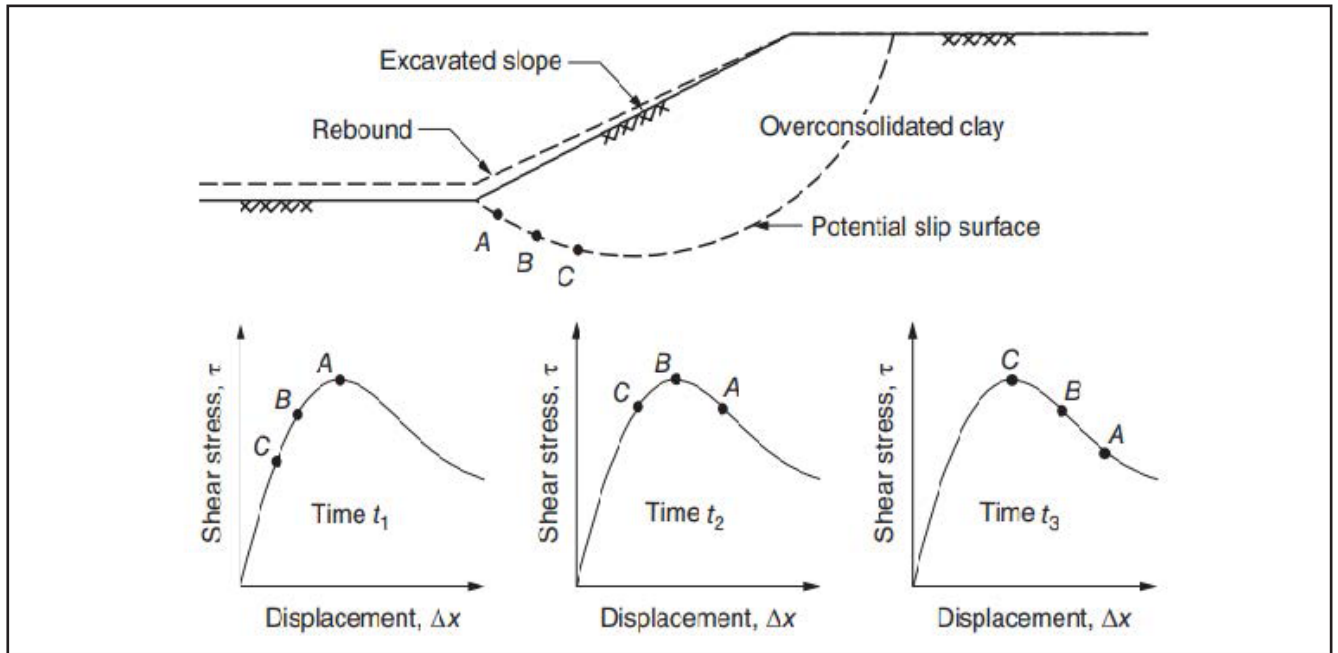


Figure 2.3: Mécanisme de rupture progressive sur talus excavé en surconsolidé argile [8]

II.3.3 ANGLE DE FROTTEMENT ENTIEREMENT AFFAIBLI EN CONDITIONS DE DRAINAGE POUR LES SOLS FINS (STARK ET HUSSAIN (2013))

La résistance entièrement affaiblie d'un sol fin est liée à la disposition des particules d'argile et dépend de la contrainte. Ainsi, une corrélation empirique basée sur la contrainte normale effective (σ'_n), la limite de liquidité (LL) et la fraction d'argile (CF) permet d'estimer de manière fiable les angles de frottement. Ces corrélation empiriques ont été développées en utilisant les résultats des essais de cisaillement de l'anneau de torsion et vérifiées à l'aide d'une analyse rétrospective de cas de glissements de terrain.

Stark et Hussain (2013) ont affirmé que la corrélation empirique pour l'angle de frottement sécant entièrement affaibli en conditions de drainage ne nécessite que la limite de liquidité (LL) et la fraction d'argile (CF) pour estimer l'angle de frottement drainé ϕ'_{fs} . Ainsi, la corrélation de résistance entièrement affaiblie suggérée par Stark, Choi et McCone (2005) fournit une estimation fiable de ϕ'_{fs} à utiliser dans la conception préliminaire, la vérification des résultats des tests de laboratoire et la confirmation de l'analyse rétrospective des surfaces de glissement. La corrélation empirique de résistance entièrement affaiblie utilise trois groupes de fractions d'argile différents ($CF \leq 20 \%$, $25 \% \leq CF \leq 45 \%$ et $CF \leq 50 \%$) et prend en compte l'effet de CF et σ'_n sur ϕ'_{fs} , comme illustré dans la Figure (2.4).

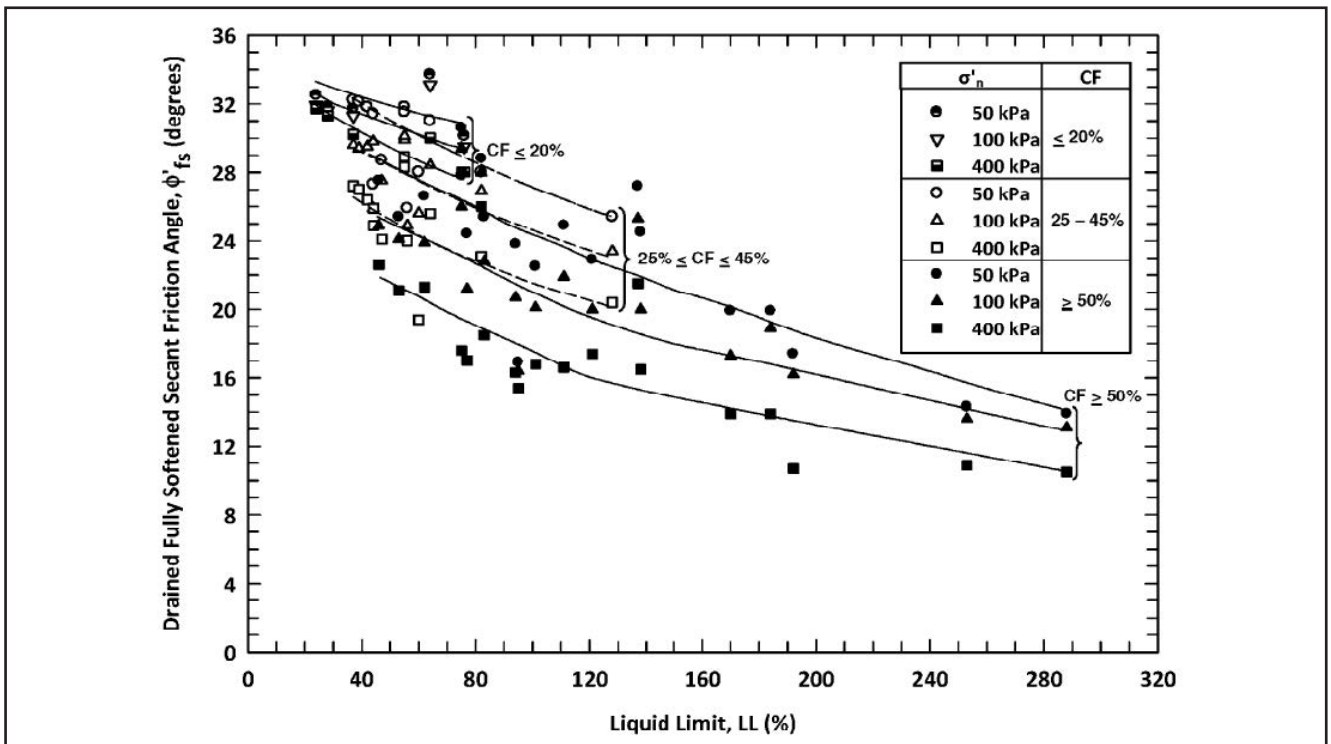


Figure 2.4 :Corrélation empirique pour l’angle de frottement sécant drainé entièrement ramolli basé sur LL,CF et σ'_n pour 39 sols naturels. [11]

L’étude actuelle propose une expression mathématique distincte pour chaque tendance de corrélation présentée dans la Figure (2.4), ce qui permet d’estimer les valeurs de ϕ'_{fs} , ainsi qu’une enveloppe de résistance dépendant de la contrainte en utilisant les valeurs mesurées de LL et CF à partir d’échantillons individuels.

II.3.4 COHÉSION EFFECTIVE

La résistance entièrement affaiblie correspond à la résistance maximale drainée d’un spécimen normalement consolidé, ce qui suggère que la valeur de la cohésion effective (c') doit être fixée à zéro, c’est-à-dire la valeur de cohésion mesurée lors des essais de cisaillement sur de l’argile normalement consolidée (Holtz et al. 2013 ; Terzaghi et al. 1996) pour l’analyse des premières phases de glissement dans des argiles surconsolidées. Cela est important car même de petites valeurs de c' peuvent entraîner des différences significatives dans les facteurs de sécurité calculés, en particulier dans les glissements peu profonds tels que les digues ou les pentes de remblai. Cependant, la rétro-analyse des premières glissades dans l’argile de Londres indique que de petites valeurs de c' , d’environ 0,96 kPa, peuvent être mobilisées (Chandler et Skempton 1974). Skempton (1977) a également proposé une valeur de c' de 0,96 kPa et un angle de frottement ϕ'_{fs} de 20 degrés pour l’argile de Londres. Mesri et Abdel-Ghaffar (1993) ont rétro-analysé 45 cas et ont conclu que c' peut varier de zéro à 24 kPa. En résumé, la valeur de cohésion entièrement affaiblie devrait être nulle, à moins qu’une analyse rétrospective des études de cas locales ne suggère une valeur supérieure à zéro.

II.4 STABILITE DE LA PENTE PENDANT UN RABATTEMENT RAPIDE

La stabilité de la pente en amont d'un barrage en remblai ou d'une digue est affectée par la pression de l'eau. L'eau agit comme un contrefort qui augmente la stabilité de la pente en amont. Si le niveau d'eau baisse rapidement de manière à ce que les pressions interstitielles dans la pente n'aient pas suffisamment de temps pour s'ajuster à la diminution du niveau d'eau externe, la pente devient moins stable (**Duncan et al. 1990**). Un rabattement rapide peut entraîner un échec rapide et se produit généralement sur les pentes riveraines et d'autres pentes sujettes à l'immersion.

Le rabattement rapide est souvent la condition de conception qui contrôle la stabilité des pentes en amont des barrages. Les facteurs de sécurité pour cette condition varient d'un cas à l'autre.

Pour les barrages de grande capacité de stockage, un rabattement rapide à partir d'un niveau de retenue élevé est un événement peu probable. Par conséquent, le facteur de sécurité requis pour le rabattement rapide peut être plus faible. En revanche, les réservoirs de pompage-turbinage subissent des variations importantes du niveau d'eau en tant que condition de fonctionnement régulière.

Par conséquent, ils nécessitent un facteur de sécurité plus élevé pour la condition de rabattement. Le manuel de stabilité des pentes de l'USACE (**2003a**) recommande un facteur de sécurité minimum de 1,1 à 1,3 pour le rabattement rapide.

La perméabilité du matériau de remblai détermine la vitesse à laquelle l'eau peut s'écouler à travers le matériau. Plus la perméabilité est élevée, plus le matériau s'écoule rapidement. Dans certains cas, il peut être difficile de déterminer avec certitude si le matériau s'écoulera ou non. Par conséquent, il faut supposer que le drainage se produira ou non en fonction de ce qui entraînera la résistance au cisaillement la plus faible dans la zone spécifique, et utiliser le facteur de sécurité le plus bas pour la pente (**Duncan et al. 1990**).

Lors de l'analyse de la stabilité des pentes pendant un rabattement rapide, différentes méthodes peuvent être utilisées. Parmi ces méthodes, on retrouve la méthode du stress effectif, la méthode du Corps des Ingénieurs (**U.S. Army 2003**) et la méthode de Lowe et Karafiath. En 1990, Duncan, Wright et Wong ont proposé une méthode appelée «analyse de rabattement rapide en plusieurs étapes» ou «résistance non drainée», qui combine les meilleures caractéristiques des méthodes précédentes. Les trois étapes de cette méthode sont les suivantes :

1. Déterminer si le drainage se produira lors du rabattement rapide. Cette étape doit être effectuée pour chaque couche de sol dans la section transversale de la pente. Un facteur sans dimension du temps, noté T , est estimé à l'aide de l'équation suivante :

$$T = \frac{C_v \times t}{D^2} \quad (\text{équation 2.1})$$

Où C_v représente le coefficient de consolidation, t est le temps de rabattement et D est la longueur du chemin de drainage.

Les valeurs de C_v peuvent être calculées à partir de données de taux de consolidation obtenues lors des tests de consolidation.

Des valeurs approximatives pour différents types de sols compacts sont répertoriées dans le tableau (2.1). Si la valeur calculée de T est égale ou supérieure à 0,848, cela signifie que la dissipation des pressions interstitielles excessives pendant le rabattement sera de 90 % ou plus, et il est raisonnable de considérer que le matériau est entièrement drainé. Si la valeur de T est inférieure à 0,848, la résistance non drainée doit être prise en compte.

Assurer que la résistance non drainée utilisée dans les analyses de stabilité ne dépasse pas la résistance drainée. Cette étape vise à éviter de surestimer la résistance non drainée. En cas de doute quant à la réalisation ou non du drainage, il est recommandé de considérer le matériau comme non drainé.

Ces étapes permettent de prendre en compte le potentiel de drainage du matériau pendant un rabattement rapide et d'adapter l'analyse de stabilité en conséquence. Il est essentiel de choisir la méthode appropriée en fonction des caractéristiques du sol et des conditions du site afin d'obtenir des résultats fiables.

2. Déterminer les enveloppes de résistance nécessaires pour les analyses.

Si les matériaux s'écoulent pendant le rabattement, seule l'enveloppe de résistance drainée est requise. Si des matériaux à faible perméabilité ne sont pas drainés pendant le rabattement, à la fois l'enveloppe de résistance et l'enveloppe non drainée d'un essai CU consolidé isotropiquement sont nécessaires. Les enveloppes nécessaires pour les valeurs de K_c comprises entre 1,0 et K_f peuvent être obtenues par interpolation linéaire. K_c représente le rapport de contrainte principal effectif lors de la consolidation, $\sigma'_{1c} / \sigma'_{3c}$. Dans la méthode précédente de rabattement rapide présentée par Lowe et Karafiath en 1960, la contrainte non drainée des sols, lorsqu'elle est représentée sous la forme de τ_{ff} vs σ'_{fc} , varie en fonction de K_c . Ce rapport peut varier de l'unité (**pour la consolidation sous contraintes isotropes**) à K_p la valeur de $\sigma'_{1c} / \sigma'_{3c}$ à la rupture. Pour chaque matériau, il existe une série d'enveloppes de résistance non drainées correspondant à différentes valeurs de K_c allant de 1,0 à K_f . Cette analyse en plusieurs étapes utilise cette enveloppe de contrainte non drainée τ_{ff} vs σ'_{fc} , comme illustré dans la Figure (2.5).

Tableau 1: Valeur approximative du c_v pour divers sols [26].

Type de sol	Valeur de c_v	
	m ² /jour	m ² /jour
Sable très fin	>10,000	> 929
Sable fin	100 à 10,000	9.3 à 929
Sable silteux	10 à 1000	0.93 à 92.9
silt	0.5 à 100	4.6×10^{-2} à 9.3
Argile compactée	0.05 à 5	4.6×10^{-3} à 0.46.
Argile fin	< 0.2	$< 1.86 \times 10^{-2}$

3. Utiliser une procédure de calcul pour déterminer le coefficient de sécurité après rabattement d'une surface glissante.

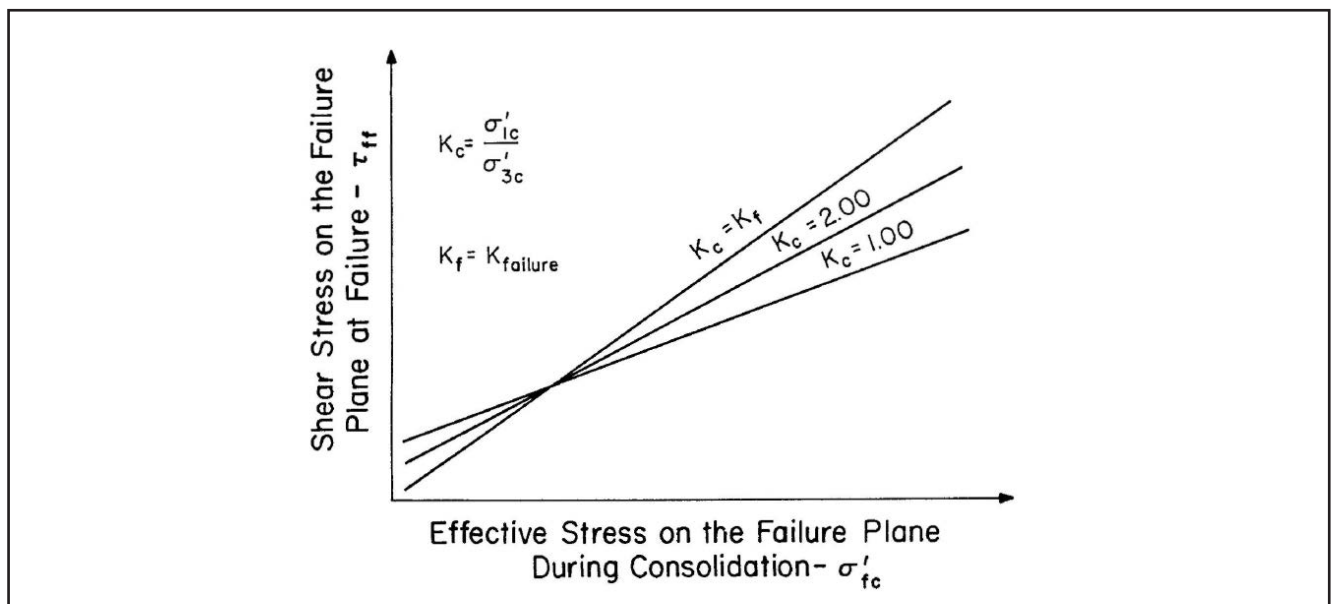


Figure. 2.5: Enveloppe de résistance non drainée [26].

a. Effectuer une analyse de stabilité avant le rabattement en utilisant les paramètres de résistance drainée pour tous les matériaux constituant la pente. La condition de pression interstitielle est basée sur la ligne piézométrique avant le rabattement. Cette étape implique la détermination de la contrainte normale effective (σ'_{fc}) et de la contrainte de cisaillement (τ_{ff}) pour chaque section de la pente, en utilisant la valeur de K_c correspondante.

b. Effectuer une analyse de stabilité après le rabattement en utilisant la ligne piézométrique après le rabattement comme condition de pression interstitielle. Pour les matériaux qui se drainent pendant le rabattement, les paramètres de résistance efficaces sont utilisés. Pour les matériaux qui ne s'écoulent pas librement, les résistances interpolées déterminées à l'étape i sont utilisées.

c. Calculer la résistance drainée pour toutes les sections le long de la surface de glissement en utilisant la contrainte normale effective obtenue à l'étape ii et la résistance effective correspondante.

Calculer la résistance drainée pour toutes les sections le long de la surface de glissement en utilisant les paramètres de résistance. Pour les matériaux qui ne s'écoulent pas librement, calculer également la résistance non drainée à la base de chaque section et comparer avec la résistance drainée. Sélectionner la plus petite valeur de résistance pour calculer le facteur de sécurité.

4. Répéter la procédure en trois étapes pour les autres surfaces de glissement afin de localiser la surface de glissement critique, c'est-à-dire celle qui présente le plus faible facteur de sécurité après le rabattement.

II.5 PRÉVISION DU MOUVEMENT DU SOL

En collaboration avec des experts multidisciplinaires internationaux, le Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) a lancé le projet «Next Generation of Ground Motion Attenuation Models» (NGA, également connu sous le nom de NGA-West1). L'objectif principal de ce projet est de développer des modèles de prédiction du mouvement du sol pour les tremblements de terre dans la croûte peu profonde, notamment dans l'ouest des États-Unis et dans des régions tectoniques actives similaires. Pour ce faire, cinq équipes d'experts ont travaillé sur l'élaboration des équations de prédiction du mouvement du sol (GMPE), qui seront utilisées dans l'analyse des risques sismiques à l'échelle mondiale et régionale (Power 2019). Les équipes de développeurs sont les suivantes :

- Abrahamson, Silva et Kamai (ASK)
- Boore, Stewart, Seyhan et Atkinson (BSSA)
- Campbell et Bozorgnia (CB)
- Chiou et Young (CY)
- Idriss (I)

Ces équipes travaillaient indépendamment sur leurs modèles, mais elles avaient des interactions fréquentes pour partager leurs connaissances et leurs résultats. Par la suite, le projet NGA-West2 a été lancé en tant que version actuelle du projet, poursuivant les travaux entrepris dans le cadre du projet NGA-West1.

Les équations de prédiction du mouvement du sol (GMPE), également appelées relations «d'atténuation», fournissent un moyen de prédire le niveau de secousses du sol et l'incertitude associée à un site ou à un emplacement donné. Ces prédictions sont basées sur des facteurs tels que la magnitude du tremblement de terre, la distance entre la source et le site, les conditions locales du sol, le mécanisme de la faille, etc. Les GMPE sont largement utilisées pour estimer les mouvements du sol dans le cadre des analyses de risques sismiques, qu'elles soient déterministes ou probabilistes. Cette approche permet de prendre en compte les différentes sources de variabilité et d'incertitude dans la prédiction du mouvement du sol. (Bozorgnia et al., 2014)

La base de données NGA-West2 comprend 21 332 enregistrements principalement à trois composantes,

après avoir exclu ceux avec des métadonnées importantes manquantes (**comme la magnitude**) et/ou des données de mouvement du sol manquantes (**comme le PGA**). La gamme de magnitudes dans la base de données va de 3,0 à 7,9. Les distances entre les sites d'enregistrement et le plan de rupture varient de 0,05 à 1533 km, mais la base de données est plus densément peuplée jusqu'à une distance d'environ 400 km.

Les GMPE horizontaux couvrent les composantes horizontales du sol, telles que l'accélération maximale du sol (**PGA**), la vitesse maximale du sol (**PGV**) et la réponse spectrale pseudo-absolue (**PSA**) pour au moins 21 périodes d'oscillation (**T**) allant de 0,01 à 10 s. Les limites générales applicables aux GMPE NGA-West2 sont les suivantes : $M \leq 8,5$ pour les mouvements décrochants, $M \leq 8,0$ pour les mouvements inverses et $M \leq 7,5$ pour les mouvements normaux. La distance de rupture, ou la distance de Joyner et Boore, varie de 0 à 300 km.

Les modèles de mouvement du sol à accélération spectrale NGA-West1 et NGA-West2 ont été développés pour un taux d'amortissement de référence de 5 %. Dans le cadre du projet NGA-West2, les chercheurs de PEER ont développé un nouveau modèle d'amortissement qui permet d'ajuster le taux d'amortissement à 5 %.

Les GMPE amortis pour des valeurs d'amortissement allant de 0,5% à 30% ont été développés à partir de la base de données NGA-West2. Ce nouveau modèle d'amortissement est indépendant de toute GMPE spécifique. Les GMPE NGA-West2 comprennent des termes pour l'amplification locale du site et les cinq GMPE utilisent la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 m supérieurs des sédiments (**VS30**) comme paramètre de site.

En outre, plusieurs projets de recherche soutiennent et contribuent à la définition et à la contrainte des GMPE. La base de données et les modèles NGA sont régulièrement mis à jour et ajustés à mesure que de nouvelles données deviennent disponibles.

Les modèles issus des programmes de recherche NGA sont largement adoptés par la communauté sismique dans divers domaines d'application, tels que :

- l'analyse sismique spécifique aux sites et la conception des structures et des installations ;
- l'élaboration de cartes régionales des risques sismiques utilisées dans les codes du bâtiment, les évaluations financières, etc. ;
- l'estimation des pertes sociales et financières liées aux séismes.

Kramer (1996) a décrit l'analyse déterministe des risques sismiques (**DSHA**) comme une évaluation en quatre étapes de l'aléa sismique pour un site spécifique. Les étapes de cette analyse peuvent être décrites de la manière suivante :

1. Identification de toutes les sources sismiques susceptibles de générer des mouvements sismiques significatifs sur le site. Caractérisation de leur géométrie et de leur potentiel sismique.

Estimation des mouvements du sol attendus pour chaque source sismique identifiée, en utilisant des modèles d'atténuation appropriés et des données historiques si disponibles.

Détermination des caractéristiques géotechniques et géométriques du site, telles que la structure géologique, les conditions du sol, les propriétés du matériau, etc.

Calcul des réponses sismiques du site en utilisant des méthodes d'analyse appropriées, telles que l'analyse dynamique des structures, pour évaluer les effets des mouvements du sol sur les éléments exposés aux risques sismiques.

L'analyse déterministe des risques sismiques vise à fournir une évaluation précise et détaillée de l'aléa sismique sur un site donné, en utilisant des informations spécifiques sur les sources sismiques, les mouvements du sol et les caractéristiques du site. Cette analyse est utilisée pour informer la conception et la planification des structures et des infrastructures afin de minimiser les risques sismiques et de garantir la sécurité des personnes et des biens.

2. Sélectionnez un paramètre de distance de la source au site pour chaque zone source. Généralement, la distance la plus courte est sélectionnée, ce qui peut être la distance de l'épicentre ou de l'hypocentre du tremblement de terre.

3. Sélectionnez le tremblement de terre qui est susceptible de produire le niveau de secousse le plus élevé sur le site, également appelé le séisme de contrôle. Cette sélection est réalisée en comparant les niveaux de secousses causés par les potentiels sismiques identifiés à la distance déterminée à l'étape 2.

4. Définissez le danger sur le site, généralement en utilisant des paramètres de mouvement du sol du séisme de contrôle. L'accélération maximale, la vitesse maximale et les valeurs de spectre de réponse sont couramment utilisées pour caractériser le risque sismique.

Il est important de noter que cette procédure ne fournit pas d'informations sur la probabilité d'occurrence. L'analyse déterministe des risques sismiques est une évaluation basée sur le pire scénario possible. Cependant, cette approche reste appropriée pour les structures critiques, telles que les grands barrages, qui pourraient entraîner des conséquences catastrophiques en cas de défaillance.

II.6 EFFET DES PARAMÈTRES DU SOL DE REMBLAI

Les figures 2.6.a à 2.6.b illustrent l'influence des paramètres du sol de remblai sur la fréquence propre des ouvrages de soutènement. Les résultats du calcul de la pulsation propre du système sont présentés dans les figures 2.6.a et 2.6.b, correspondant aux cas statique et sismique, respectivement

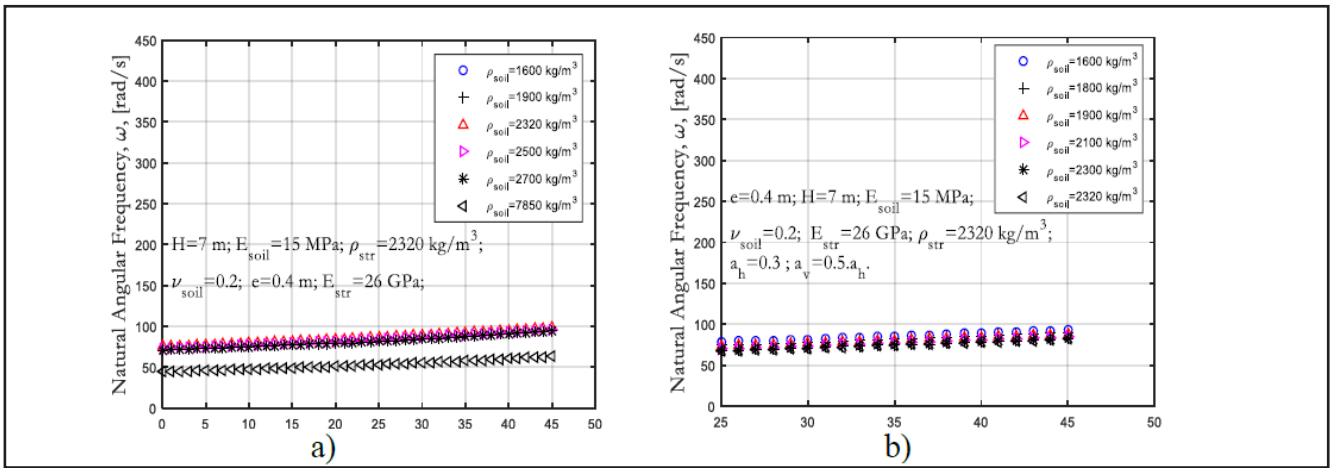


Figure 2.6 Variations des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement et de la masse volumique du sol pour les conditions statique et sismique. [46]

Ces deux figures montrent les variations de la pulsation propre en fonction de l'angle de frottement et de la masse volumique du sol de remblai. Les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- Les variations de la masse volumique et de l'angle de frottement du sol ont une faible influence sur les valeurs de la pulsation propre du système, en particulier pour le modèle sismique.
- L'augmentation de l'angle de frottement du sol entraîne une hausse des valeurs de la pulsation propre, tandis que l'augmentation de la masse volumique du sol provoque une diminution de ces valeurs.

Pour mieux illustrer l'impact des variations du module de Young et de l'angle de frottement du sol sur la pulsation propre du système, les graphiques des figures 2.7.a et 2.7.b ont été tracés pour les cas statique et sismique.

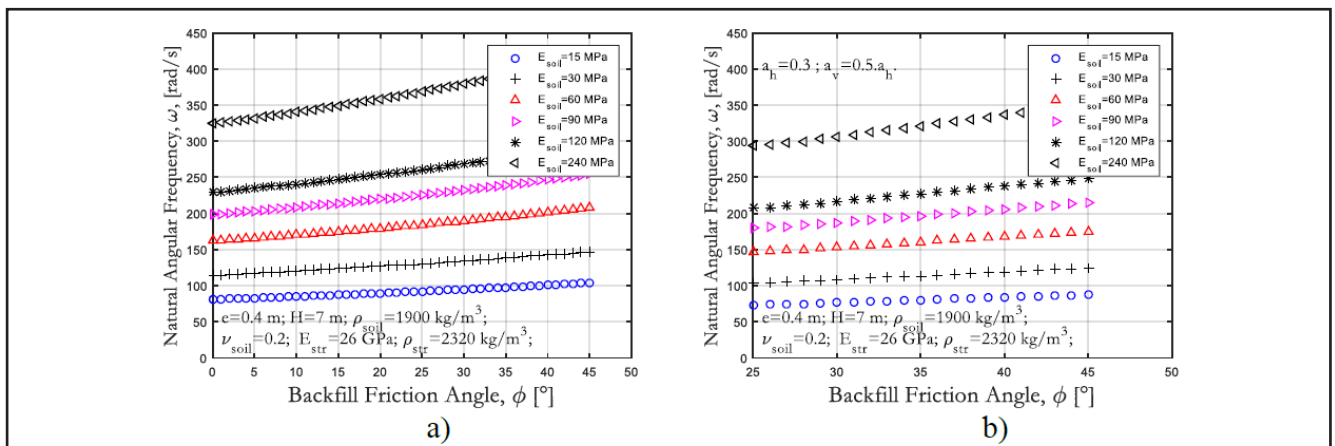


Figure 2.7 Variations des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement et du module d'Young du sol pour les conditions statique et sismique. [46]

Les observations suivantes peuvent être tirées :

- La variation du module d'Young du sol de remblai exerce une forte influence sur les valeurs de la pulsation propre.

- Dans le cas statique, où le coin de rupture est déterminé selon la méthode de Coulomb, les valeurs de la pulsation propre sont plus élevées que dans le cas sismique, où le coin de rupture est établi à l'aide de la méthode de Mononobe-Okabe.

L'effet de la variation du coefficient de Poisson sur les valeurs de la pulsation propre calculée est illustré dans les figures 2.8.a et 2.8.b.

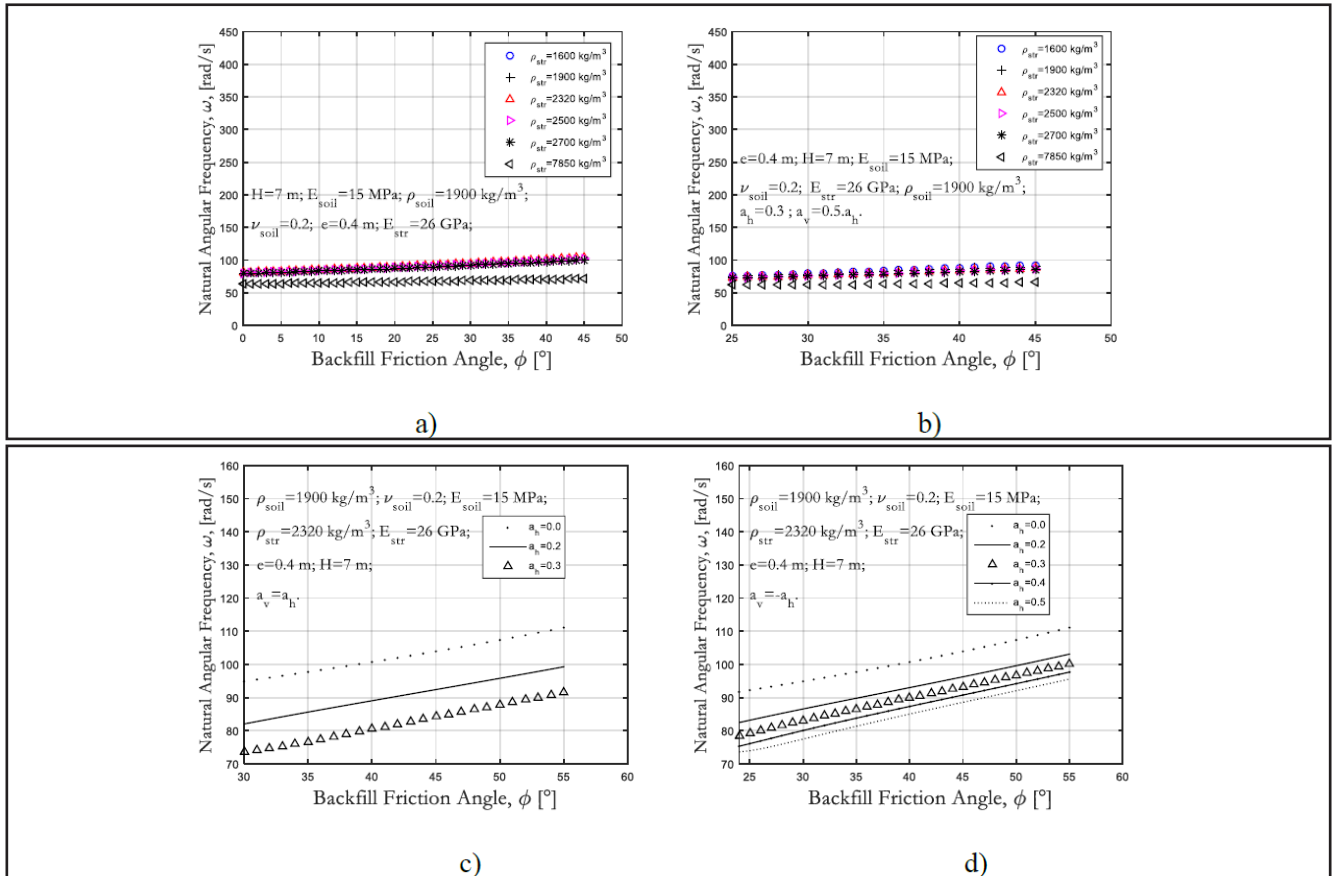


Figure 2.8 Variations des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement et du coefficient de Poisson du sol pour les conditions statiques et sismiques. [46]

Les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- La variation du coefficient de Poisson du sol de remblai a une influence mineure sur les valeurs de la pulsation propre.
- Comme indiqué précédemment, le modèle de calcul statique produit des valeurs de pulsation propre plus élevées que le modèle de calcul sismique. Dans les deux modèles, l'augmentation des valeurs de l'angle de frottement et du coefficient de Poisson entraîne une hausse des valeurs de la pulsation propre du système.

II.7 EFFET DES PARAMÈTRES DE LA STRUCTURE DE BARRAGE

Les variations de la pulsation propre du système, pour les conditions statiques et sismiques, en fonction des différents paramètres de la structure de barrage, sont représentées dans les figures 2.9 à 4.12. Ces figures révèlent que la pulsation propre dépend fortement de l'épaisseur et de la hauteur de la structure de soutènement, tandis qu'elle est relativement peu influencée par le module de Young et la masse volumique

des matériaux de la structure, pour lesquels les variations de pulsation propre restent pratiquement constantes. De plus, elles montrent clairement que l'augmentation des valeurs de ces quatre paramètres entraîne une hausse des valeurs de la pulsation propre du système.

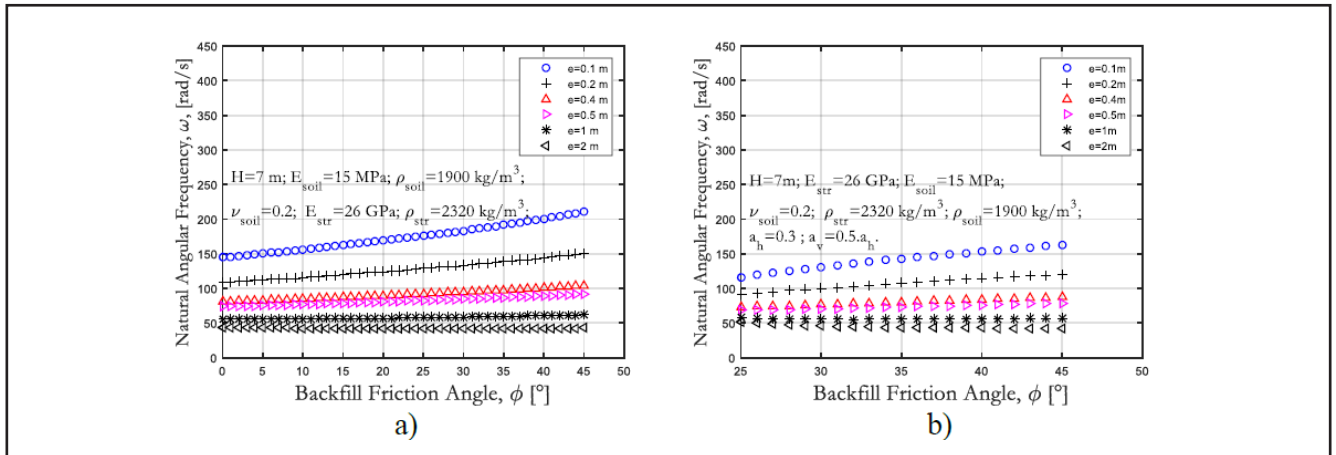


Figure 2.9 Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et de la hauteur de structure du barrage pour les conditions statiques et sismiques

[46]

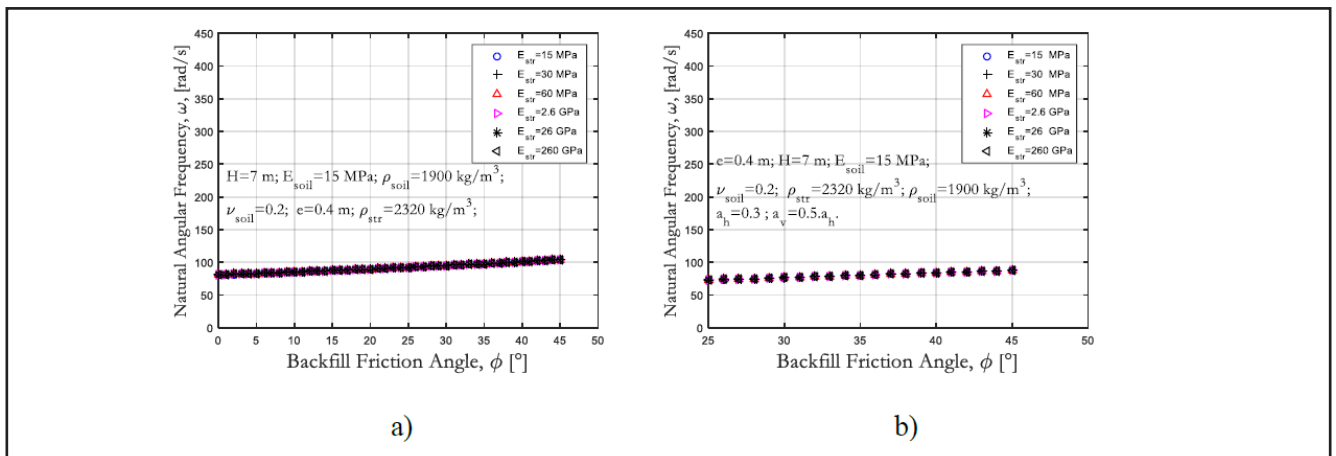


Figure 2.10 Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et de l'épaisseur de la structure du barrage pour les conditions statique et sismiques.

[46]

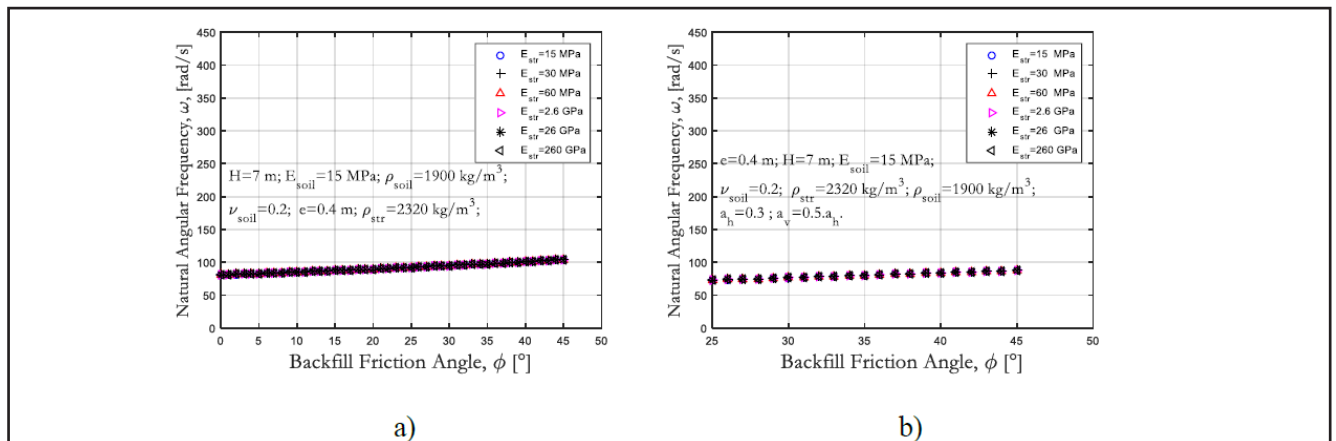


Figure 2.11 Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et de module de Young de la structure du barrage pour les conditions statique et sismique. [46]

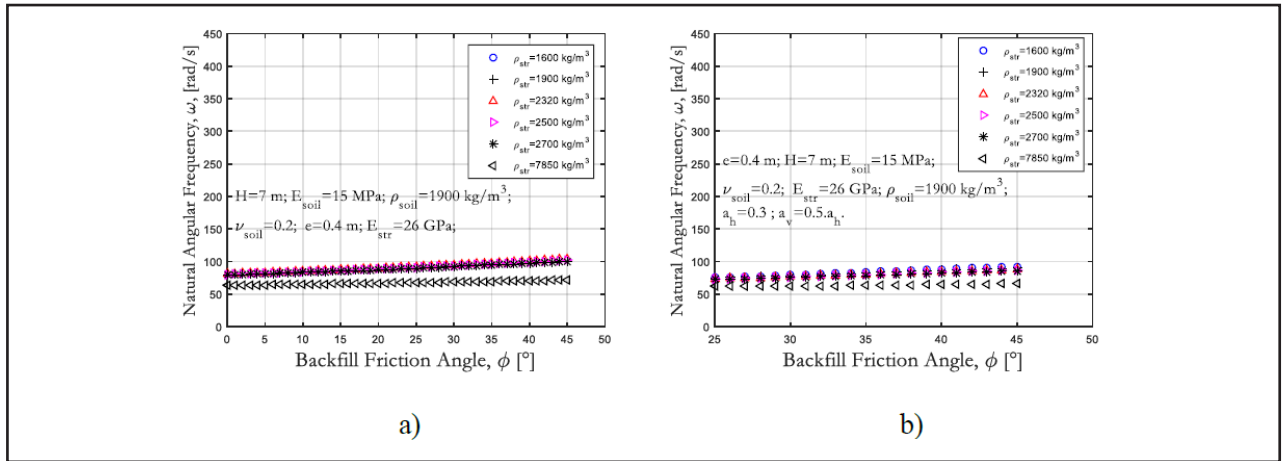


Figure 2.12 Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et de la masse volumique de matériaux de structure du barrage pour les conditions statique et sismique. [46]

II.8 EFFET DES PARAMÈTRES DES ACCÉLÉRATIONS SISMIQUES

Les résultats du calcul de la pulsation propre d'un ouvrage de soutènement sont présentés dans les graphes de la figure 2.13, qui montrent les variations des valeurs de la pulsation propre pour quatre combinaisons sismiques de coefficients k_h (horizontal) et k_v (vertical). Les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- L'augmentation des coefficients d'accélération sismique horizontale entraîne une diminution des valeurs de la pulsation propre du système.
- Concernant les coefficients d'accélération sismique verticale, les valeurs de la pulsation propre varient en fonction de la combinaison (k_h, k_v) utilisée.

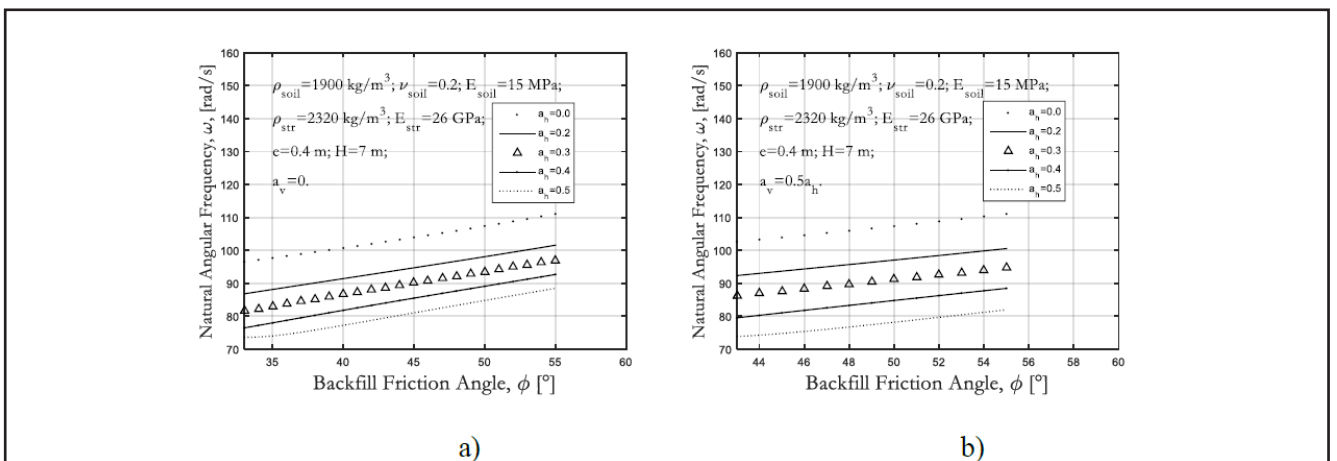


Figure 2.13 Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et des accélérations sismiques horizontales et verticales. [46]

II.9 AMPLEUR DE LA REPLIQUE

La loi de Bâth, formulée par Bath en 1965, établit qu'il existe une différence constante entre la magnitude du séisme principal M et la magnitude de la réplique la plus importante M_1 pour les séismes peu profonds. Cette différence est de 1,2 et elle ne dépend pas de l'amplitude du séisme. Ainsi, la loi de Bâth peut être exprimée de la manière suivante :

La loi de Bâth, exprimée par l'équation 2.2, stipule que la différence entre la magnitude du séisme principal M et la magnitude de la réplique la plus importante M_1 est de 1,2. Cela signifie que l'énergie sismique du séisme principal est en moyenne environ 53 fois plus grande que celle de la réplique la plus importante. Bâth a noté qu'il existe des exceptions à cette loi, mais elle reste valable dans une large mesure.

$$M - M_1 = 1,2 \quad (\text{équation 2.2})$$

Bâth (1965) a présenté un exemple de séquence de répliques qui ne suivait pas strictement la loi de Bâth. C'était le cas du tremblement de terre de magnitude 8,5 en Alaska le 28 mars 1964. Il n'y avait pas de réplique unique la plus importante, mais il y a eu cinq séismes d'une magnitude comprise entre 6,5 et 6,8. Ensemble, ces cinq séismes ont produit la même quantité d'énergie qu'un séisme de magnitude 7,2. Si l'on considère le séisme de magnitude 7,2 comme la réplique la plus importante M_1 , on obtient une différence de 1,3, ce qui est en accord étroit avec la loi de Bâth. En supposant des circonstances similaires pour plusieurs séismes principaux de même taille, Bâth a présenté le rapport entre l'énergie et l'amplitude comme suit :

$$M - M_1 = 1,2 + \frac{\log\left(\frac{N_1}{N}\right)}{1,2} \quad (\text{équation 2.3})$$

Bâth a également suggéré que la profondeur focale peut influencer la magnitude de la réplique la plus importante. Selon lui, la différence entre la magnitude du séisme principal et la magnitude de la réplique la plus importante augmente avec l'augmentation de la profondeur focale. Cette relation peut être exprimée par l'équation suivante :

$$M - M_1 = \frac{2}{3}h + 1 \quad (\text{équation 2.4})$$

où M est la magnitude du séisme principal, M_1 est la magnitude de la réplique la plus importante, N est le nombre de séismes principaux de même ampleur, N_1 est le nombre de répliques les plus importantes, h est la profondeur focale en unités de 100 km et le logarithme est en base 10.

Ainsi, selon cette relation, lorsque la profondeur focale augmente, la différence entre la magnitude du séisme principal et la magnitude de la réplique la plus importante devrait également augmenter. Cela suggère que les séismes peu profonds ont tendance à produire des répliques plus importantes par rapport aux séismes profonds.

Bâth a reconnu qu'il y avait peu de données disponibles sur les séquences de répliques plus profondes pour tester cette relation, et il a souligné la nécessité de mener davantage d'enquêtes pour approfondir notre compréhension de ces séquences de répliques.

Il est important de noter que cette relation peut être utile pour estimer la magnitude de la réplique la plus importante lorsqu'on connaît la magnitude du séisme principal et la profondeur focale, mais son applicabilité aux séquences de répliques plus profondes nécessite une validation supplémentaire par des études approfondies.

Effectivement, plusieurs études ont examiné la variabilité de la différence entre le choc principal et la réplique la plus importante, remettant en question la valeur fixe de 1,2 proposée par Båth. Shcherbakov et Turcotte (2005) ont proposé une version modifiée de la loi de Båth basée sur une extrapolation de la loi statistique de Gutenberg-Richter.

Leur étude suggère que la différence entre le choc principal et la réplique la plus importante peut varier et influencée par des facteurs tels que la magnitude du séisme principal, la profondeur focale et les caractéristiques spécifiques de la zone sismique. Selon leur modèle, la dispersion dans la loi modifiée de Båth est inférieure à celle de la loi originale de Båth, ce qui implique une meilleure ajustement aux données observées.

II.10 CONCLUSION

Ces recherches soulignent l'importance de continuer à étudier la variabilité de la différence entre le choc principal et la réplique la plus importante, ainsi que d'explorer d'autres facteurs qui pourraient influencer cette relation. Une meilleure compréhension de ces mécanismes peut contribuer à une évaluation plus précise des séquences de répliques sismiques et de leurs impacts potentiels.

CHAPITRE III

EFFET SISMIQUE

III.1 INTRODUCTION

La méthode des éléments finis a été utilisée pour prendre en compte les interactions entre l'eau et le sol dans les pentes des remblais. Cette approche permet de modéliser les infiltrations d'eau, les variations de pression interstitielle et les effets de saturation du sol sur la stabilité du remblai de la pente.

Le logiciel PLAXIS 2D a été utilisé pour mener ces analyses. PLAXIS est un logiciel couramment utilisé dans la pratique géotechnique pour la modélisation basée sur la méthode des éléments finis. Il permet de représenter le comportement mécanique des sols et de simuler les réponses du système sol-eau sous différentes conditions.

En utilisant cette approche couplée hydro-mécanique, les chercheurs ont pu évaluer l'état de contrainte du sol, les niveaux de stabilité de la pente et l'impact des infiltrations d'eau dans les remblais. Cette méthodologie offre plusieurs avantages par rapport aux méthodes physiques en laboratoire, notamment en termes de coût, de temps et de contrôle des conditions aux limites.

La modélisation numérique basée sur la méthode des éléments finis, en particulier dans le cadre de l'analyse hydro-mécanique des sols non saturés, est une approche largement utilisée et acceptée dans la pratique géotechnique. Elle permet une meilleure compréhension du comportement des pentes des remblais soumises à des infiltrations d'eau, facilitant ainsi la prise de décisions éclairées en matière de conception et de gestion de la stabilité.

L'utilisation du modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis, en particulier en incluant les aspects hydro-mécaniques, permet de prendre en compte les déformations et l'écoulement de l'eau dans les pentes des remblais. Dans cette approche, les contraintes effectives et le coefficient de sécurité sont calculés en prenant en compte les champs d'aspiration et de pression interstitielle transitoire. La méthode de stress effectif de Bishop généralisée a été utilisée pour étudier le comportement non saturé du sol, une approche largement validée par de nombreux chercheurs.

L'application de cette méthode permet de simplifier les critères de défaillance et les équations constitutives du modèle, tout en permettant la transition entre les états saturés et non saturés d'un sol partiellement saturé. Une fois les contraintes effectives déterminées, le facteur de sécurité de la pente peut être calculé en utilisant la méthode de réduction de la résistance au cisaillement disponible dans PLAXIS 2D.

Il est important de noter que les propriétés hydrauliques non saturées du sol jouent un rôle significatif dans l'écoulement et les déformations d'un remblai en terre, en particulier lors de l'exploitation d'un réservoir ou lors d'événements de crue. L'objectif principal de cette étude numérique est d'évaluer l'impact de ces propriétés hydrauliques non saturées sur les infiltrations transitoires et les analyses de stabilité des pentes d'un barrage.

Il convient de souligner que très peu d'études ont intégré les effets de l'hystérésis hydraulique et de la contrainte de confinement dans leurs analyses. Ces aspects sont essentiels pour capturer les comportements complexes des sols non saturés. En incluant ces effets, les chercheurs peuvent obtenir une meilleure

compréhension de la réponse du système sol-eau dans les pentes des remblais et évaluer plus précisément la stabilité de la pente dans des conditions réelles.

En conclusion, l'utilisation d'une approche numérique basée sur la méthode des éléments finis avec un couplage hydro-mécanique permet de prendre en compte les interactions sol-eau dans les pentes des remblais. Cela offre une meilleure compréhension du comportement mécanique des pentes, en prenant en compte les infiltrations d'eau et les variations de pression interstitielle. Ces analyses numériques sont plus économiques et permettent un meilleur contrôle des conditions aux limites, ce qui facilite la prise de décisions éclairées en matière de conception et de gestion de la stabilité des pentes.

Dans cette étude, les propriétés hydrauliques dépendantes du sol ont également été évaluées. Le sol a été modélisé comme un matériau élasto-plastique en utilisant le modèle de sol durcissant disponible dans PLAXIS. Les paramètres du modèle constitutif ont été obtenus à partir de tests en laboratoire et de corrélations disponibles dans la littérature.

En ce qui concerne les propriétés hydrauliques du sol non saturé, les coefficients de perméabilité et les courbes de rétention d'eau (SWCC) ont été mesurés en laboratoire et spécifiés à l'aide de la fonction spline dans PLAXIS.

Dans le cadre de cette étude numérique, le concept de contrainte effective a été utilisé pour les sols partiellement saturés. Dans un sol saturé, la contrainte effective est définie comme la différence entre la contrainte totale et la pression interstitielle. Cependant, dans un sol partiellement saturé, la contrainte effective est définie comme la différence entre la contrainte totale et une fonction de la succion du sol.

L'expression de la contrainte effective dans un sol non saturé, proposée par Bishop (1954), est utilisée dans cette étude (équation 3.1). La définition de la contrainte effective dans PLAXIS est similaire au concept basé sur la succion de la contrainte proposé par (Lu et Likos 2006)., Lorsque le contenu volumétrique en eau normalisé devient égal au degré effectif de saturation, l'équation (3.1) prend la forme de l'équation (3.2).

Il est important de noter que l'équation prédictive de la contrainte d'aspiration proposée par Lu et al. (2010) a montré une bonne corrélation avec les valeurs expérimentales de la contrainte d'aspiration obtenues à partir des essais triaxiaux contrôlés par aspiration (Patil et al., 2020). Cette approche permet de prendre en compte les propriétés hydrauliques non saturées du sol de manière réaliste dans les analyses de stabilité des pentes.

En résumé, l'étude numérique intègre les propriétés hydrauliques dépendantes du sol, telles que les coefficients de perméabilité et les courbes de rétention d'eau, en utilisant le modèle de sol durcissant disponible dans PLAXIS. Le concept de contrainte effective est utilisé pour modéliser les sols partiellement saturés, en prenant en compte la succion du sol. Cette approche permet de capturer de manière réaliste le comportement mécanique et hydraulique des pentes des remblais soumises à des infiltrations d'eau.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + [S_e (u_a - u_w)] \quad (\text{Équation 3.1})$$

Ou,

σ' = contrainte effective en kPa,

$(\sigma - u_a)$ = contrainte normal en kPa,

$(u_a - u_w)$ = matrice de succion en kPa,

S_e = degré de saturation effective.

$$\sigma^s = (\sigma - u_a) - \sigma^s = (\sigma - u_a) + [W (u_a - u_w)] \quad (\text{Équation 3.2})$$

Où,

σ^s = contrainte d'aspiration en kPa,

w = teneur en eau volumétrique normalisée.

Selon (Lu et Likos., 2006), la contrainte d'aspiration peut également être écrite dans la forme de courbe caractéristique de contrainte d'aspiration (SSCC) comme indiqué ci-dessous

$$\sigma^s = -(u_a - u_w) \left[\frac{1}{1 + [a(u_a - u_w)^n]} \right]^m \quad (\text{Équation 3.3})$$

Où,

a , m et n sont des paramètres d'ajustement de courbe de van Genuchten - Mualem.

De nombreux chercheurs ont mis en place et validé le concept de contrainte de succion pour une variété de sols non saturés (Oh et Lu, 2015 ; Kim et al., 2016).

PLAXIS utilise la teneur en eau volumétrique pour calculer la contrainte d'aspiration et la contrainte effective dans le sol pendant les phénomènes transitoires d'infiltration. En utilisant les relations telles que la courbe caractéristique de contrainte d'aspiration (SSCC) et la courbe de rétention d'eau volumétrique (SWCC), le logiciel peut déterminer les variations de la contrainte d'aspiration et la contrainte effective en fonction des changements de la teneur en eau dans le sol non saturé.

En incorporant ces informations dans les calculs, PLAXIS permet de modéliser les comportements hydromécaniques complexes des sols non saturés lors d'infiltrations transitoires, ce qui est important pour comprendre les effets des variations de l'humidité sur la stabilité des pentes, les tassements différentiels et d'autres phénomènes géotechniques.

En résumé, PLAXIS utilise les relations entre la teneur en eau volumétrique, la contrainte d'aspiration et la contrainte effective pour représenter les changements dans les propriétés mécaniques et hydrauliques des sols non saturés lors d'infiltrations transitoires.

III.2 ÉQUATIONS DETERMINANTES POUR L'ANALYSE DES INFILTRATIONS

Les analyses des infiltrations stables et transitoires insaturées ont été réalisées en utilisant le problème de déformation simple dans PLAXIS. La formulation du modèle de suintement est basée sur la loi de Darcy pour l'écoulement de l'eau dans les sols saturés et non saturés. L'équation (3.4) fournit la relation régissant le débit d'eau transitoire dans un sol non saturé proposée par Richard (1931).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial y} \right) = \frac{\partial \theta_w}{\partial t} \quad (\text{Équation 3.4})$$

Où,

$k(h_m)$ = fonction de perméabilité en m/s,

h_m = hauteur d'aspiration matricielle en m,

θ_w = teneur en eau volumétrique,

t = temps en s.

La variation du contenu volumétrique du sol pendant l'écoulement transitoire est calculée en utilisant l'équation (3.5).

$$\partial \theta_w = m_1^w \partial (\sigma - u_a) + m_2^w \partial (u_a - u_w) \quad (\text{Équation 3.5})$$

Dans l'équation (3.6) la variation de la teneur en eau volumétrique est présentée comme une fonction de contrainte normale nette et de succion matricielle avec des constantes m_1^w et m_2^w pour un pas de temps au cours d'un processus transitoire. La constante m_1^w est appelée coefficient de changement de volume et est égal à la pente de la teneur en eau volumétrique et de la contrainte effective tracer à zéro aspiration matricielle. Pendant l'infiltration transitoire, s'il n'y a pas de chargement externe alors la contrainte totale reste constante ($\delta\sigma/\delta t = 0$). La constante m_2^w correspond à variation de la teneur en eau volumétrique par rapport à la succion matricielle dans le sol. C'est le pente de la courbe de rétention d'eau du sol et devient identique à m_1^w pour les valeurs positives de la pression de l'eau interstitielle. En cas de sol saturé, la teneur en eau volumétrique devient constante et égale à la porosité du sol.

Pour résoudre le problème d'écoulement transitoire, les deux systèmes hydrauliques non saturés la fonction de conductivité et la fonction de stockage du sol sont nécessaires. Le SWCC du sol est utilisé pour calculer la succion matricielle dans le sol à partir de sa teneur en eau volumétrique pendant le processus d'infiltration transitoire. Dans cette étude, le modèle SWCC (van Genuchten, 1980) a été utilisé dans PLAXIS pour obtenir la relation entre teneur en eau et succion matricielle. La teneur en eau volumétrique normalisée du sol a été calculé à l'aide de l'équation (3.6) :

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[\frac{1}{1 + \{a(u_a - u_w)\}^n} \right]^m \quad (\text{Équation 3.6})$$

Où,

Θ = teneur en eau volumétrique normalisée,

Θ_w = teneur en eau volumétrique à une aspiration particulière,

Θ_s = teneur en eau volumétrique saturée,

Θ_r = teneur en eau volumétrique résiduelle,

a , n et m = constantes du modèle.

La fonction de perméabilité du sol dépendante de l'humidité utilisée dans cette étude a été obtenue à partir de tests de perméabilité en laboratoire.

Il a été supposé que le sol était isotrope et la même fonction de perméabilité a été utilisée pour l'écoulement horizontal et vertical. Pour tenir compte de l'effet de l'hystérésis sur la fonction de perméabilité lors des analyses d'infiltration, différentes fonctions de perméabilité ont été utilisées pour les processus de séchage et de mouillage.

Dans le logiciel PLAXIS, la fonction de perméabilité a été entrée manuellement à l'aide d'une fonction spline. La fonction spline est une méthode d'interpolation qui nécessite la spécification d'un coefficient relatif de perméabilité par rapport à la hauteur d'aspiration. Ce coefficient est utilisé pour ajuster la fonction de perméabilité en fonction de l'état d'humidité du sol.

En utilisant cette approche, les chercheurs ont pu prendre en compte l'effet de l'hystérésis sur la fonction de perméabilité lors des analyses d'infiltration, ce qui permet une meilleure représentation du comportement réel du sol.

III.3 FORMULATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

La formulation de la méthode des éléments finis (FEM) pour l'analyse des infiltrations est dérivée à partir de l'équation différentielle du débit Équation (3.4) en utilisant l'approche Galerkin. Pour réduire l'ordre de l'équation différentielle, le théorème de Green est utilisé et finalement, l'équation est présentée sous forme matricielle Équation (3.6).

Dans cette approche, une même fonction de forme, notée N est utilisée à la fois pour la pression interstitielle et les déplacements. Cependant, il est important de noter que dans PLAXIS, lors du processus d'écoulement transitoire, le déplacement des particules de sol n'est pas pris en compte.

La solution de l'équation aux dérivées partielles obtenue à partir de la méthode des éléments finis est expliquée en détail par Galavi (2011). Cette méthode permet de résoudre numériquement le problème d'infiltration en discrétisant le domaine en éléments finis et en utilisant des approximations pour les inconnues.

$$-H_{pw} - S \frac{dp_w}{dt} = G + q_p \quad (\text{Équation 3.7})$$

Dans l'équation (3.7), H et S sont respectivement les matrices de perméabilité et de compressibilité, G est le débit dû à la gravité, q_p est le flux d'entrée et p_w est la pression interstitielle.

Les matrices de perméabilité et de compressibilité sont définies ci-dessous :

$$H = \int_V (N)^T \frac{k_{rel}}{\gamma_w} k_{sat} N dV \quad (\text{Équation 3.8})$$

$$S = \int_V N^T \left(\frac{nS}{k_w} - n \frac{dS}{dp_w} \right) N dV \quad (\text{Équation 3.9})$$

Où,

N = matrice de fonction de forme,

k_{rel} = coefficient relatif de perméabilité,

γ_w = poids unitaire de l'eau en kN/m³,

K_w = coefficient de compressibilité en kN/m,

n = porosité du sol, et

S = degré de saturation.

Dans l'analyse contrainte-déformation, le barrage a été modélisé comme un problème de déformation simple.

La formulation utilisée dans PLAXIS résout l'équation (3.10) à chaque pas de temps pour déterminer les déplacements incrémentaux. Cette équation permet de calculer l'incrément dans la contrainte en fonction des déplacements et des propriétés mécaniques du matériau.

La résolution de l'équation (3.10) à chaque pas de temps permet de mettre à jour les déplacements et les contraintes dans le modèle, en prenant en compte les conditions initiales, les charges appliquées et les propriétés du matériau. Cela permet d'obtenir une solution progressive de l'état de contrainte-déformation du barrage au fil du temps.

Il est important de noter que la résolution de l'équation (3.10) est itérative, c'est-à-dire qu'elle nécessite plusieurs itérations pour atteindre la convergence. À chaque itération, les déplacements et les contraintes sont mis à jour jusqu'à ce que la convergence soit atteinte, c'est-à-dire que les différences entre les itérations successives deviennent suffisamment petites.

En résumé, PLAXIS utilise la formulation des éléments finis pour résoudre l'équation (3.10) à chaque pas de temps, ce qui permet de déterminer les déplacements incrémentaux et de calculer les variations de contrainte dans le barrage au cours du processus d'analyse.

$$k \Delta v + Q \Delta p_w = \Delta f_u \quad (\text{Équation 3.10})$$

Où,

k = matrice de rigidité,

H = matrice de perméabilité,

C = matrice de couplage,

f_u = vecteur de charge externe,

v = déplacement nodal.

Dans l'analyse de la stabilité d'un talus partiellement saturé soumis à un rabattement, le module hydro-mécanique couplé a été implémenté dans le logiciel PLAXIS.

La formulation de l'approche couplée écoulement-déformation est basée sur la théorie de la consolidation (**Biot, 1941**). Elle comprend des équations différentielles partielles pour les équations d'équilibre des forces et les équations de continuité de l'écoulement.

La formulation des éléments finis (**FEM**) inclut la pression des pores de l'eau et les déplacements comme variables de base, qui peuvent être résolues simultanément en utilisant une matrice de couplage proposé par (**Galavi, 2011**) Équation (3.11). Cette formulation permet de prendre en compte les interactions entre les déformations du sol et les variations de pression de l'eau dans le talus, ce qui est essentiel pour évaluer la stabilité du talus dans des conditions partiellement saturées.

Dans cette analyse spécifique, la pression atmosphérique est supposée constante et égale à zéro pour éviter son effet dans l'analyse. Cette hypothèse est couramment utilisée par de nombreux chercheurs dans les analyses d'infiltration non saturée (**Qi et Vanapalli, 2015 ; Yang et al., 2017**).

Elle permet de se concentrer sur les effets dus à l'infiltration d'eau et aux variations de pression dans le talus, en négligeant l'effet de la pression atmosphérique qui est généralement moins significatif dans de telles analyses.

$$\begin{bmatrix} k & Q \\ 0 & -H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v \\ P_w \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ C & -S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{dv}{dt} \\ \frac{dP_w}{dt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_u \\ G + q_p \end{bmatrix} \quad (\text{Équation 3.11})$$

En effet, dans l'équation (3.11) la matrice de rigidité est dépendante de la contrainte, tandis que les matrices de perméabilité et de compressibilité sont dépendantes à la fois de la contrainte et de la succion. Cela est dû à la nature couplée du problème hydro-mécanique, où les variations de contrainte et de succion influencent à la fois les propriétés mécaniques (**rigidité**) et hydrauliques (**perméabilité et compressibilité**) du sol.

La solution de l'équation (3.11) et des équations associées est discutée en détail par (**Galavi, 2011**). Dans cette publication, les détails de la formulation mathématique et des méthodes numériques utilisées pour résoudre les équations sont expliqués, y compris les approximations et les techniques de discrétisation spécifiques utilisées dans le cadre de la méthode des éléments finis.

Pour une compréhension plus approfondie de la solution de ces équations, il serait recommandé de consulter l'article de référence de (Galavi, 2011) qui fournit des explications détaillées sur la résolution du système d'équations et les méthodes numériques utilisées.

III.4 ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES

Dans l'analyse de la stabilité de la pente du barrage en condition d'infiltration transitoire, la méthode de réduction de la résistance au cisaillement (**SSR - Shear Strength Reduction**) est utilisée. Cette méthode est disponible dans le programme PLAXIS. Elle est également connue sous le nom de méthode de réduction phi-c. Dans cette approche, les paramètres réels de résistance au cisaillement du sol sont réduits d'un certain facteur de réduction, F_t , avant d'être utilisés dans le calcul de la résistance au cisaillement. L'équation (3.12) décrit cette réduction de la résistance au cisaillement :

$$\tau' = F_t \times \tau \quad (\text{Équation 3.12})$$

où :

τ' est la résistance réduite,

F_t est le facteur de réduction,

τ est la résistance au cisaillement réelle du sol.

Le facteur de réduction, F_t est augmenté après chaque pas de temps par une valeur d'incrément fixe jusqu'à ce que le sol atteigne un état de rupture. Cette méthode permet de simuler la réduction progressive de la résistance au cisaillement due à l'infiltration d'eau et d'évaluer la stabilité de la pente du barrage dans des conditions d'infiltration transitoire.

Il convient de noter que la méthode **SSR** est utilisée en conjonction avec la théorie de la consolidation pour les analyses couplées de suintement et de déformation. Les paramètres de résistance au cisaillement utilisés dans l'analyse de stabilité sont définis par le multiplicateur total, ΣM_{sf} , dans le logiciel PLAXIS, conformément à l'équation (3.12).

Cette approche permet de prendre en compte l'effet de la réduction de la résistance au cisaillement due à l'infiltration d'eau dans l'évaluation de la stabilité de la pente du barrage lors d'événements d'infiltration transitoire.

$$F_t = \sum M_{sf} = \frac{\tan \Phi'}{\tan \Phi'_{reduit}} = \frac{c'}{c'_{reduit}} \quad (\text{Équation 3.13})$$

Où,

F_t = facteur de réduction,

ΣM_{sf} = multiplicateur total

Φ' et c' = paramètres effectifs réels de résistance au cisaillement,

$\Phi'_{réduit}$ et $c'_{réduit}$ = paramètres de résistance au cisaillement réduits.

Traditionnellement, la méthode d'équilibre limite a été utilisée pour analyser la stabilité des pentes et calculer leur facteur de sécurité. Cependant, cette approche présente certaines limites car elle ne prend pas en compte la compatibilité des déformations et des déplacements (**Krahn, 2003**). Une alternative à cette méthode est l'utilisation de la méthode des éléments finis basée sur le déplacement pour l'analyse de la stabilité des pentes. Bien que cette méthode inclue la relation constitutive contrainte-déformation et ne prédéfinisse pas la surface de rupture, elle ne peut pas directement calculer le facteur de sécurité d'une pente.

Cette lacune de la méthode des éléments finis peut être surmontée en utilisant la technique **SSR (Shear Strength Reduction)** proposée par (**Zienkiewicz et al., 1975**).

La méthode **SSR** utilise de manière systématique la méthode des éléments finis pour calculer le facteur de sécurité d'une pente. Cette méthode a été utilisée par de nombreux chercheurs et s'est révélée efficace pour évaluer la stabilité des pentes (**Griffiths et Marquez, 2007 ; Chen et al., 2016 ; Zhang et al., 2013 ; Huang et Jia, 2015**).

L'emplacement de la surface de rupture critique dans une pente peut être facilement localisé en utilisant la technique **SSR** dans la méthode des éléments finis (**Chen et al., 2016**). La surface de glissement critique peut être automatiquement localisée dans le sol là où la contrainte de cisaillement appliquée dépasse la résistance au cisaillement du sol.

En utilisant la technique **SSR**, la méthode des éléments finis peut prendre en compte la relation contrainte-déformation du sol et calculer de manière précise le facteur de sécurité d'une pente.

Cette approche permet une évaluation plus complète et fiable de la stabilité des pentes par rapport aux méthodes traditionnelles basées uniquement sur l'analyse d'équilibre limite.

Dans la méthode de réduction de la résistance au cisaillement, l'idée principale est de réduire les paramètres de résistance au cisaillement d'un certain facteur prédéfini à chaque étape de calcul jusqu'à ce que le sol atteigne l'état de rupture. Une petite augmentation du facteur de réduction de la résistance entraîne une modification des déformations ou des déplacements à chaque étape de calcul. Le facteur de réduction auquel la pente échoue est appelé multiplicateur total de la résistance au cisaillement (**ΣMsf**) ou facteur de sécurité.

Les valeurs de déplacement obtenues lors de l'étape de calcul juste avant la rupture doivent être utilisées comme déplacements à la rupture. Cela signifie que les déformations et les déplacements du sol sont pris en compte dans le calcul du facteur de sécurité.

La méthode permet donc de considérer la compatibilité des déformations et des déplacements, ce qui est une amélioration par rapport à la méthode traditionnelle d'équilibre limite qui ne le prend pas en compte.

En utilisant la méthode de réduction de la résistance au cisaillement, il est possible de déterminer de

manière plus précise le facteur de sécurité d'une pente en prenant en compte les comportements de déformation réels du sol. Cela permet une analyse plus réaliste et précise de la stabilité des pentes.

Dans la méthode de réduction de la résistance au cisaillement, une fois qu'un facteur de sécurité stable est atteint, il est important de prendre en compte le nombre d'étapes de calcul supplémentaires effectuées. Si des étapes de calcul supplémentaires sont effectuées après avoir atteint un facteur de sécurité stable, il est possible que le modèle numérique produise des valeurs de déplacement ou de déformation irréalistes.

Il est donc crucial de déterminer le nombre d'étapes de calcul nécessaires pour obtenir un facteur de sécurité stable. Cela peut être réalisé à l'aide de méthodes d'essai et de techniques empiriques. Les méthodes d'essai sur le terrain ou en laboratoire peuvent être utilisées pour évaluer la stabilité d'une pente et fournir des indications sur le comportement du sol.

Ces informations peuvent aider à déterminer le nombre d'étapes de calcul nécessaires pour obtenir des résultats fiables et réalistes.

Il convient de noter que le choix du nombre d'étapes de calcul peut dépendre de divers facteurs tels que la complexité du problème, la nature du sol, les conditions de contrainte et d'humidité, ainsi que les objectifs spécifiques de l'analyse.

Une analyse prudente et une évaluation appropriée sont nécessaires pour déterminer le nombre optimal d'étapes de calcul afin d'obtenir des résultats précis et significatifs dans le contexte de la stabilité des pentes.

III.5 MODELE CONSTITUTIF DU MATERIAU

III.5.1 CONTEXTE GENERALE

Le sol dans cette étude numérique a été modélisé en utilisant le modèle Hardening Soil (**HS**), qui est un modèle de plasticité élasto-plastique. Ce modèle a été développé par **Schanz** en 1999 et il utilise une relation contrainte-déformation de type hyperbolique, qui est couramment observée dans les essais triaxiaux drainés.

Le modèle **HS** présente une surface de rendement qui n'est pas fixe et qui se dilate dans l'espace des contraintes principales en raison du durcissement plastique. Cela signifie que la surface de rendement peut évoluer et se déformer en réponse aux charges appliquées. Le modèle **HS** comprend également un durcissement plastique isotrope, qui est dû à la fois à la déviation de chargement et à la compression volumétrique.

Pour représenter ces caractéristiques, le modèle **HS** utilise plusieurs surfaces de rendement, qui comprennent le durcissement du déviateur (**contrainte de cisaillement**) et le durcissement volumétrique (**contrainte normale**).

Ces surfaces de rendement permettent de modéliser le comportement complexe du sol, y compris son durcissement et sa déformation plastique.

Il convient de noter que la figure (3.1) mentionnée dans le texte fait référence à une illustration spécifique du modèle **HS**, qui peut donner une représentation visuelle des surfaces de rendement et du durcissement plastique dans le modèle.

En utilisant le modèle **HS**, il est possible de capturer les caractéristiques essentielles du comportement du sol élasto-plastique et d'effectuer des analyses numériques pour étudier la stabilité des pentes et d'autres problèmes géotechniques.

Dans le modèle **HS**, la fonction de rendement comprend deux composantes principales : l'écroissage déviateur et l'écroissage volumétrique.

L'écroissage déviateur est associé à la déformation permanente qui se produit en appliquant directement une déformation déviatorique plastique. Ce mécanisme utilise les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb (**MC**) pour représenter le comportement du sol. La surface de rupture dans le modèle **HS** est définie par la surface de rupture de Mohr-Coulomb, qui représente la limite de résistance du matériau.

L'écroissage volumétrique est lié à la déformation plastique du sol due à la compression isotrope. Le modèle **HS** utilise une surface de rendement volumétrique pour expliquer cette déformation plastique. Cette surface de rendement maximale est conçue pour fermer la région élastique sur l'axe hydrostatique, ce qui permet de représenter correctement le comportement du sol en termes de contrainte volumétrique.

En utilisant ces mécanismes d'écroissage déviateur et volumétrique, le modèle **HS** est capable de simuler les caractéristiques de durcissement et de déformation plastique du sol de manière réaliste. Cela permet de prendre en compte les effets de charge répétée, de consolidation, d'autres phénomènes géotechniques importants lors de l'analyse de la stabilité des pentes et d'autres problèmes géotechniques.

Dans le modèle **HS**, les propriétés de résistance et de rigidité du sol durcissant sont déterminées à partir des résultats des essais triaxiaux et oedométriques.

Les modules de sol obtenus à partir des tests triaxiaux sont utilisés pour décrire la surface déviatorique du modèle **HS**, qui régit la résistance du sol à la déformation déviatorique.

Ces tests permettent de caractériser le comportement du sol sous des contraintes principales élevées et permettent de déterminer les paramètres de résistance du sol, tels que les angles de frottement interne et la cohésion.

Les tests oedométriques, quant à eux, sont utilisés pour décrire la surface d'écoulement du modèle **HS**, qui représente la densification ou le compactage du sol sous une compression isotrope.

Ces tests permettent de caractériser le comportement du sol lorsqu'il est soumis à des charges verticales et permettent de déterminer les paramètres de rigidité du sol, tels que le module de déformation et le coefficient de compressibilité.

Pour incorporer la résistance à la traction dans le modèle, le mécanisme de coupure de tension est utilisé.

Dans ce mécanisme, la contrainte principale mineure est limitée à la résistance à la traction du sol. Cela permet de prendre en compte la résistance du sol à la traction et d'ajouter cet aspect au comportement du modèle.

En résumé, les paramètres de résistance et de rigidité du modèle **HS** sont obtenus à partir des résultats des tests triaxiaux et oedométriques respectivement, afin de capturer les comportements déviatorique, d'écoulement et de traction du sol dans le modèle de sol durcissant.

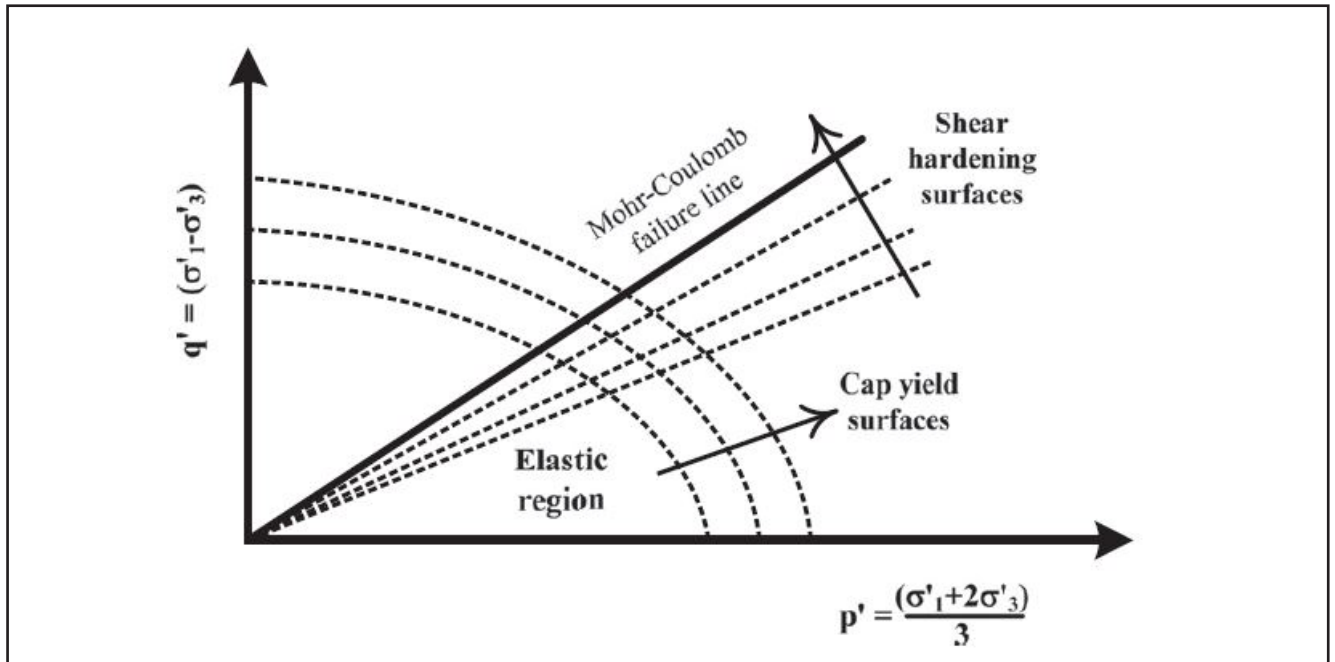


Figure 3.1: Surfaces d'écrouissage par cisaillement et de limite d'élasticité du modèle de sol durcissant en q-p espace (Schanz et al., 1999)

En effet, la sélection du modèle **HS** présente plusieurs avantages par rapport au modèle **MC (Mohr-Coulomb)**. Tout d'abord, le modèle **HS** est un modèle élasto-plastique qui permet de prendre en compte le comportement non linéaire du sol, tandis que le modèle **MC** est un modèle purement élastique. Cela signifie que le modèle **HS** est capable de représenter les déformations plastiques et le comportement non linéaire du sol, ce qui le rend plus réaliste dans la simulation des réponses du sol soumis à des charges importantes.

De plus, le modèle **HS** utilise une relation contrainte-déformation hyperbolique, qui est couramment observée dans les essais triaxiaux drainés. Cette relation constitutive permet de capturer de manière plus précise le comportement du sol sous des contraintes importantes, en tenant compte de la dilatance et de l'écrouissage déviatorique.

III.6. MODÉLISATION DU SYSTÈME BARRAGE-FONDATION-RÉSERVOIR

Pour générer des courbes de fragilité analytiques, il est essentiel de modéliser le système structurel de manière à bien capturer son comportement dynamique tout en minimisant les incertitudes épistémiques liées aux hypothèses de modélisation.

III.6.1 MODÉLISATION DU PLOT H

Le barrage-poids a été sélectionné pour cette étude en raison de sa géométrie simple et presque symétrique, tant pour le barrage que pour le réservoir. De plus, son comportement dynamique a été largement documenté ces dernières années, et des résultats d'essais dynamiques sont disponibles pour calibrer le modèle. Une description plus détaillée de l'ouvrage est donnée au chapitre 4. Étant donné la simplicité de sa géométrie, seul le plot de plus grande hauteur est modélisé, dont une coupe transversale est présentée.

Le modèle consiste en une tranche du barrage d'une épaisseur de 14,2 m, correspondant à l'épaisseur d'un plot. Il inclut également une partie de la fondation et du réservoir afin de considérer les interactions entre les différentes sous-structures. Ce modèle est constitué de 20 844 éléments hexaédriques en 2D avec un point d'intégration unique, les mouvements étant restreints aux directions amont-aval et verticale. L'utilisation d'éléments planimétriques en 2D est exclue dans le cadre des hypothèses de modélisation adoptées pour cette étude. Les principales caractéristiques du modèle sont résumées à la figure (3.2).

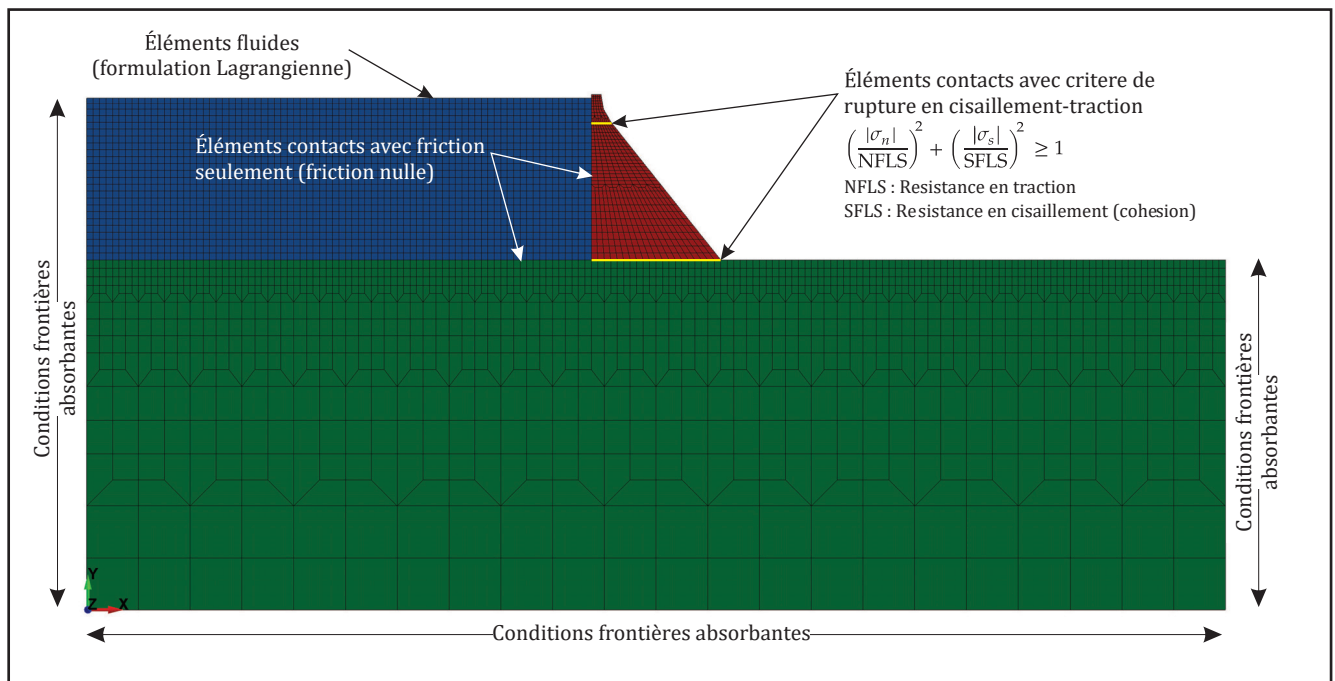


Figure 3.2 – Modèle du système barrage-fondation-réservoir

III.6.1.1 LOGICIELS DE MODÉLISATION ET DE MAILLAGE

Le maillage du système barrage-fondation-réservoir a été réalisé à l'aide du logiciel PLAXIS 2D, tandis que la modélisation et les analyses ont été effectuées avec le même logiciel. Ce dernier utilise un schéma d'intégration explicite, basé sur la méthode des éléments finis centrés, pour résoudre des problèmes dynamiques. Le terme « explicite » signifie que l'état du système à la fin d'un pas de temps est déterminé uniquement par les déplacements, vitesses et accélérations au début de ce même pas de temps. Cette

méthode se base sur la cinématique du modèle pour résoudre les accélérations, en utilisant une matrice de masse diagonale, ce qui permet d'éviter la résolution d'un système d'équations simultanées et facilite l'intégration élément par élément. L'accélération d'un nœud est donc directement influencée par sa masse et la force résultante qui agit sur lui. Cette méthode est particulièrement rapide pour les calculs.

Cependant, elle est conditionnellement stable, nécessitant des pas de temps très courts, notamment en fonction de la taille des éléments utilisés. Elle est donc bien adaptée pour résoudre des problèmes de dynamique rapide, de propagation d'ondes, et pour l'analyse de modèles fortement non linéaires. Par rapport à une méthode d'intégration implicite, cette approche explicite est beaucoup plus efficace en termes de temps de calcul et de mémoire.

De plus, PLAXIS 2D offre une vaste bibliothèque d'éléments de contact, utiles pour modéliser des zones de non-linéarité. Pour accélérer encore les calculs, la méthode explicite utilise généralement des éléments à un seul point d'intégration. Cela exige un maillage beaucoup plus raffiné par rapport aux méthodes implicites avec des éléments quadratiques. Toutefois, l'utilisation d'éléments à un seul point d'intégration introduit le problème des modes Hourglass, qui sont des modes non physiques à énergie de déformation nulle.

Par ailleurs, une masse doit être attribuée à tous les éléments, y compris la fondation, ce qui oblige à déconvoluer les accélérogrammes lors des analyses sismiques. Enfin, l'intégration explicite ne permet pas d'assembler les matrices de masse et de rigidité, rendant impossible l'analyse modale du système modélisé. Toutefois, un solveur implicite est disponible dans PLAXIS 2D pour l'extraction modale, bien qu'il ne soit pas compatible avec tous les types de matériaux ou d'éléments.

III.6.1.2 MAILLAGE ET MODÉLISATION DU SYSTÈME

III.6.1.2.1 BARRAGE

Comme mentionné précédemment, seul le plot H du barrage a été modélisé, car l'interaction entre les différents plots est jugée négligeable en raison de l'absence de clés de cisaillement entre eux. Le maillage du plot H, présenté à la figure 3.2, exclut certains éléments tels que les galeries de drainage et le système de drains, car leur influence sur le comportement global de la structure est minime. Il se compose de 3 720 éléments hexaédriques répartis en 8 couches dans la direction transversale, conformément aux recommandations. Un rapport d'élanement maximal de 3:1 est également respecté pour tous les éléments.

Il est important de noter que ce sont les éléments situés en crête du barrage qui déterminent le pas de temps nécessaire pour les calculs. Un pas de temps maximal de $\Delta t = 1,28 \times 10^{-4}$ s est requis pour assurer la stabilité des calculs. Le comportement du remblai du barrage est modélisé en utilisant un matériau linéaire élastique.

III.6.1.2.2 RÉSERVOIR

Pour tenir compte de l'interaction entre le réservoir et le barrage, une partie du réservoir est modélisée à

l'aide d'éléments fluides dotés des propriétés physiques de l'eau. Le réservoir est modélisé sur une longueur égale à celle de la fondation et possède une profondeur constante de 76 m. La compressibilité de l'eau est prise en compte afin de simuler correctement la propagation des ondes de pression à travers le réservoir. Les éléments doivent être suffisamment petits pour garantir une bonne transmission des mouvements du sol à travers l'eau. Cette exigence est respectée puisque la dimension maximale d'un élément du réservoir est inférieure à 3 m, ce qui permet d'obtenir un total de 7 488 éléments hexaédriques.

Les éléments du réservoir sont modélisés avec une formulation Lagrangienne dans PLAXIS 2D, utilisant le matériau remblai, lequel nécessite d'être associé à une loi de comportement. Ce matériau permet de prendre en compte la partie déviatorique (**ou visqueuse**) des contraintes si une viscosité dynamique non nulle est définie. Comme le matériau remblai n'a pas de rigidité en cisaillement ni de limite d'élasticité, son comportement est équivalent à celui d'un fluide.

Dans le cas du modèle du barrage-poids, la cavitation et la viscosité dynamique de l'eau sont négligées. Conformément aux recommandations de Noble [69], une loi de comportement linéaire polynomiale (**en fonction de l'énergie interne**) est utilisée et intégrée dans PLAXIS 2D. La pression appliquée à un élément est donnée par la relation suivante :

$$P = C_0 + C_{1,\mu} + C_{2,\mu}^2 + C_{3,\mu}^3 + (C_4 + C_{5,\mu} + C_{6,\mu}^2) E \quad (\text{Équation 3.14})$$

Où la compression en excès μ est :

$$\mu = \left(\frac{\rho}{\rho_0} \right) - 1 \quad (\text{Équation 3.15})$$

Dans ces équations, les coefficients C_i représentent les termes de l'équation polynomiale, E est l'énergie interne du système, ρ est la densité à l'instant du calcul et ρ_0 est la densité initiale ou de référence. Dans cette étude, on suppose que les variations de densité sont faibles et indépendantes de la température et que les déformations volumétriques se produisent dans le cadre d'un comportement élastique linéaire. Par conséquent, les éléments fluides sont soumis à une compression isostatique, ce qui simplifie l'équation d'état à la forme suivante :

$$P = K\mu \quad (\text{Équation 3.16})$$

Où $C_1 = K$, les autres coefficients $C_i = 0$ et K est le module d'élasticité isostatique égal, pour l'eau, à 2,18 GPa

III.6.1.2.3 FONDATION

Une partie de la fondation est incluse dans le modèle numérique afin de tenir compte de son inertie, de sa flexibilité et de son amortissement. Les dimensions de la fondation sont définies par l'USBR [87] afin de limiter la réflexion des ondes sismiques vers le barrage. Selon ces recommandations, la fondation doit être modélisée sur une distance de 3 fois la hauteur du barrage H dans les directions amont et aval, et de 2 fois H dans la direction verticale. Pour le barrage étudié, cela correspond à une fondation d'une longueur de 541,2 m, d'une profondeur de 165,8 m, et d'une épaisseur de 14,2 m.

La taille maximale des éléments dans la fondation est déterminée par la plus petite longueur d'onde des ondes de cisaillement qui nous intéresse. Selon le USBR [87], un minimum de 10 éléments par longueur d'onde est requis pour garantir une modélisation précise de la propagation des ondes. La vitesse des ondes de cisaillement dans la fondation et la longueur d'onde peuvent être estimées à partir des équations suivantes :

$$V_s = \sqrt{\frac{E_{roc}}{2(1 + \nu_{roc})\rho_{roc}}} \quad (\text{Équation 3.17})$$

$$W = \frac{V_s}{f_0} \quad (\text{Équation 3.18})$$

Dans ces équations,

- V_s est la vitesse des ondes de cisaillement dans la fondation ;
- E_{roc} est le module d'élasticité de la fondation ;
- ν_{roc} est le coefficient de Poisson de la fondation ;
- ρ_{roc} est la masse volumique de la fondation ;
- W est la longueur d'onde d'intérêt ;
- f_0 est la fréquence fondamentale de la structure.

Des analyses préliminaires ont révélé que la fréquence fondamentale de la fondation est de 10 Hz, ce qui conduit à une dimension maximale des éléments de 32 m. Au sommet de la fondation, la taille des éléments est identique à celle de la base du barrage afin d'assurer une correspondance parfaite du maillage à l'interface béton-rocher. Pour limiter le nombre total d'éléments dans le modèle, la taille des éléments est progressivement augmentée dans les couches inférieures de la fondation, dans les directions amont-aval et hors plan. À la base de la fondation, la dimension maximale des éléments est de 24,6 m, ce qui respecte largement le critère des 10 éléments par longueur d'onde établi précédemment.

Le modèle de la fondation comporte un total de 9 636 éléments hexaédriques, répartis de manière progressive en 8, 4 et 2 couches dans la direction transversale. Comme pour le remblai du barrage, le rocher de fondation est modélisé à l'aide d'un matériau linéaire élastique, dont les propriétés spécifiques sont détaillées dans le chapitre 4.

III.6.2 PARAMÈTRES D'ANALYSES

III.6.2.1 CONDITIONS AUX FRONTIÈRES

Tel qu'indiqué, les charges sont appliquées en deux phases distinctes : une phase de relaxation dynamique pour les charges statiques et une phase dynamique. Les conditions aux frontières varient en fonction de la phase de chargement. Pendant les deux phases, une condition frontière symétrique est appliquée aux faces rive gauche et rive droite du modèle. Une condition frontière symétrique impose que les déplacements normaux soient nuls, tandis que les degrés de liberté tangentiels peuvent se déplacer librement. Cela

permet de limiter les mouvements du modèle aux directions amont-aval et verticale, tout en simulant le confinement des plots adjacents.

Lors de la phase de chargement statique, une condition frontière symétrique est également imposée sur les faces amont, aval, et inférieure de la fondation ainsi que sur la face amont du réservoir. Au dernier pas de temps de la phase de relaxation dynamique, les efforts de réaction sur chacun des nœuds de ces faces sont enregistrés pour être réutilisés durant la phase dynamique.

Pendant les analyses dynamiques, les conditions frontières symétriques sont remplacées par des conditions frontières absorbantes aux limites du réservoir et de la fondation (**amont, aval et base**) pour éviter la réflexion d'énergie et son emprisonnement dans le réservoir et la fondation. Ces conditions absorbantes sont basées sur le modèle. Les efforts de réaction calculés lors de la phase de relaxation dynamique sont appliqués sous forme de forces afin de maintenir le modèle dans un état quasi statique pendant les analyses dynamiques. En outre, les déplacements horizontaux et verticaux sont restreints aux arêtes inférieures amont et aval de la fondation pour empêcher les mouvements de corps rigide lors des analyses dynamiques.

III.6.2.2 CONTACTS AUX INTERFACES DES SOUS-STRUCTURES

Les différentes interfaces entre le barrage, le réservoir et la fondation sont établies conformément aux recommandations de l'USBR [87]. L'interface entre le réservoir et le barrage est modélisée à l'aide d'éléments de contact avec glissement uniquement, utilisant un coefficient de friction nul. Ces éléments permettent donc un mouvement tangentiel des éléments fluides du réservoir par rapport au barrage. Ce type d'élément de contact offre un comportement plus réaliste du réservoir et du barrage que de simplement lier les nœuds des deux sous-structures.

Pour l'interface entre le réservoir et la fondation, les nœuds à la base du réservoir sont fixés à la fondation, à l'exception de la zone près du pied amont du barrage, où un contact avec glissement uniquement et sans friction est utilisé. Cette approche évite la séparation entre le barrage et le réservoir, tout en maintenant adéquatement les charges hydrostatique et hydrodynamique lors du glissement du barrage.

Concernant l'interface entre le barrage et la fondation, le barrage est initialement lié à la fondation pendant la calibration du modèle et les analyses préliminaires. Cependant, suite à ces analyses, cette interface a été modifiée pour permettre la rupture et le glissement entre le barrage et la fondation. Cette adaptation est essentielle pour simuler plus précisément le comportement du système sous des charges dynamiques. Un contact avec glissement et critère de rupture en cisaillement-traction sera utilisé ; ces éléments contacts sont présentés en détail à la section suivante.

III.6.2.3 CONTRÔLE DES MODES HOURGLASS

Comme mentionné précédemment, des éléments à un seul point d'intégration sont employés pour accélérer les calculs. Toutefois, ce type d'élément présente un inconvénient majeur : l'apparition de modes Hourglass. Ces modes non physiques, qui engendrent une énergie nulle de déformation, peuvent

provoquer un comportement inadéquat ou même l'instabilité du modèle numérique. Il est donc recommandé d'utiliser des méthodes de contrôle des modes Hourglass.

Plusieurs méthodes sont disponibles dans PLAXIS 2D pour résoudre ce problème, basées soit sur la rigidité, soit sur la viscosité. Les méthodes de contrôle des modes Hourglass doivent être calibrées pour garantir que l'énergie associée à ces modes (**c'est-à-dire l'énergie de déformation artificielle utilisée pour évaluer l'ampleur des modes Hourglass**) soit inférieure à 10 % de l'énergie interne du système, et idéalement, à moins de 5 %.

Conformément aux recommandations de l'USBR [88], les modes Hourglass sont contrôlés à l'aide de la méthode de Flanagan-Belytschko [31], qui repose sur la rigidité. En résumé, cette méthode consiste à ajouter une rigidité supplémentaire aux nœuds afin de prévenir la formation de ces modes de déformation. Ces rigidités additionnelles sont choisies de manière à avoir un effet négligeable sur la rigidité globale du système. En appliquant les paramètres proposés par l'USBR [88], les modes parasites sont efficacement éliminés du modèle, garantissant que l'énergie de Hourglass reste toujours inférieure à 5 % de l'énergie interne du modèle.

III.6.2.4 AMORTISSEMENT

Plusieurs sources d'amortissement, permettant de dissiper de l'énergie, sont prises en compte lors de l'analyse dynamique du système barrage-fondation-réservoir. Tout d'abord, une structure en béton dissipe de l'énergie en raison de l'écrasement ou de la fissuration du remblai. Un amortissement visqueux est donc associé au matériau béton du barrage, avec une valeur de 1,5 % supposée pour la calibration du modèle par rapport aux essais dynamiques [76]. Cependant, lors des analyses sismiques, des valeurs d'amortissement plus élevées seront appliquées, car les efforts durant une sollicitation sismique sont beaucoup plus importants que ceux observés lors d'un essai sous vibrations forcées. En effet, durant les essais dynamiques, la structure reste dans le domaine linéaire, tandis que, sous sollicitation sismique, des mécanismes de dissipation d'énergie plus importants sont attendus. Par ailleurs, de l'énergie peut également être dissipée par friction au niveau des éléments de contact avec critère de rupture (**zones de non-linéarité**) en cas de glissement.

Ensuite, la dissipation d'énergie dans le réservoir se produit principalement par un phénomène de radiation. En raison de la longueur quasi infinie du réservoir par rapport aux dimensions du barrage, lorsqu'une onde de pression est générée à la face amont du barrage, elle se propage en dissipant de l'énergie jusqu'à être complètement absorbée. Cette source d'amortissement est intégrée dans le modèle PLAXIS 2D en utilisant une condition frontière absorbante à l'amont du réservoir. Il convient de noter que l'absorption d'énergie due au dépôt de sédiments au fond du réservoir est négligée dans les analyses, car des essais dynamiques ont montré que cette source d'amortissement était négligeable pour ce barrage.

Concernant la fondation, deux types d'amortissement sont identifiés. Comme pour le remblai, les déformations de la fondation entraînent une dissipation d'énergie sous forme de chaleur, ce qui est modélisé par un amortissement hystérétique. Un amortissement hystérétique typique de 10 % [87], équivalent à un

amortissement visqueux de 5 %, est appliqué pour la fondation. En outre, lorsqu'un ouvrage est soumis à une secousse sismique, les ondes générées à la base se propagent dans la fondation et sont absorbées en raison de ses dimensions infinies. Ce phénomène, appelé amortissement par radiation, est inclus dans le modèle PLAXIS 2D à l'aide de conditions aux frontières absorbantes sur les faces amont, aval et inférieure de la fondation. Il est également à noter qu'un amortissement indépendant de la fréquence est utilisé pour le béton et le rocher de fondation.

Enfin, l'amortissement total du système barrage-fondation-réservoir doit rester modéré pour éviter une sous-estimation des efforts. Par conséquent, une attention particulière est portée à s'assurer que l'amortissement total du système ne dépasse pas 7 % [16].

III.6.3 CONDITIONS DE CHARGEMENT ET APPLICATION DES CHARGES

III.6.3.1 CONDITIONS DE CHARGEMENT

Lors de l'élaboration des courbes de fragilité pour le barrage-poids, un seul cas de chargement est examiné. Ce cas englobe plusieurs facteurs essentiels :

1. **Poids propre du barrage** : Ce poids, en tant que force gravitationnelle agissant sur la structure, est fondamental pour garantir la stabilité du barrage.
2. **Poids propre du réservoir** : La masse d'eau dans le réservoir contribue également à la pression sur le barrage et doit être intégrée dans l'analyse.
3. **Charges hydrostatiques** : Ces charges résultent de la pression exercée par l'eau en fonction de sa profondeur dans le réservoir. Elles varient selon la hauteur d'eau et influencent les efforts sur le barrage.
4. **Charges hydrodynamiques** : Ces forces sont générées par le mouvement de l'eau, notamment en cas de vagues ou de secousses sismiques, et peuvent engendrer des charges additionnelles sur la structure.
5. **Sous-pressions** : Ces pressions réduites, situées sous la surface de l'eau dans le réservoir, peuvent affecter l'interaction entre le barrage et son socle.
6. **Accélération horizontale et verticale du sol** : Cruciales en cas d'événements sismiques, ces forces influencent le comportement dynamique du barrage et doivent être prises en compte dans l'évaluation des performances.

Ces diverses charges sont intégrées dans le modèle afin d'analyser leur impact global sur le barrage et de développer des courbes de fragilité représentant la probabilité de défaillance sous différentes conditions de chargement.

III.6.3.1.1 CHARGES STATIQUES

Poids propre

Le poids propre de l'ouvrage est inclus dans toutes les analyses et est déterminé en fonction de la masse volumique du béton, soit $\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$.

Le poids propre du réservoir est également pris en compte dans toutes les analyses. Il est calculé directement par PLAXIS 2D et dépend du niveau du réservoir ainsi que de la masse volumique de l'eau, $\rho_{\text{eau}} = 1000 \text{ kg/m}^3$. Le niveau du réservoir est considéré comme constant, fixé à 76 m par rapport à la base du barrage. Le niveau en amont ne varie pas de manière significative pour influencer les efforts sur l'ouvrage soumis aux charges sismiques.

Bien que la fondation ait une masse, son poids propre n'est pas inclus dans les calculs, car elle a déjà été consolidée et déformée sous l'effet de son propre poids. Ainsi, contrairement au poids propre du barrage et du réservoir, celui de la fondation ne doit pas provoquer de déformations supplémentaires dans le modèle [87].

Poussée hydrostatique

La poussée hydrostatique en amont est déterminée automatiquement par PLAXIS 2D et appliquée sur la face amont du barrage, en tenant compte de la hauteur d'eau de 76 m.

Étant donné que la zone en aval de l'ouvrage est asséchée, aucune poussée hydrostatique en aval n'est prise en compte.

Sous-pressions

Les sous-pressions sont appliquées au niveau de la zone de contact entre le remblai et le roc, ainsi qu'aux joints de reprise où le glissement sera évalué. Leur calcul repose sur des distributions bilinéaires, conformément aux prescriptions de l'USACE [89]. On considère un système de drainage situé à 5,5 m pour la fondation et à 3,05 m du parement amont pour la structure. L'efficacité du rideau de drainage est définie comme une variable aléatoire. Les effets dynamiques sur la distribution des sous-pressions sont négligés ; celles-ci restent constantes lors de l'application de charges sismiques [87, 89]. Les sous-pressions sont modélisées sous forme de forces appliquées aux nœuds du modèle numérique.

Poussée des sédiments

D'après les données disponibles, l'épaisseur des sédiments en amont du barrage est faible et peut être ignorée [9]. Par conséquent, elle n'est pas prise en compte dans cette étude.

III.6.3.1.2 CHARGES DYNAMIQUES

Sollicitation sismique

Les sollicitations sismiques sont appliquées dans la direction horizontale, allant d'amont en aval, ainsi que dans la direction verticale. Le rapport entre les accélérations verticale et horizontale est défini comme une variable aléatoire pour tenir compte de l'incertitude liée à ce paramètre.

Poussée hydrodynamique

Les secousses sismiques provoquent une poussée hydrodynamique du réservoir sur la structure. Étant donné que le réservoir est modélisé comme des éléments fluides, cette poussée est directement calculée par PLAXIS 2D lors des analyses.

III.6.3.2 APPLICATION DES CHARGES DANS LE MODÈLE NUMÉRIQUE

III.6.3.2.1 APPLICATION DES CHARGES STATIQUES

Avec un schéma d'intégration explicite, les calculs peuvent diverger si les charges gravitaires et statiques sont appliquées trop rapidement ou sans amortissement [87]. En effet, des charges appliquées de manière trop rapide peuvent exciter des modes à haute fréquence. Pour éviter ce problème, les charges sont appliquées en deux phases distinctes : les charges statiques sont appliquées lors d'une phase de relaxation dynamique, tandis que les sollicitations sismiques le sont lors d'une phase d'analyse dynamique.

La relaxation dynamique consiste à réduire les vitesses nodales à chaque pas de temps, ce qui équivaut à une analyse dynamique fortement amortie [52]. Cette phase se termine lorsque l'énergie cinétique du modèle est suffisamment réduite (**avec un facteur de convergence de 1×10^{-4} atteint**) ou après un maximum de 25 secondes. Une attention particulière est portée pour garantir la convergence après l'application de toutes les charges. En effet, l'application des charges dure au total 8 secondes : le poids propre du barrage est appliqué progressivement entre 0 et 4 secondes, tandis que le poids du réservoir et les sous-pressions sont appliqués progressivement entre 4 et 8 secondes, après le poids propre. Les charges sont ensuite maintenues constantes pour le reste de la phase de relaxation dynamique et pour l'analyse dynamique. Les contraintes, déplacements et réactions calculés pour chaque nœud à la fin de cette phase servent ensuite à initialiser la phase d'analyse dynamique. Il convient de noter que le module d'élasticité reste inchangé entre la phase de relaxation dynamique et la phase d'analyse dynamique.

Une vérification est réalisée pour s'assurer que la poussée hydrostatique sur le barrage et les contraintes dans le réservoir, calculées par PLAXIS 2D, sont appropriées. La poussée hydrostatique mesurée à la base du réservoir est de 735,6 kPa, ce qui est très proche de la valeur théorique de 735,8 kPa.

III.6.3.2.2 APPLICATION DES CHARGES DYNAMIQUES

Les sollicitations sismiques, tant horizontales que verticales, sont appliquées à la base de la fondation du modèle numérique. Toutefois, en raison des hypothèses de modélisation employées, la sollicitation doit être déconvoluée et appliquée sous forme de forces aux nœuds. Il convient de noter que la poussée hydrodynamique est automatiquement intégrée par PLAXIS 2D grâce à l'utilisation d'éléments fluides.

III.7 ANALYSE POST ÉLASTIQUE

III.7.1 INTRODUCTION ET CONTEXTE

Les aléas naturels tels que les excitations sismiques ont souvent un effet néfaste sur la stabilité des structures de rétention d'eau (**Chakraborty et al. 2018a, 2018b**). Par conséquent, la réponse sismique et l'analyse de la stabilité des barrages en terre sont un sujet important pour les ingénieurs géotechniciens depuis des décennies. De telles analyses facilitent la compréhension des performances de la structure et sont nécessaires pour la gestion des actifs et l'évaluation de la sécurité (**Puppala et al. 2019a, 2019b**). L'état de la pratique pour l'analyse dynamique des barrages en terre consiste à calculer les contraintes de cisaillement induites par les tremblements de terre, à évaluer le potentiel de liquéfaction, puis à estimer le déplacement permanent comme indicateur de l'état de fonctionnement de la structure après le tremblement de terre (**Rathje et Bray 2000a, Wang et al. 2006**).

La méthode la plus simple pour effectuer une analyse dynamique des barrages en terre est basée sur la prise en compte du comportement élastique linéaire du sol (**Idriss et Sun 1992, Wang et al. 2006**).

Dans cette méthode, le module de cisaillement du sol est supposé rester constant pendant la secousse sismique. Cependant, en réalité, le module de cisaillement diminue avec une augmentation des déformations induites par le séisme (**Rathje et Bray 2000b, Krahn 2004**).

Les méthodes d'analyse équivalentes linéaires ou non linéaires sont utilisées en pratique pour intégrer le comportement non linéaire du sol (**Prevost et al. 1985, Gazetas 1987, Wang et al. 2006, Elia et al. 2011**).

L'analyse linéaire équivalente consiste à effectuer une analyse itérative (**Gazetas 1987, Zhai et al. 2004, Jibson 2011**).

L'analyse commence par les petites valeurs du module de cisaillement en déformation (**G_{max}**) attribuées aux différentes couches de sol.

Le module de cisaillement est recalculé en utilisant les courbes de dégradation de module respectives à la fin de chaque itération. De nombreuses études ont montré que les prédictions de la méthode linéaire équivalente étaient satisfaisantes (**Abdel-Ghaffar et Scott 1979, Mejia et Seed 1983, Prevost et al. 1985, Rathje et Bray 2000a**).

Malgré sa popularité, certaines lacunes sont observées dans cette méthode, l'analyse linéaire équivalente est généralement valide lorsque la réduction de rigidité est inférieure à 40 % pendant la secousse sismique (**Shiomi et al. 2000, Kaklamanos et al. 2013**). De plus, les résultats de l'analyse de la réponse dynamique indiquent que les géomatériaux présentent une douceur supplémentaire au début de l'excitation et une rigidité plus élevée vers la fin (**Zhai et al. 2004, Wang et al. 2006**).

Dans l'analyse non linéaire, les changements de pression interstitielle, de déformation et les changements subséquents du module de cisaillement sont calculés à chaque pas de temps de la charge sismique, en utilisant des modèles constitutifs sophistiqués (**Prevost et al. 1985, Abouseeda et Dakoulas 1998, Krahn**

2004, Boulanger et Ziotopoulou 2015).

Ces modèles doivent être calibrés sur la base de tests approfondis en laboratoire sur des échantillons non perturbés (Boulanger et Montgomery 2016). Dans de nombreux projets, les résultats des tests de laboratoire avancés et les paramètres d'entrée nécessaires à l'analyse non linéaire peuvent ne pas être disponibles.

Il est donc nécessaire d'identifier les scénarios dans lesquels les deux méthodes d'analyse peuvent fournir des résultats similaires, évitant ainsi la nécessité d'effectuer l'analyse non linéaire relativement complexe dans de tels scénarios.

Dans cette étude de recherche, un hypothétique barrage en terre zoné avec deux ensembles différents de propriétés matérielles pour les couches a été exposé à deux excitations sismiques différentes avec des contenus de fréquence très différents et le comportement des structures a été étudié à l'aide des méthodes d'analyse susmentionnées. Des paramètres tels que les contraintes de cisaillement, le rapport de pression interstitielle (R_u) et les déformations post-séisme ont été utilisés pour identifier les scénarios dans lesquels les analyses non linéaires et linéaires équivalentes fournissent des résultats similaires.

III.7.2 MÉTHODOLOGIE

Cette section présente la procédure de modélisation numérique du barrage en terre, ainsi que les détails des propriétés des matériaux et des conditions aux limites attribuées au modèle.

Des analyses bidimensionnelles (2D), de déformation plane et d'historique temporel ont été effectuées à l'aide de logiciel disponible et capables d'effectuer des analyses linéaires, non linéaires et équivalentes. La configuration géométrique du modèle de barrage a été adoptée par (Parish et al. 2009), qui représente un barrage en terre zoné typique avec un noyau, des coques et une fondation distincts (figure 4.1).

Les mêmes propriétés matérielles des différentes parties du modèle ont été attribuées de manière cohérente pour les deux analyses. La méthode présente les données d'accélération-temps mises à l'échelle et les tracés d'accélération spectrale (SA) amortissement de 5 %.

Ces données sur les tremblements de terre ont été mises à l'échelle pour une accélération maximale du sol de 0,1 g et 0,6 g, ont été appliquées à la base des modèles de barrage. La fréquence prédominante de Pawnee (EQ) est plus proche de la première fréquence naturelle de la structure (2,1 Hz), par rapport à Norfolk (EQ).

À la fin des excitations sismiques, les déformations verticales du nœud A et les rapports de pression interstitielle au nœud B ont été déterminés et utilisés pour l'étude comparative.

III.8 CONCLUSION

En comparaison, le modèle **MC** repose sur des critères de rupture basés sur l'angle de frottement interne et la cohésion pour déterminer la rupture du sol. Les déformations dans le sol sont principalement régies par le comportement élastique jusqu'à ce que le critère de rupture soit atteint. Cela peut limiter la capacité du modèle **MC** à représenter les comportements non linéaires du sol, en particulier lorsqu'il est soumis à des contraintes importantes.

En résumé, le modèle **HS** offre une meilleure représentation du comportement élasto-plastique du sol par rapport au modèle **MC**, ce qui le rend plus adapté pour simuler des problèmes géotechniques complexes et prendre en compte les déformations plastiques et les non-linéarités du sol.

CHAPITRE IV

MODELISATION PAR LOGICIEL PLAXIS 2D DE CAS D'ÉTUDE

IV.1 INTRODUCTION

Ce chapitre porte sur la modélisation numérique d'un barrage en terre. La modélisation est conçue comme étant une étape incontournable qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Le code PLAXIS sera utilisé dans ce chapitre dans le but d'analyser le comportement et la réponse d'un barrage en terre lors d'un séisme.

IV.2 SIMULATION NUMERIQUE

IV.2.1 PRESENTATION DU CAS D'ÉTUDE (DESCRIPTION DU BARRAGE DE TAKSEBT)

IV.2.1.1 INTRODUCTION

Le barrage de Taksebt, représenté dans la figure 4-1, constitue un élément clé de l'aménagement des grands barrages en Algérie. Il est reconnu comme étant le plus haut barrage du pays, avec une hauteur de 76 mètres et une crête s'étendant sur 400 mètres. Les travaux de construction de cet ouvrage ont débuté en 1994 et se sont étendus sur une période de dix ans. Ce texte offre une description détaillée du barrage, de ses fondations et de son environnement topographique. En outre, il présente un aperçu des conditions sismologiques, des paramètres sismiques et de l'équipement de surveillance utilisé pour le barrage de Taksebt.



Figure 4.1: Photo aérienne du barrage Taksebt

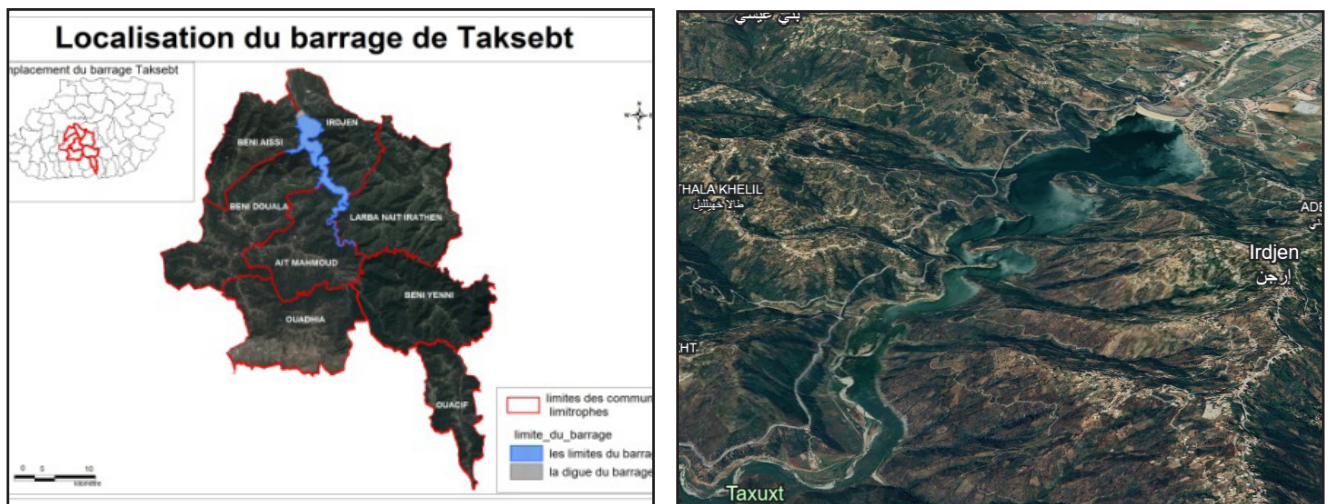


Figure 4.2 : Plan de localisation

Le barrage de Taksebt se trouve au nord de la ville de Tizi Ouzou (illustré dans la figure 4-2) et marque la fermeture de la vaste vallée traversée par la rivière Sebaou.

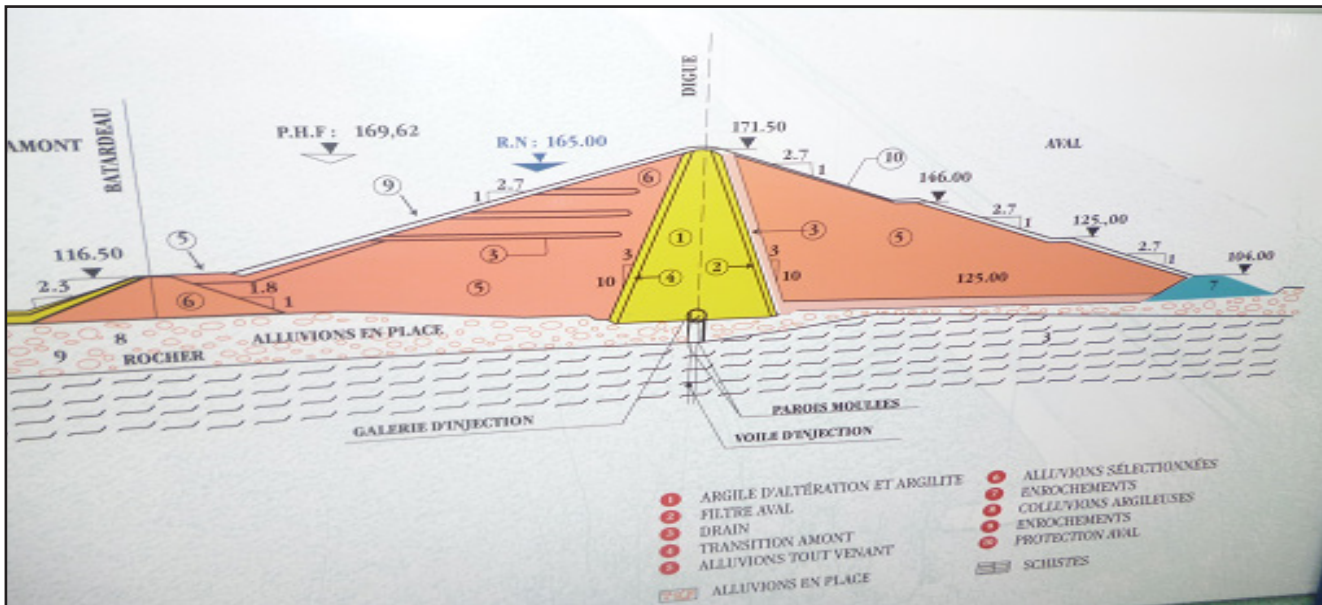


Figure 4-3 : Coupes types du barrage

Tableau 2: les caractéristiques du barrage Taksebt

Caractéristiques géométriques		Caractéristiques hydrauliques	
Surface du bassin	448 Km ²	Contribution annuelle moyenne	196 Hm ³
périmètre	99 Km	Débit fictif instantané	6.2 m ³ /s
Longueur du thalweg	39 Km	Débit spécifique moyen	13.87 l/s/Km ²
Longueur du l'étang	31 Km	Lame d'eau drainée	438 mm
Longueur équivalente du rectangle	37 Km	Pluie moyenne équivalente	930 mm
Largeur équivalente du rectangle	12.1 Km	Coefficient ruissellement moyen	45.6%
Altitude moyenne	655 m	Déficit de débit moyen	506 mm
Altitude maximale	2300 m	Consommation sèche	117 Hm ³
Facteur de forme	3.3	Approvisionnement en eau	296 Hm ³
Indice de compacité de Graveluis	1.3	Inondation des travaux (20 ans)	1250 m ³ /s
Pente moyenne	0,23	Projet inondation (1000 ans)	2450 m ³ /s

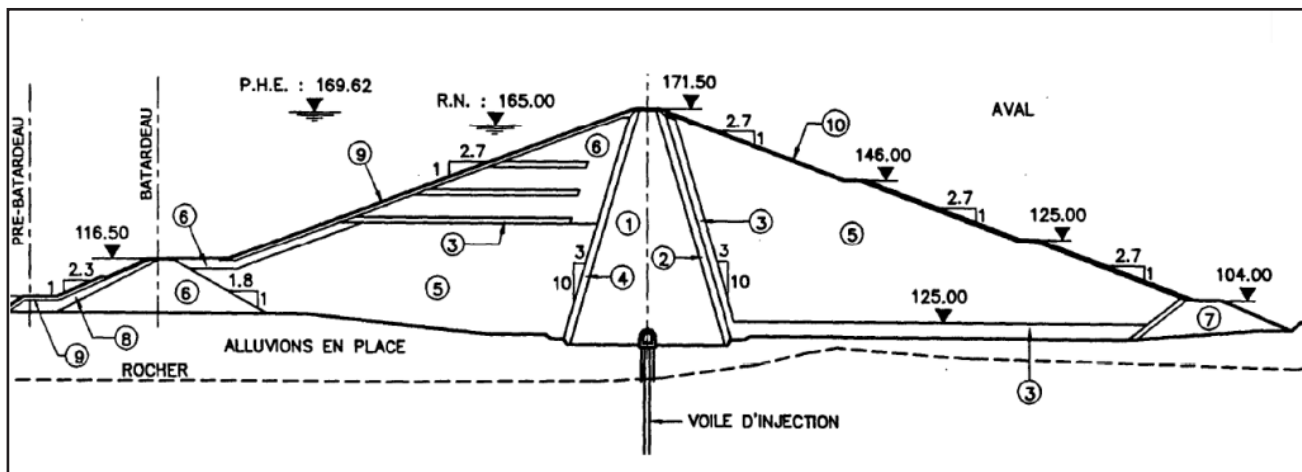


Figure 4-4 : vue en plan de l'ouvrage.

Comme illustré sur la figure (4.4), la structure du barrage de Taksebt comprend les éléments suivants : un noyau central en argile (**zone 1**) qui garantit l'étanchéité de l'ouvrage ; un filtre composé de sable et de gravier (**zone 2A**) qui protège le noyau des deux côtés ; une zone de transition entre les filtres et les remblais, constituée de pierres concassées (**zone 3A**) ; ce matériau se prolonge également sous le remblai aval lorsque la fondation est composée de terrain naturel. Les remblais sont divisés en deux zones droite et gauche..

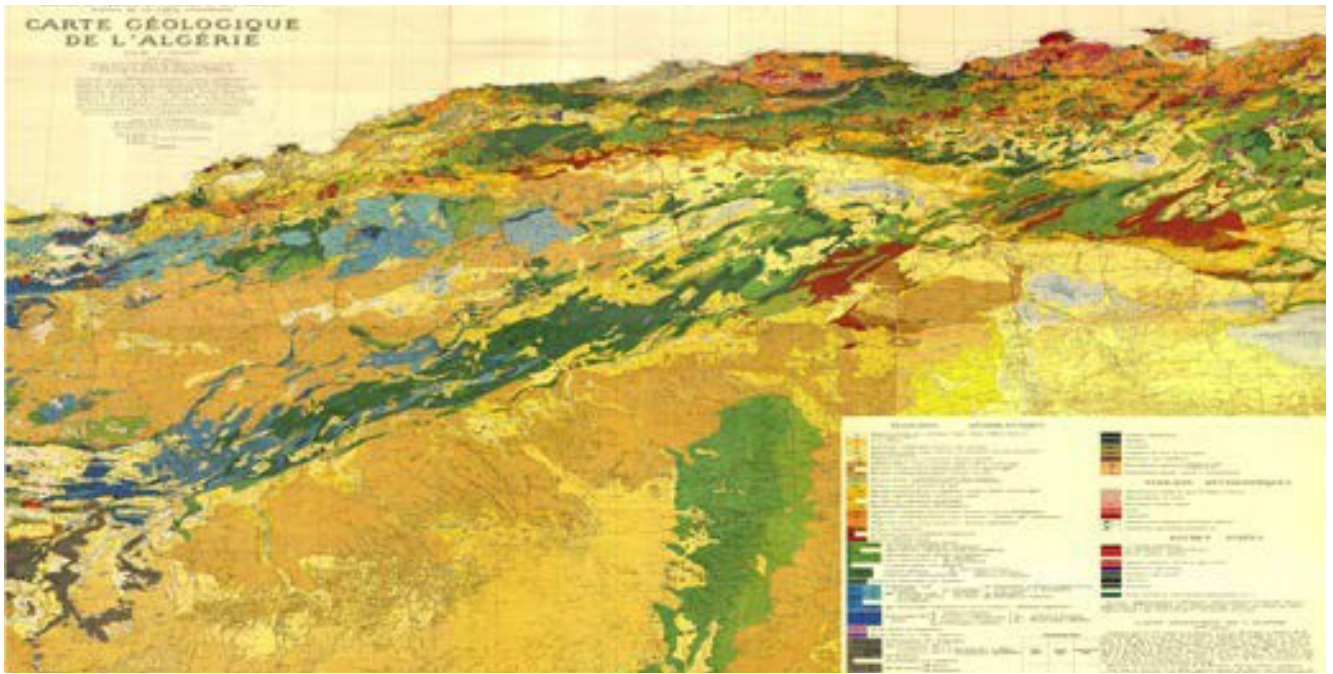


Figure 4-5 : Contexte géologique et topographique du barrage du Taksebt

IV.2.1.2 DESCRIPTION DES FONDATIONS

Le barrage de Taksebt bloque une vallée encaissée et assez large, dont la configuration est représentée sur la figure (4.6) .



Figure 4.6: travaux de compactage des couches de barrage Taksebt

Plusieurs études d'exploration ont été menées sur les fondations du barrage, comme indiqué dans la figure (4.6). Ces investigations ont révélé la présence de dépôts meubles comprenant les formations suivante:

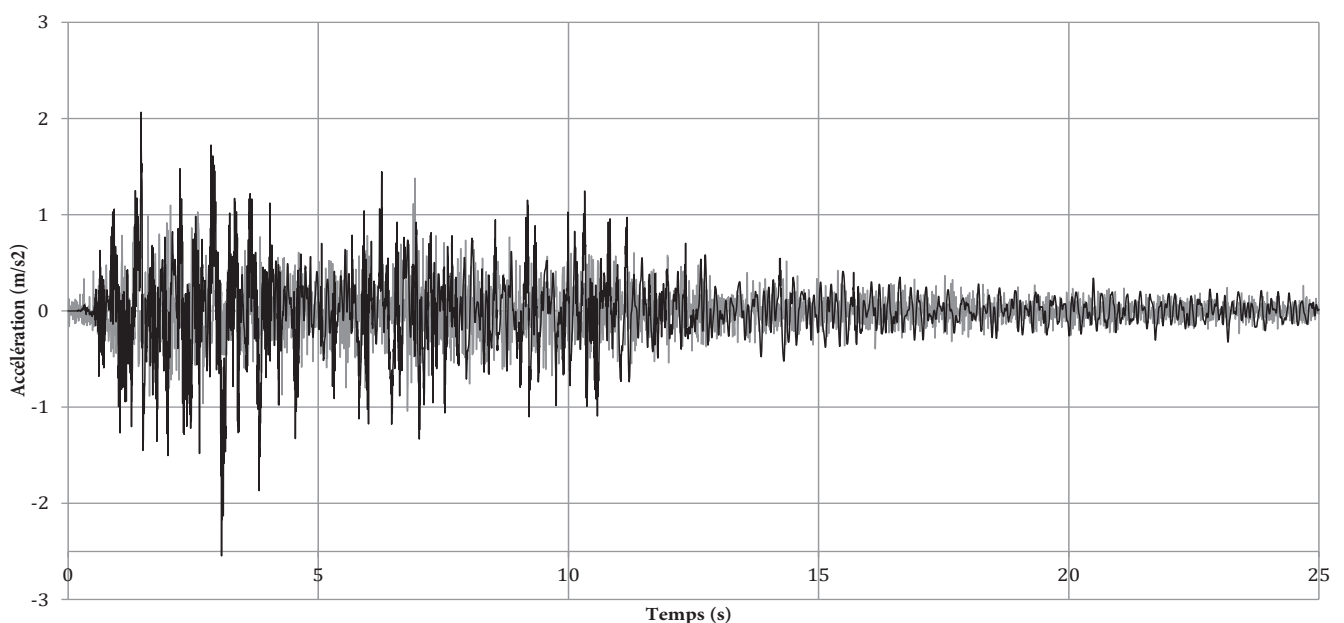
- Alluvions sableuses : Principalement composées du lit de la rivière Ste-Marguerite, ces alluvions reposaient sur des alluvions grossières. Les analyses granulométriques ont démontré une composition principalement constituée de sable fin à moyen, avec des traces de silt. Les essais SPT ont révélé une compacité lâche, avec des indices N allant de 4 à 10. Les tests de perméabilité ont révélé une conductivité hydraulique moyenne de 5×10^{-2} cm/s.

- Alluvions grossières : Ces formations sont composées de cailloux et de blocs angulaires à sous-arrondis, dispersés dans une matrice sableuse ou graveleuse. Des études géophysiques ont conclu que ces alluvions grossières sont relativement denses. Les tests de perméabilité ont donné des valeurs de conductivité hydraulique de $3,6 \times 10^{-1}$ cm/s et $2,5 \times 10^{-1}$ cm/s.

Tableau 3: Paramètres géotechniques des matériaux du barrage

Matériaux	γ_h (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	C' (KN/m ²)	ϕ' (°)	E(Mpa)	μ
Noyau d'argile	18,60	19,70	10	15	15	0.30
Drain	19,60	21,80	2	28	30	0.23
Transition en amont	19,30	21,20	2	32	120	0.25
Filtre aval	19,30	21.20	2	32	120	0.25
Recharge en amont	21,00	22.10	2	30	90	0.30
Recharge en aval	20,40	21.50	2	28	90	0.23
Protection amont et aval	20,60	22.50	2	40	190	0.23
Batardeau	21,00	22.00	5	20	30	0.30
Fondation alluviale	20,40	21.50	2	28	30	0.23
Rocher	21,30	21.80	20	28	300	0.30

Les principaux paramètres géotechniques identifiés et recommandés pour les différentes zones constituant l'ouvrage sont présentés dans le tableau 2.



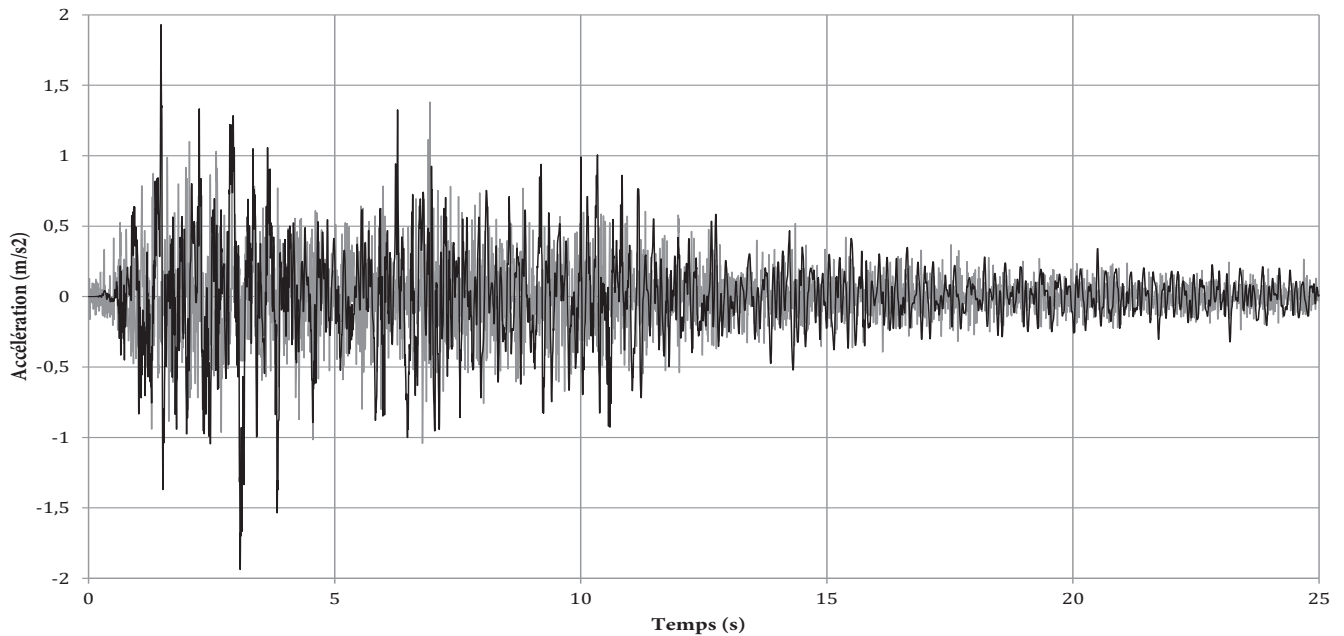


Figure 4.7 : Contexte sismologique et paramètres sismiques du barrage de Taksebt.

IV.3.REPONSE SISMIQUE DE BARRAGE EN TERRE (CAS ÉLASTIQUE)

IV.3.1 INFLUENCE DE NIVEAU D'EAU

Ce chapitre présente une analyse numérique de l'effet de niveau eau sur la réponse d'un barrage en terre à une charge sismique. L'analyse est d'abord réalisée en conditions non drainées, ce qui correspond à une analyse simplifiée de la réponse du barrage. Cette analyse ne fournit pas de changements de pression interstitielle ; Elle constitue la première étape de l'analyse de la réponse sismique de la contrainte totale du barrage. Ensuite, une analyse couplée complète est effectuée sous contrainte effective en utilisant le critère de Mohr-Coulomb non corrélé. Cette analyse fournit des changements de pression interstitielle. Cela permet d'étudier l'effet de l'eau par rapport au mouvement entrant réel du barrage en réponse aux tremblements de terre. L'analyse sera d'abord effectuée sur un cas de référence puis la réponse non drainée du barrage sera comparée à sa réponse couplée.

IV.3.2 ANALYSE NON DRAINEE

Les analyses non drainées sont réalisées sous contrainte totale. Le matériau de la coque est supposé frottant, tandis que celui du noyau est supposé purement visqueux ; la cohésion non drainée est supposée augmenter avec l'augmentation de la contrainte verticale effective initiale.

IV.3.2.1 EXEMPLE DE REFERENCE

L'exemple de référence concerne un barrage en terre à noyau argileux sur une couche de sol homogène (**Figure 4.1**). Le tableau 4.3 résume les propriétés géotechniques du barrage. En supposant que la fondation est rigide, le module de Young $E = 1000$ MPa. Le module d'Young du noyau est égal à 40 MPa et celui de l'enveloppe est égal à 60 MPa. L'angle de frottement de la coque est égal à 35° . Le noyau est supposé être purement cohésif ; la cohésion est supposée augmenter avec l'augmentation de la contrainte verticale effective initiale (σ'_v) comme suit :

$$C_u = X_{cu} \times \sigma'_{\nu} \quad (\text{équation 4.1})$$

L'analyse a été effectuée avec $X_{cu} = 0,3$. L'amortissement de Rayleigh est considéré comme ayant un rapport d'amortissement $p = 0.05$

IV.3.2.2 RÉPONSE AU CHARGEMENT HARMONIQUE

Tout d'abord, une analyse est réalisée en utilisant une charge sinusoidale appliquée à la base de la couche de fondation, agissant comme une excitation de vitesse. La fréquence de cette charge est de 0,85 Hz, ce qui est proche de la fréquence fondamentale du système barrage-fondation ($f_1 = 0,7$ Hz). La valeur d'amplitude du chargement est établie à $V_a = 0.9$ m/s, tandis que la période de chargement est de 20 secondes.

Dans la figure ci dessous, la réponse du barrage à l'excitation maximale est présentée. On peut observer une déformation latérale significative dans le barrage.

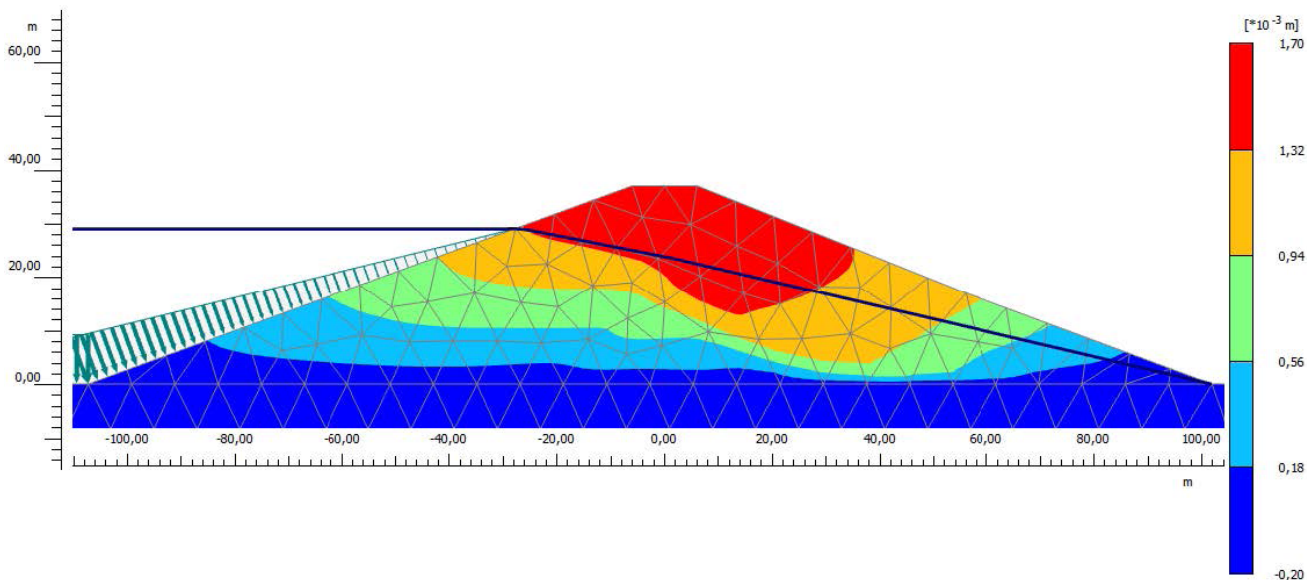


Figure 4.8 - Forme des déformations horizontales après tremblement de terre dans le barrage Taksebt avec le modèle Mohr-Coulomb

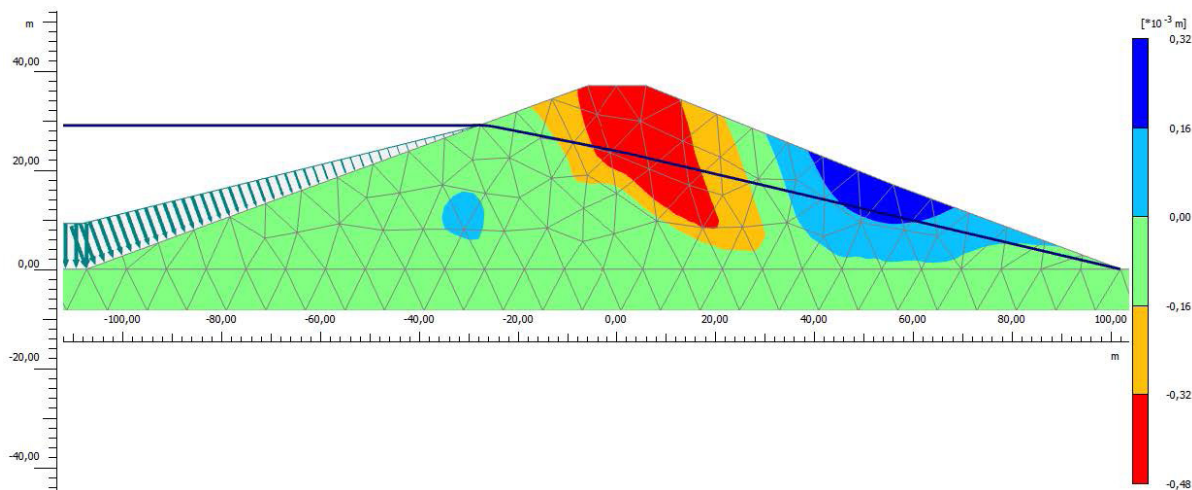


Figure 4.9 - Forme des déformations horizontales après tremblement de terre dans le barrage Taksebt avec le modèle Mohr-Coulomb

La figure (4.10) met en évidence l'amplification de la vitesse le long de l'axe du barrage.

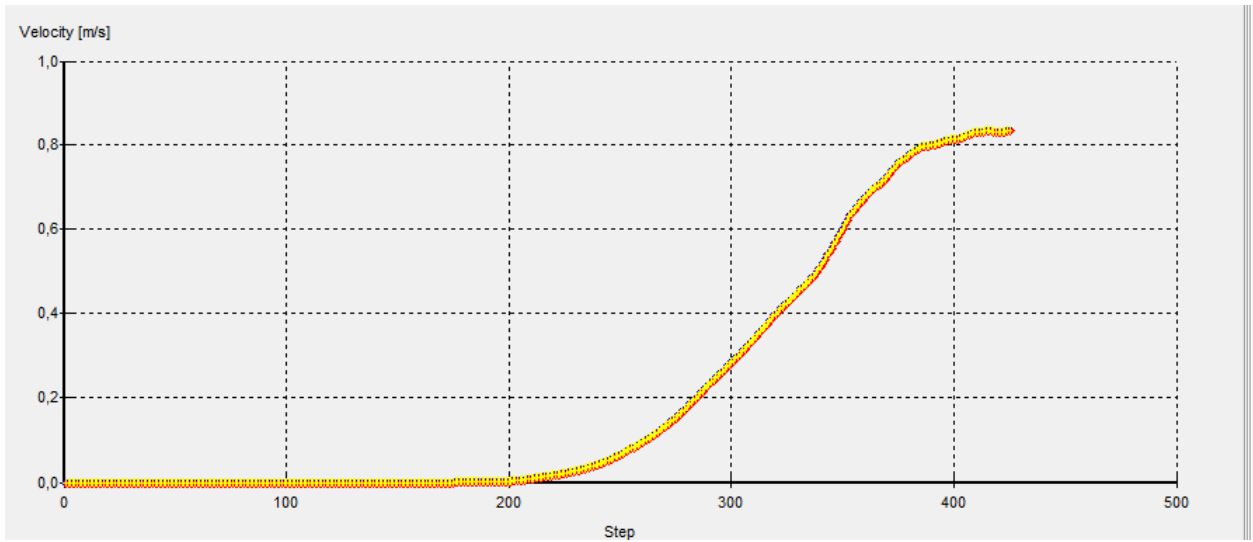
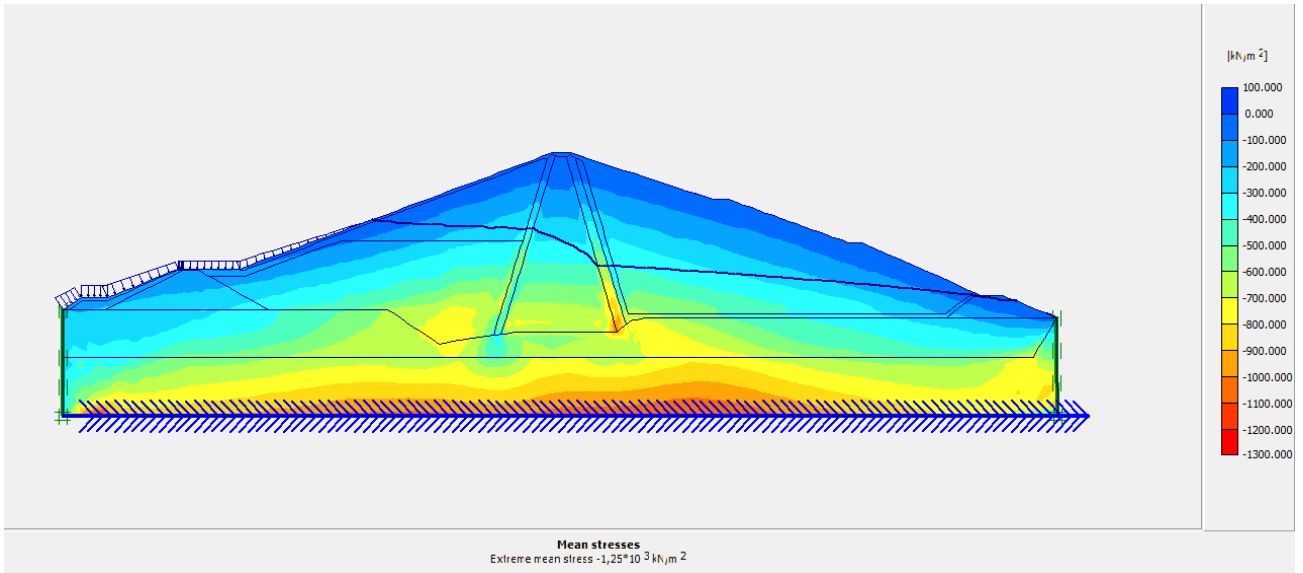
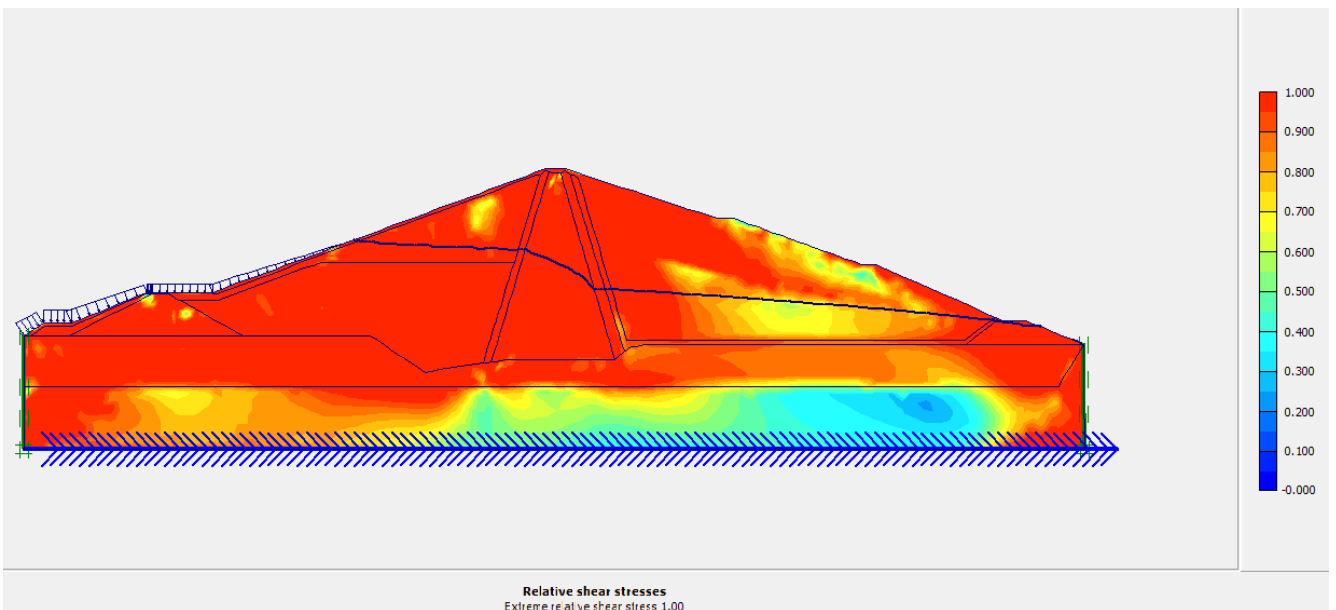


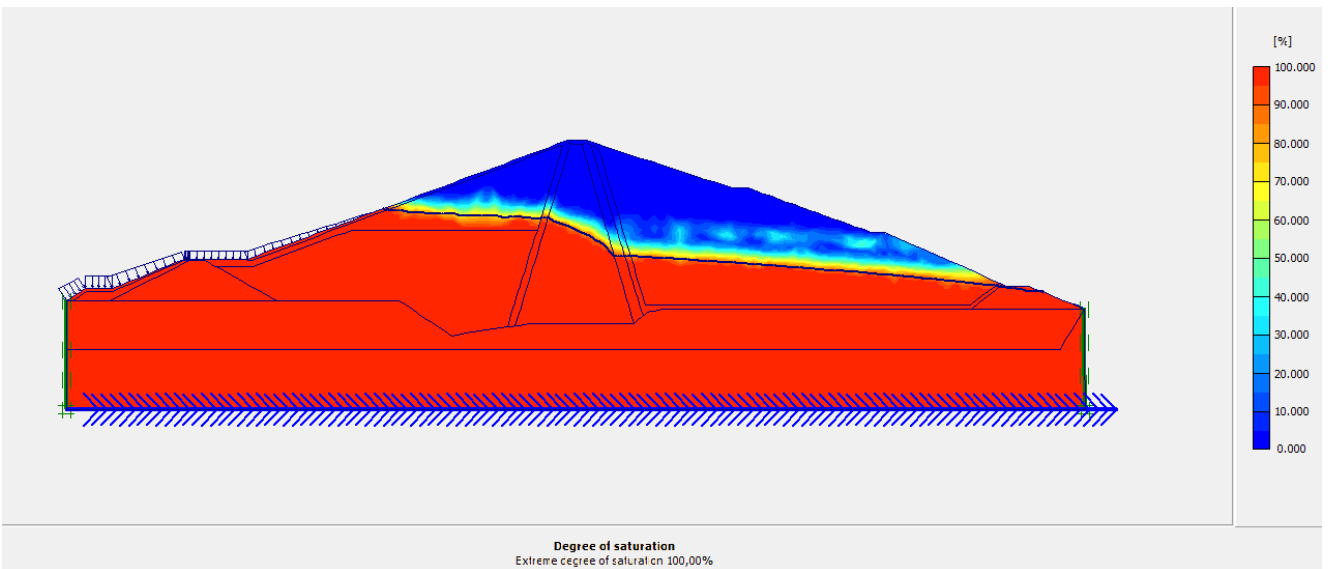
Figure 4.10: la réponse du barrage de Taksebt à l'excitation maximale.



(a)



(b)



(c)

Figure 4.11 : Déformation du barrage au maximum d'excitation (a),(b),(c).

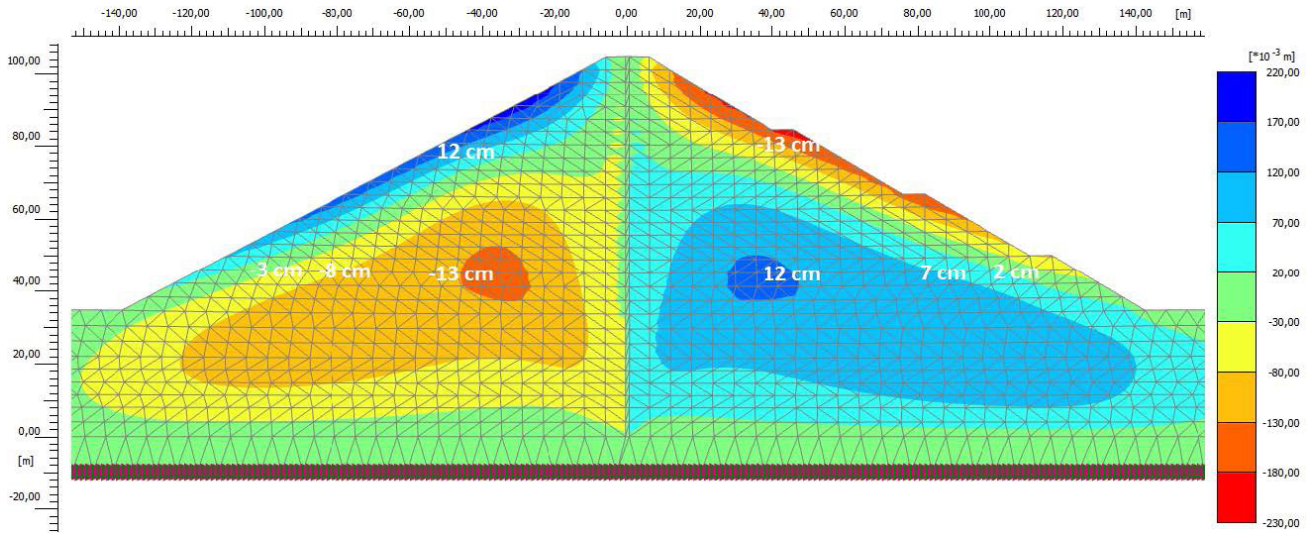


Figure 4.12 - Déformations horizontales après construction dans le barrage de Taksebt

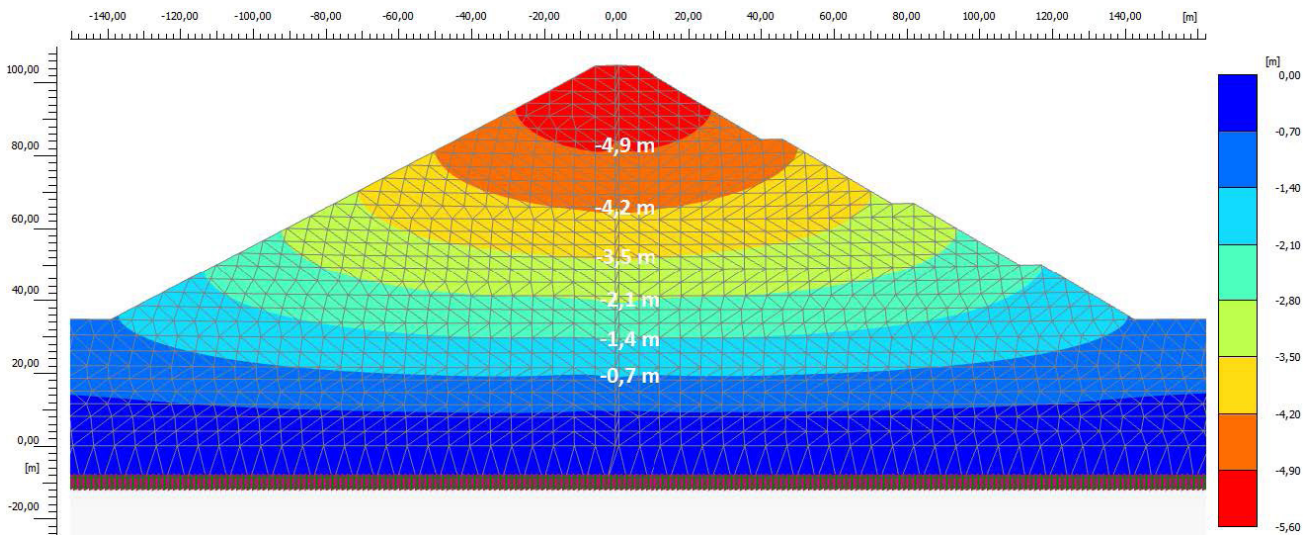


Figure 4.13 - Déformations verticales après construction dans le barrage de Taksebt.

On remarque que le mode de déformation correspond au mode fondamental du barrage, Une amplification négligeable est observée dans la fondation, tandis que l'amplification augmente avec la distance par rapport à la fondation, au niveau de la crête du barrage, l'amplification atteint une valeur de 5 m.

Les figures (4.14),(4.15),(4.16) illustrent la variation de l'amplification latérale dans la direction horizontale pour deux sections spécifiques : la hauteur moyenne du barrage et la crête.

Dans la première section, on observe une augmentation de l'amplification en se déplaçant de la surface latérale du barrage vers l'axe du barrage. L'amplification est de double aux extrémités du barrage, mais elle atteint une valeur de trois à l'axe du barrage. Au niveau de la crête, on constate une distribution uniforme de l'amplification.

L'accélérogramme et l'accélération spectrale obtenus lors de la modélisation sont comparés à ceux mesurés sur le barrage, et sont présentés respectivement dans les Figures 4.14 et 4.15. On peut y observer une

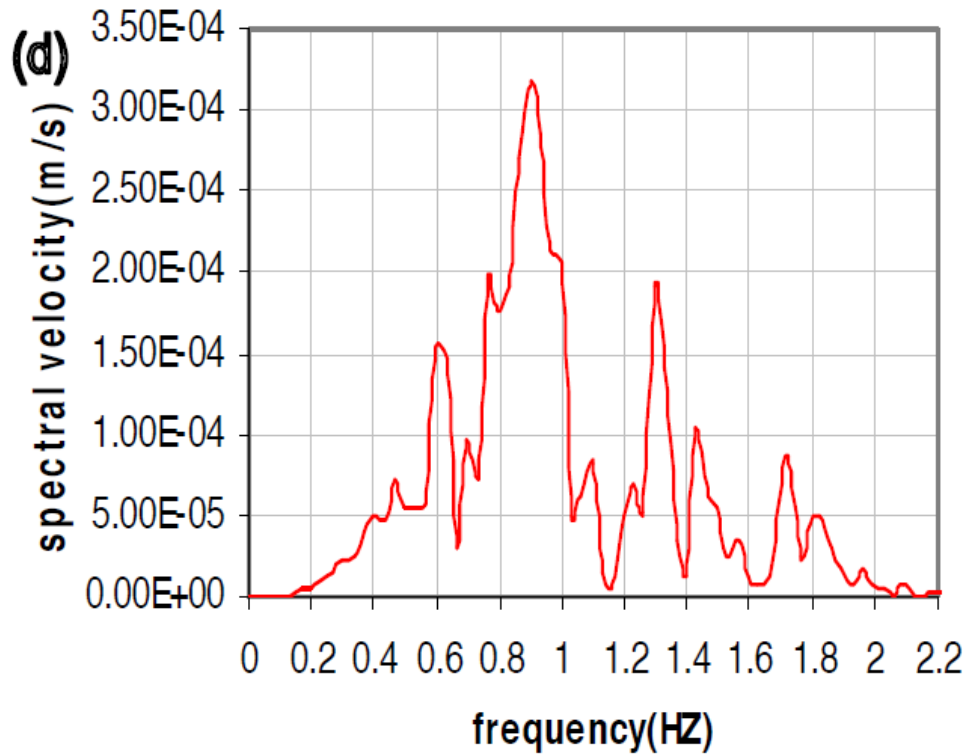


Figure 4.16 : Réponse à un véritable enregistrement de tremblement de terre

Pour étudier la réponse du barrage à la charge sismique réelle, une analyse a été réalisée en utilisant l'enregistrement du tremblement de terre de BOUMERDES 2003.

L'enregistrement de cet événement sismique a une vitesse maximale estimée d'environ 0,50 m/s, avec une accélération maximale de (0,68 g) et une durée approximative de 40 secondes.

Les données d'accélération de base, de vitesse et de déplacement du mouvement d'entrée sont illustrées dans la figure (4.15) La fréquence du pic majeur de l'enregistrement est de 0,9 Hz. Cette analyse permettra d'évaluer comment le barrage réagit à cette charge sismique réelle et d'identifier les effets correspondants sur sa structure.

Dans le cas de la réponse du barrage à l'excitation maximale, vous pouvez attendre à observer certaines caractéristiques. Cela peut inclure des déformations, des contraintes et des vibrations significatives dans la structure du barrage, La figure (4.13) indique les zones où les déformations sont les plus importantes.

Les Figures (4.14),(4.15),(4.16) montrent une augmentation de la déformation latérale à mesure que l'on s'éloigne de la fondation du barrage. Cela signifie que la déformation latérale est plus importante dans les sections éloignées de la fondation par rapport aux sections plus proches. La variation de la déformation latérale dans le sens horizontal semble être faible.

La figure (4.12) présente l'amplification de la vitesse dans l'axe du barrage, on peut constater que cette amplification augmente à mesure que l'on s'éloigne de la fondation, atteignant une valeur de 1 m/s en tête de barrage, cela signifie que la vitesse du mouvement sismique est amplifiée à ces emplacements spécifiques du barrage.

IV.3.2.3 ANALYSE PARAMÉTRIQUE DE LA RÉPONSE ÉLASTIQUE

Dans la suite, nous présentons une étude sur l'influence des paramètres suivants sur la réponse sismique du barrage :

Propriétés mécaniques du matériau terrestre : Les propriétés du sol et de la roche environnants peuvent avoir un impact significatif sur la réponse sismique du barrage. Des caractéristiques telles que la densité, la rigidité, la résistance et la distribution des couches géologiques peuvent influencer la transmission des ondes sismiques et la dissipation de l'énergie. Une étude approfondie de ces propriétés permet d'évaluer l'amplification ou l'atténuation des vibrations sismiques à travers le barrage.

Géométrie du barrage : La forme, la hauteur, l'épaisseur et la configuration du barrage jouent un rôle crucial dans sa réponse sismique. Ces facteurs déterminent la rigidité globale du barrage et sa capacité à absorber et à dissiper l'énergie sismique. Des études sont menées pour évaluer l'effet de la géométrie du barrage sur la déformation, la contrainte et les vibrations induites par le séisme.

Fréquence du mouvement d'entrée : La fréquence du mouvement sismique d'entrée est un paramètre clé qui influence la réponse sismique du barrage. Différentes fréquences de mouvement sismique peuvent exciter différentes modes de vibration du barrage. Une étude est réalisée pour évaluer la réponse du barrage à différentes fréquences, notamment la fréquence fondamentale et les fréquences harmoniques.

L'analyse de l'influence de ces paramètres permet de comprendre comment ils interagissent et affectent la réponse sismique du barrage. Cela aide à optimiser la conception du barrage, à évaluer sa sécurité et à prendre des mesures pour renforcer sa résistance aux séismes. Les analyses ont été effectuées sur le barrage en utilisant l'enregistrement du séisme de Kocaeli, en faisant varier les densités du noyau (**1800, 2000 et 2200 kg/m³**) ainsi que les densités de l'enveloppe (**1600, 1800 et 2000 kg/m³**).

L'influence de la variation de la densité du noyau sur l'amplification sismique dans le barrage. On constate que cette variation n'affecte pas la réponse du barrage. Ce résultat est attendu, car la masse du noyau représente une petite partie de la masse totale du barrage. Par conséquent, les variations de densité du noyau ont une influence limitée sur l'amplification sismique.

En revanche, l'influence de la variation de la densité de l'enveloppe sur l'amplification sismique du barrage. On peut observer que la diminution de la densité de l'enveloppe conduit à une augmentation de l'amplification dynamique. Cela signifie que des enveloppes moins denses augmentent l'amplification des vibrations sismiques dans le barrage.

Ces résultats soulignent l'importance de prendre en compte les propriétés du matériau utilisé dans la construction du barrage, en particulier la densité de l'enveloppe, lors de la conception et de l'évaluation de sa réponse sismique. Cela permet d'optimiser la performance sismique du barrage et de garantir sa stabilité pendant les événements sismiques.

Masse volumique du sol dynamique : La densité de l'enveloppe du barrage joue un rôle important

dans la dissipation de l'énergie sismique et dans la réduction des vibrations induites par le séisme. Une diminution de la densité de l'enveloppe peut entraîner une diminution de sa capacité à absorber l'énergie sismique, ce qui se traduit par une amplification plus importante des vibrations dans le barrage. Il est crucial de considérer ces résultats lors de la conception et de la construction du barrage. Une densité appropriée de l'enveloppe doit être choisie pour minimiser l'amplification sismique et assurer la stabilité et la sécurité du barrage pendant les séismes.

Des analyses ont également été menées pour le record du tremblement de terre de Kocaeli pour :

- Trois valeurs du module d'Young de l'âme : E40, 60 et 80 MPa ; $G = (15, 23 \text{ et } 31 \text{ MPa})$.
- Trois valeurs du module d'Young de la coque : E 30, 40 et 60 MPa; $G = (11, 15 \text{ et } 23 \text{ MPa})$.
- Trois valeurs du module d'Young de la fondation : E 500, 750 et 1000 MPa; $G = (200, 300 \text{ et } 400 \text{ MPa})$.

L'impact de la variation du module de cisaillement du noyau sur l'amplification sismique du barrage entraîne une augmentation modérée de l'amplification dynamique. Cette augmentation est due à l'augmentation de la fréquence fondamentale du barrage, qui se rapproche de la fréquence dominante de la charge sismique.

La figure (4.17) illustre l'influence de la variation du module de cisaillement de la coque sur l'amplification sismique du barrage.

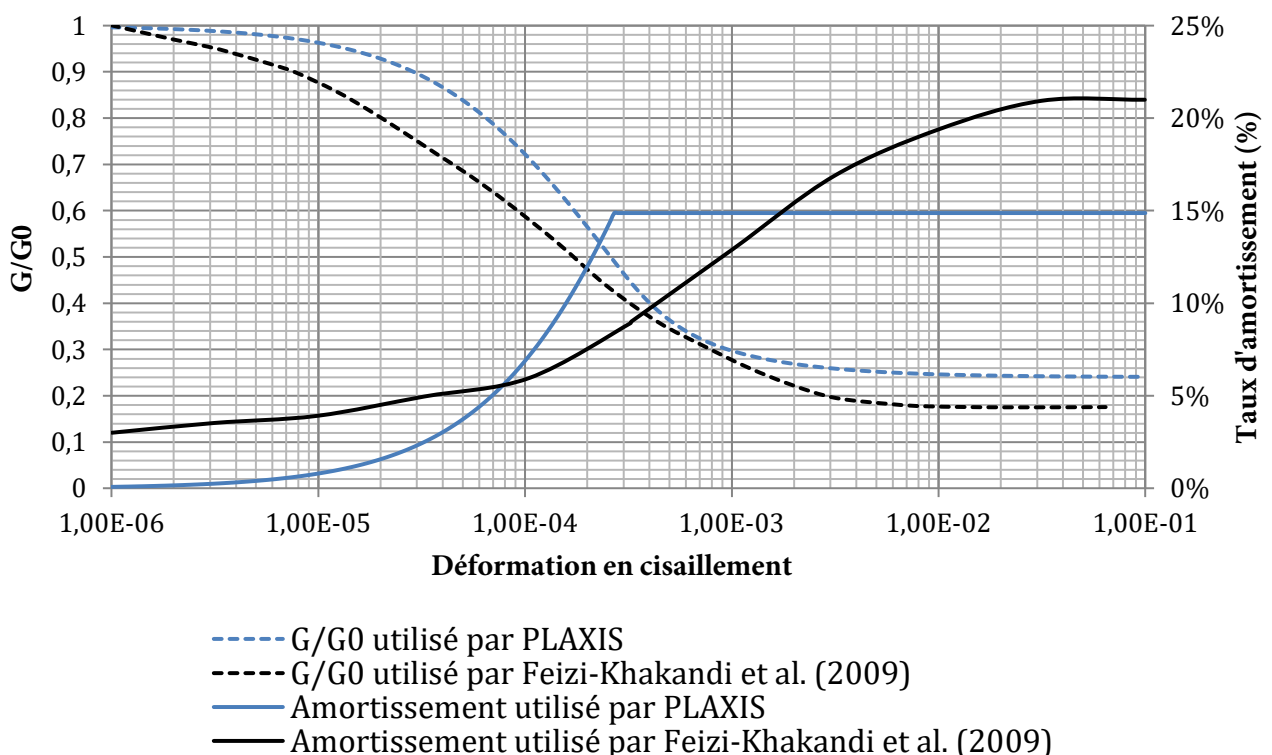


Figure 4.17- Courbes de réduction du module en cisaillement et de variation du rapport d'amortissement utilisées et courbes proposées par Feizi-Khakandi pour la transition.

On peut observer qu'une augmentation du module de cisaillement de la coque entraîne une augmentation significative de l'amplification dynamique. Cela s'explique par le fait qu'une augmentation du module de cisaillement de la coque augmente sa rigidité, ce qui entraîne une grande amplification des vibrations sismiques.

Ces résultats mettent en évidence l'importance des propriétés mécaniques du noyau et de la coque dans la réponse sismique du barrage. Le module de cisaillement du noyau et de la coque joue un rôle crucial dans la dissipation de l'énergie sismique et l'amortissement des vibrations. Le choix approprié de ces propriétés permet de réduire l'amplification sismique du barrage et d'améliorer sa stabilité pendant les séismes.

Ces résultats sont spécifiques à l'étude mentionnée et aux paramètres utilisés. Des analyses détaillées et spécifiques doivent être effectuées pour évaluer l'influence des paramètres du barrage sur sa réponse sismique dans des situations réelles. La fréquence fondamentale vers la fréquence du pic principal du mouvement d'entrée.

La figure (4.17) présente l'influence de la variation du module de cisaillement de la fondation sur l'amplification dynamique du barrage. On constate que même avec une variation importante de ce paramètre (100%), l'effet sur la réponse sismique du barrage est relativement faible.

Cela suggère que le module de cisaillement de la fondation a une influence limitée sur l'amplification sismique du barrage dans ce contexte spécifique. D'autres facteurs, tels que la géométrie du barrage, les propriétés du matériau du barrage et la fréquence du mouvement sismique d'entrée, peuvent avoir un impact plus significatif sur la réponse sismique.

Cependant, il est important de noter que ces résultats sont basés sur les paramètres spécifiques utilisés dans l'étude. Dans d'autres cas ou contextes, l'influence du module de cisaillement de la fondation peut différer. Par conséquent, des analyses plus approfondies et spécifiques doivent être effectuées pour évaluer l'impact de ce paramètre dans des conditions réelles.

Il est également recommandé de prendre en compte d'autres propriétés de la fondation, telles que la densité, la rigidité et la distribution des couches géologiques, qui peuvent également jouer un rôle dans la réponse sismique du barrage.

IV.4 ANALYSE ÉLASTOPLASTIQUE

IV.4.1 PRÉSENTATION DU MODÈLE DE MOHR-COULOMB

Comparaison de la pression de l'eau interstitielle induite par les tremblements de terre et des déformations dans les barrages en terre on utilisant des analyses non linéaires. Les excitations sismiques provoquent souvent une augmentation de la pression de l'eau interstitielle dans les sables contractés entraînant une liquéfaction, ce qui peut entraîner des conséquences catastrophiques. Par conséquent, il est impératif d'évaluer la pression excessive de l'eau interstitielle induite par le tremblement de terre et les déformations pour évaluer la capacité de service après le tremblement de terre des structures importantes telles que les barrages en terre.

Les analyses sont généralement effectuées en utilisant la méthode linéaire équivalente ou la méthode non linéaire. L'objectif de cette recherche est d'évaluer et de comparer la surpression interstitielle et les déformations associées prédites par ces deux méthodes d'analyses. Deux modèles numériques d'un barrage en terre zoné typique ont été soumis à deux données chronologiques de tremblements de terre avec des contenus de fréquence significativement différents pour comprendre les différences dans les résultats. Les résultats des analyses sont similaires pour les barrages à coquilles de sable denses lorsqu'ils sont soumis à des excitations sismiques de faible intensité avec une fréquence prédominante significativement différente de la première fréquence naturelle de la structure.

IV.4.2 MODÉLISATION D'ANALYSE NON LINÉAIRE ENTIÈREMENT COUPLÉE

Le comportement non linéaire du sol est généralement capturé à l'aide de différents modèles non linéaires entièrement couplés. Dans cette recherche, les coques et le noyau du barrage ont été modélisés à l'aide des modèles de petites déformations (**HS**).

La fondation a été modélisée comme un modèle élastique linéaire en raison des valeurs extrêmement élevées de G_{max} par rapport à la coque ou au noyau du barrage (**tableau 4.3**).

La procédure adoptée pour estimer les différents paramètres d'entrée nécessaires à ces modèles de matériaux a été présentée en détail dans la section suivante.

Le tableau (**4.3**) montre certaines propriétés de base du sol attribuées aux modèles numériques.

IV.4.3 NOYAU – SOL DURCISSANT AVEC UNE PETITE DÉFORMATION

Le noyau argileux du barrage a été modélisé à l'aide du modèle de sol durcissant avec une rigidité aux petites déformations (**HS**). Le petit modèle (**HS**) peut capturer la réponse du sol mieux que le modèle Mohr-Coulomb plus couramment utilisé en calculant une valeur de rigidité dépendante de la contrainte.

Les modules de rigidité utilisés dans le modèle qui ont été sélectionnés pour satisfaire la charte des critères. La variation du module de cisaillement et du taux d'amortissement pour le noyau d'argile a été calculée. Étant donné que le modèle (**HS**) utilise un rapport d'amortissement proche de zéro à de très petits niveaux de déformation, les coefficients d'amortissement de Rayleigh (**α et β**) ont été sélectionnés de manière appropriée pour fournir un amortissement de 5 % à 7,5 % et 3 Hz.

IV.4.4 COUCHES

Les couches de remblai ont été modélisées à l'aide du modèle (**HS**) pour estimer la pression d'eau interstitielle excessive générée dans des conditions de chargement dynamique. Le modèle (**HS**) nécessite trois paramètres d'entrée importants, à savoir:

- le coefficient de module de cisaillement (**G_0**),
- la densité relative (**D_{R0}**),
- le paramètre de taux de contraction (**h_{p0}**).

Les excitations sismiques appliquées ont été considérées comme représentant «dans le mouvement», obtenu par la superposition des composantes de propagation vers le haut et vers le bas de l'onde. Par conséquent, une condition aux limites de base rigide a été utilisée et une condition aux limites en champ libre a été fournie sur les côtés verticaux. La taille de maille sélectionnée était inférieure à un dixième de la longueur d'onde correspondant à la composante de fréquence la plus élevée de l'onde d'entrée. Le rapport de pression interstitielle au nœud (B) et les déformations verticales au nœud (A) ont été estimés par le logiciel PLAXIS 2D sur la base des contraintes dynamiques induites et des modèles constitutifs utilisés pour modéliser le barrage. Une analyse similaire a été effectuée en utilisant la méthode linéaire équivalente, et les résultats ont été comparés avec la méthode non linéaire. Les résultats de la méthode d'analyse linéaire équivalente sont dans la section suivante.

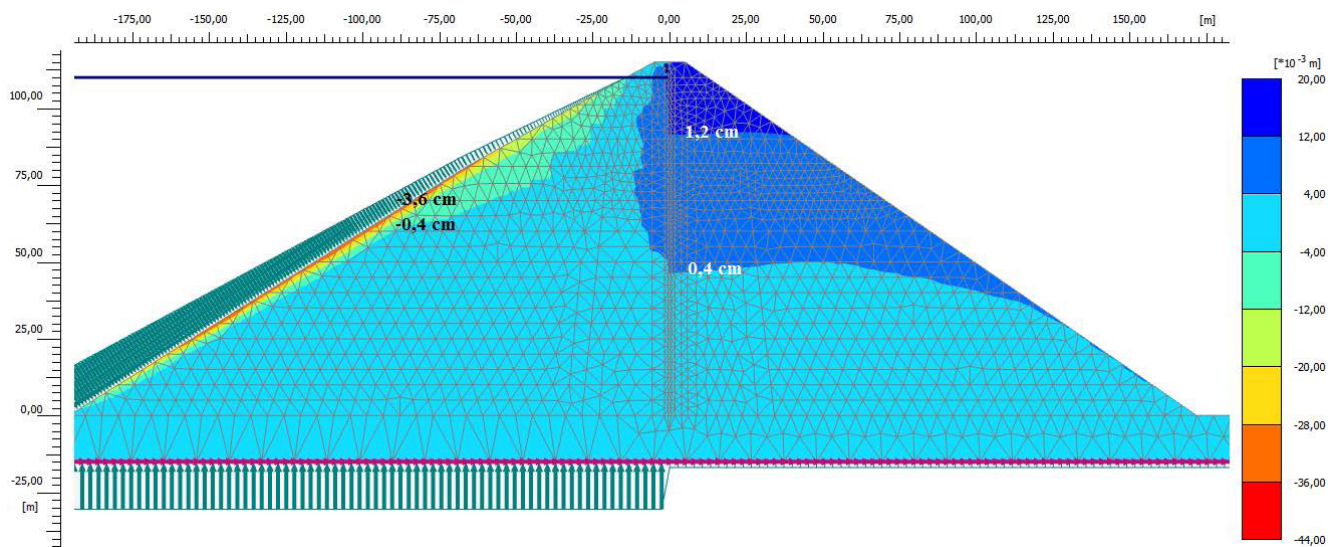


Figure 4.18 : Déformation horizontale.

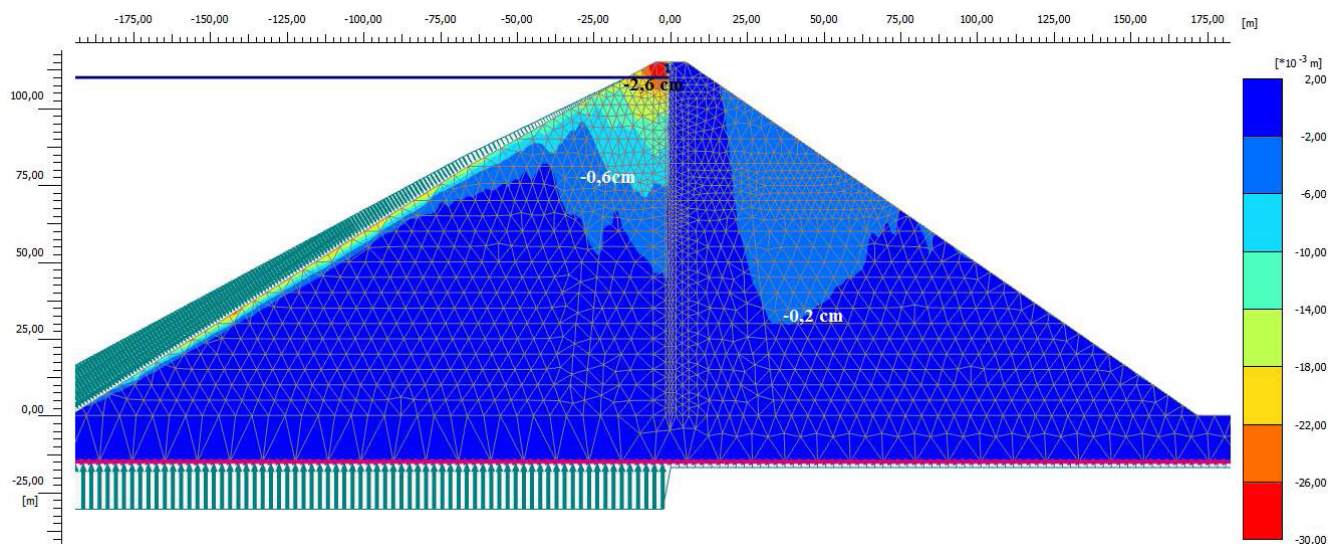


Figure 4.19 : Déformation verticale.

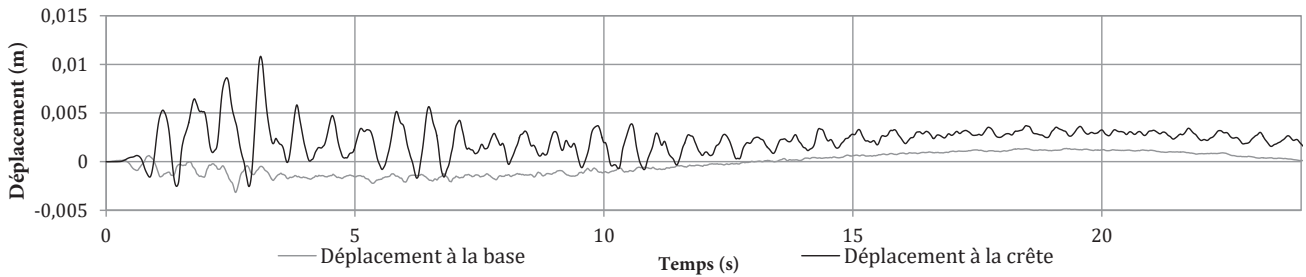


Figure 4.20 : Déplacements horizontaux à la crête et à la base du barrage.

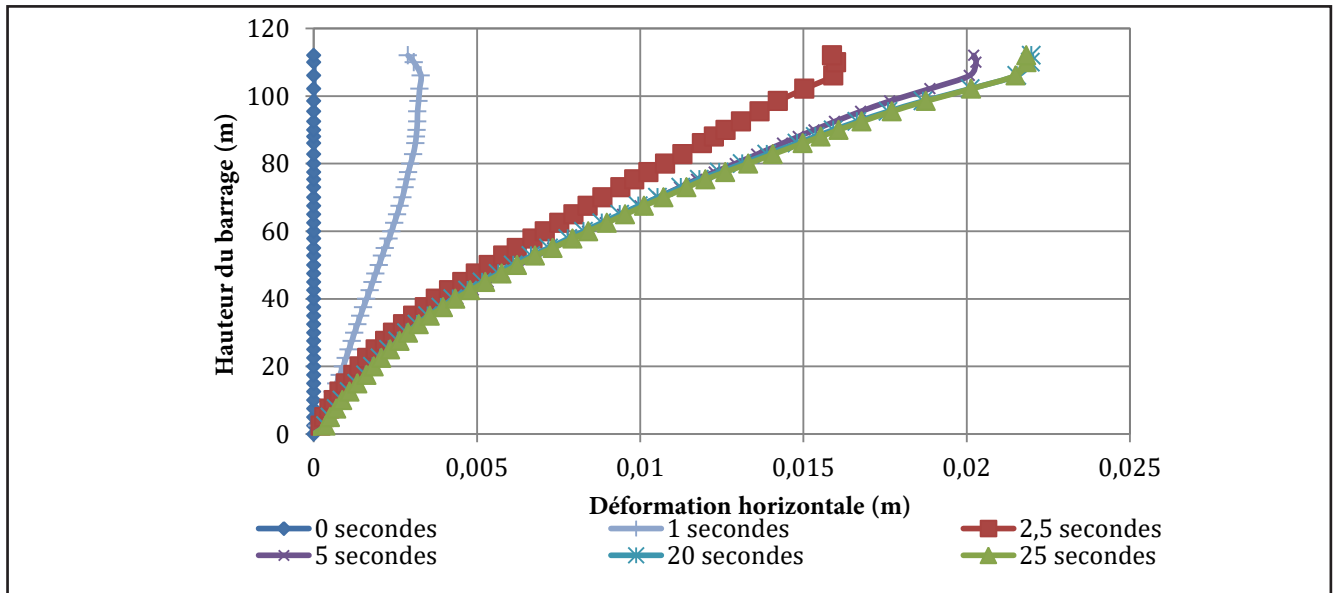


Figure4.21: Déformation horizontale du noyau de barrage.

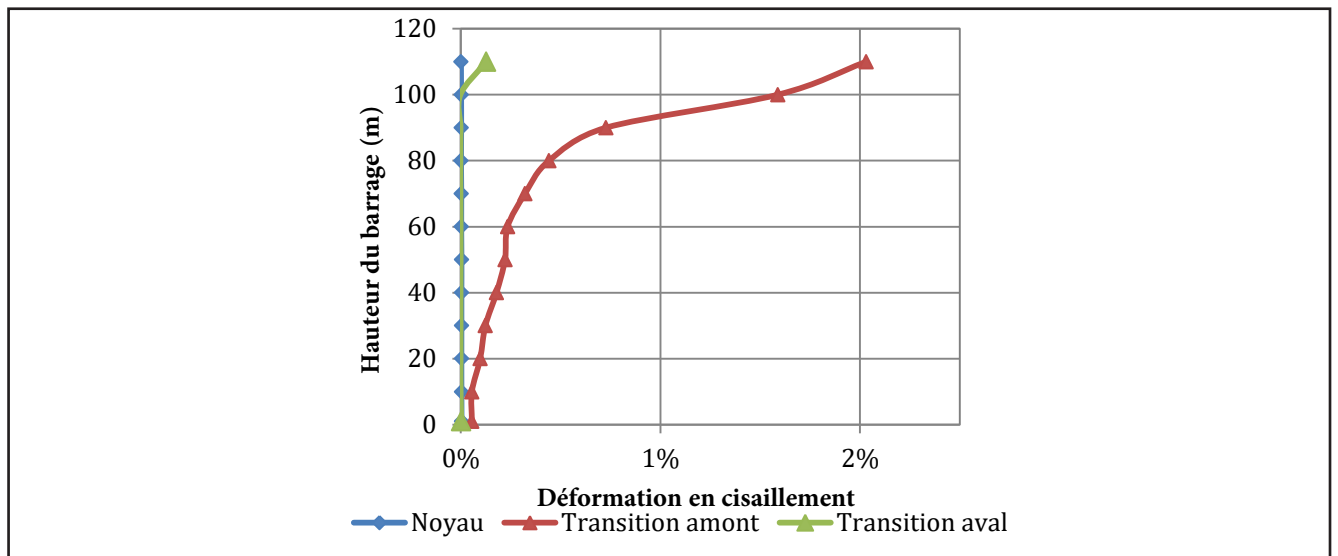


Figure4.22: Déformation en cisaillement dans le noyau de barrage

IV.4.5 MODÉLISATION DE L'ANALYSE LINÉAIRE ÉQUIVALENTE DÉCOUPLÉE

Les paramètres fournis dans le tableau (4.3) ont également été utilisés dans le modèle linéaire équivalent. Les équations ont été utilisés pour calculer les paramètres du noyau argileux. La courbe de réduction du module, la variation de la valeur G_{max} en fonction de la contrainte verticale effective et du nombre cyclique en fonction (**rapport de contrainte cyclique par rapport au nombre de cycles nécessaires pour provoquer la liquéfaction (NL)**) ont été estimés pour les couches de remblai à l'aide des simulations

d'essais de cisaillement simple direct cyclique non drainé à un seul élément dans le logiciel non linéaire.

Ces simulations numériques imitent les conditions d'essai en laboratoire et garantissent l'utilisation de paramètres d'entrée similaires à ceux utilisés pour l'analyse non linéaire. Pour les couches de remblai, la variation du rapport d'amortissement avec la déformation a été estimée sur la base de l'indice de plasticité et de la contrainte de confinement effective moyenne estimée à partir de l'analyse statique initiale. La pression excessive de l'eau interstitielle pendant les secousses sismiques a été calculée pour la zone de remblai saturée sous la nappe phréatique.

Après l'estimation de la pression interstitielle excessive, la déformation permanente du barrage a été calculée en estimant les charges incrémentales en fonction de la différence de contrainte entre deux pas de temps. Le déplacement vertical a été calculé par le logiciel en utilisant les modèles constitutifs hyperboliques utilisés pour modéliser le barrage. La comparaison des résultats obtenus en utilisant des méthodes d'analyses équivalentes et non linéaires est présentée dans la section suivante.

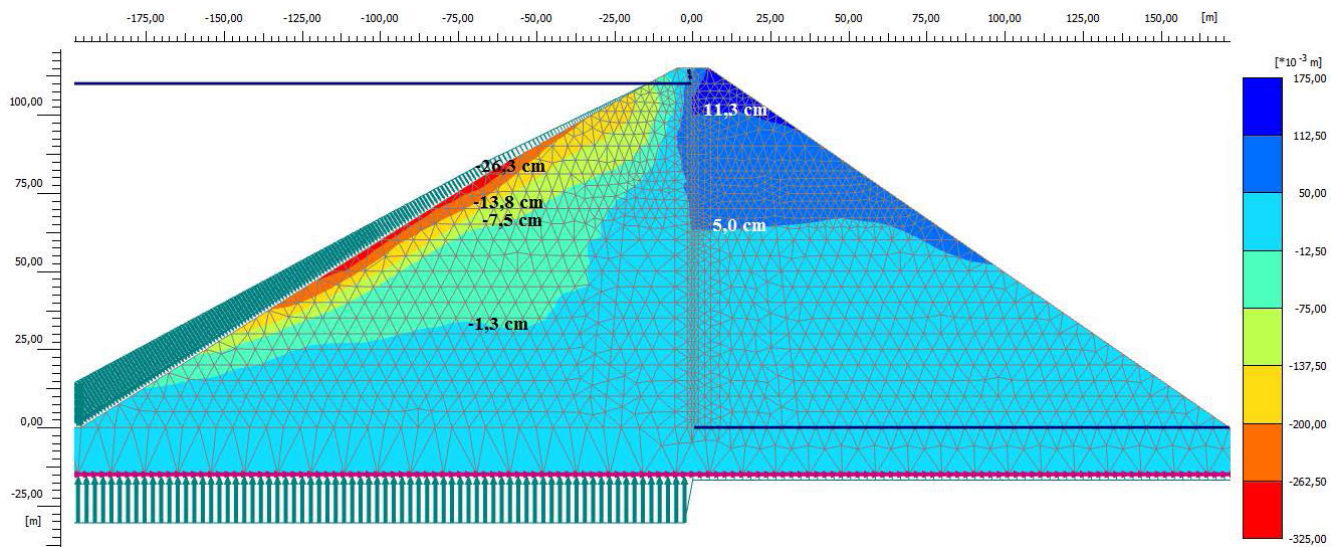


Figure 4.23: Déformations horizontales dans le barrage en terre.

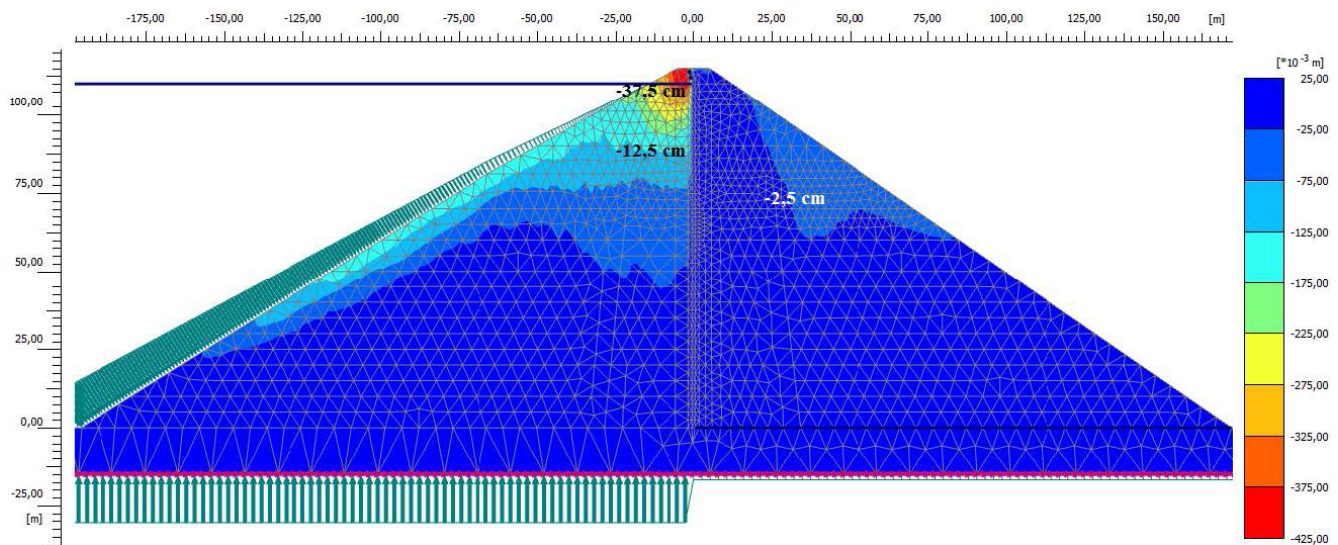


Figure 4.24: Déformations verticales dans le barrage en terre.

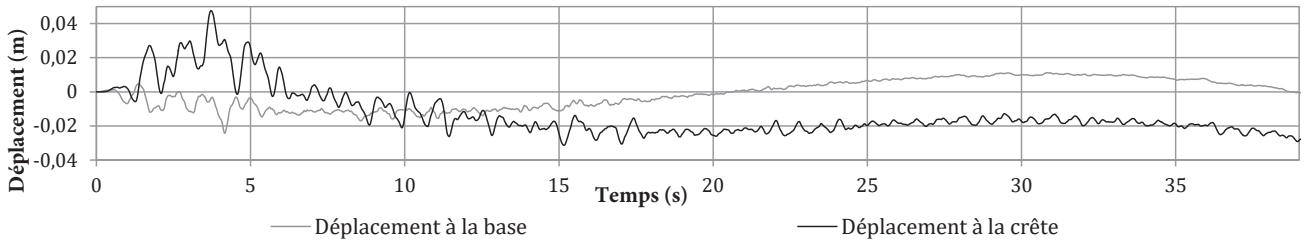


Figure 4.25: Déplacements horizontaux à la crête du barrage

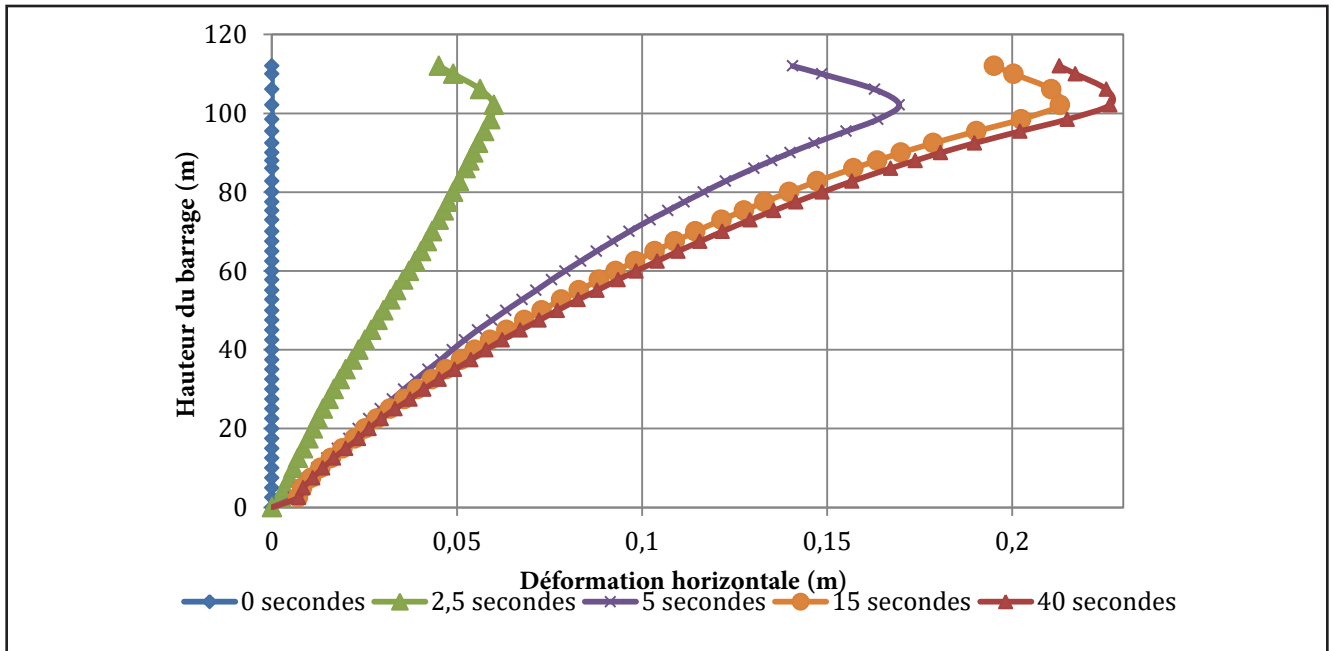


Figure 4.26: Déformation horizontale du noyau du barrage

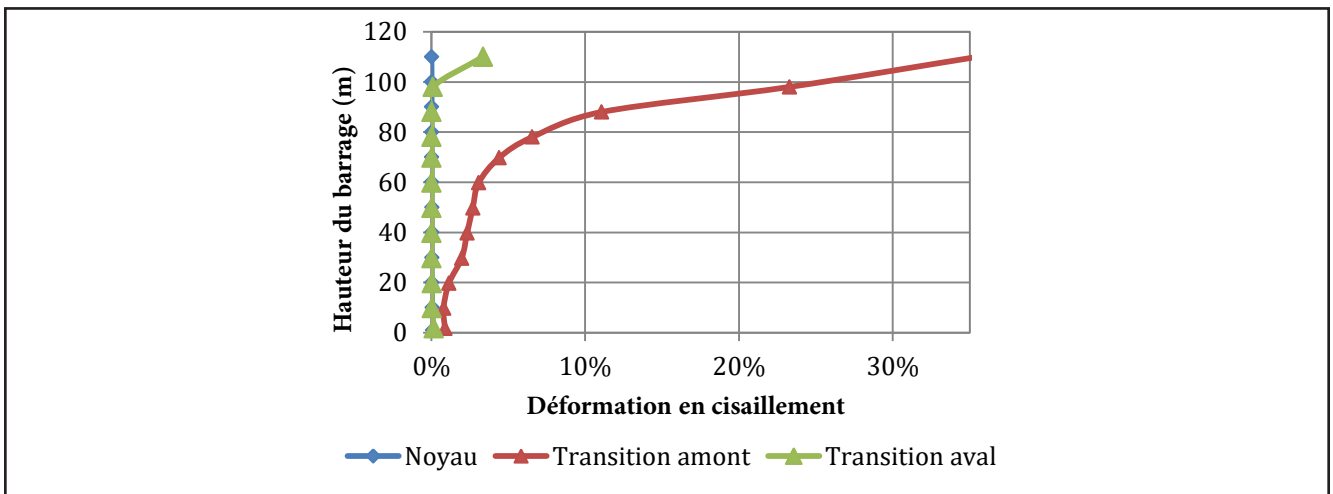


Figure 4.27: éformation en cisaillement dans le noyau et la zone de transition du barrage en terre.

IV.5 RÉSULTATS ET DISCUSSION

L'analyse de la réponse dynamique d'un barrage en terre a été réalisée à l'aide d'analyses linéaires et non linéaires équivalentes pour reconnaître l'étendue des différences entre la pression interstitielle excessive et les résultats de déformation obtenus à partir des deux méthodes. Trois paramètres ont été pris en compte dans cette étude de recherche pour identifier les scénarios où les deux méthodes d'analyse donnent des résultats similaires. Ces paramètres sont :

- l'intensité des secousses sismiques.
- le contenu fréquentiel du séisme appliqué.
- la densité relative du matériau situé sur les remblais et les talus du barrage.

L'effet du premier paramètre a été étudié en sélectionnant deux niveaux de mouvement du sol, l'un avec 0,1 g qui peut être considéré comme un tremblement de terre de base opérationnelle et l'autre avec 0,6 g qui peut être considéré comme le tremblement de terre crédible maximum. Le deuxième paramètre intègre l'effet des conditions probables de quasi-résonance et son impact sur les résultats des deux analyses. Il est important de réaliser que chaque système a une fréquence naturelle définie pour un mode de vibration donné et si la fréquence de toute source naturelle ou artificielle de vibration est proche de la fréquence naturelle du système, une résonance se produira. Une telle résonance est associée à des vibrations amplifiées, qui peuvent causer de graves dommages aux structures et avoir un effet néfaste sur la société.

Dans cette étude, la fréquence prédominante des séismes sélectionnés ne correspondait pas exactement à la fréquence naturelle de la structure. Néanmoins, l'un des tremblements de terre a été sélectionné pour représenter une excitation sismique avec la fréquence prédominante plus proche de la fréquence naturelle par rapport à un autre pour mieux comprendre l'effet de la condition de quasi-résonance sur les résultats des analyses.

Le dernier paramètre inclut l'effet des différents types de remblais présents dans les couches où le développement d'une pression d'eau interstitielle excessive peut conduire à l'apparition d'une liquéfaction et exacerber les déformations post-séisme.

Les déformations verticales au niveau de la crête ont été estimées à l'aide d'analyses non linéaires et linéaires équivalentes après avoir appliqué:

- Deux niveaux d'excitations sismiques,
- Deux séismes avec des contenus de fréquence différents,
- En considérant la présence de remblai meuble et dense dans la couche.

D'après les résultats, on peut observer que l'analyse linéaire équivalente a tendance à calculer des valeurs de déformation verticale plus importantes par rapport à l'analyse non linéaire. Cela peut être attribué au type

de modèle de matériau utilisé dans l'analyse. Malgré la capacité de contrainte-déformation hyperbolique relation (**qui a été utilisée dans l'analyse linéaire équivalente**) en incorporant le comportement non linéaire du sol dans l'estimation, il est important de noter que la modélisation hyperbolique est intrinsèquement élastique. Par conséquent, la modélisation des déformations plastiques peut ne pas être pleinement prise en compte dans les calculs.

L'accélération maximale sur la crête du barrage était plus élevée pour le modèle linéaire équivalent, entraînant ainsi une accumulation de déformations plus importantes. Surtout pour 0,6 g, où le comportement non linéaire des géomatériaux était plus prononcé, les considérations de déformation plastique dans les modèles de matériaux non linéaires étaient significatives et les différences entre les résultats sont plus importantes. Les déformations verticales au niveau de la crête étaient presque similaires pour les deux méthodes d'analyse lorsque

- le corp du barrage était composée de remblai dense,
- le barrage était soumis à une faible excitation sismique 0,1 g,
- la fréquence prédominante du séisme était significativement différente de la première fréquence naturelle de la structure 2,1 Hz.

La déformation verticale et le rapport de pression interstitielle correspondant à ce scénario.

On peut observer que la déformation verticale estimée et la pression d'eau interstitielle excédentaire cumulée à la fin de l'agitation étaient presque similaires. En revanche, les écarts entre les résultats en fin de secousses étaient appréciables pour un barrage à couche de remblai meuble, soumis à de fortes secousses sismiques 0.6 g, et le contenu fréquentiel du séisme était proche de la fréquence propre de l'ouvrage.

Dans le cas d'une analyse linéaire équivalente, les contraintes de cisaillement induites par les séismes ont été observées comme étant plus importantes dans la couche, près de la face de la pente, par rapport à l'analyse non linéaire. Comme on peut l'observer sur la figure (4.18), la valeur de la contrainte de cisaillement près des pentes en amont dans la méthode non linéaire est comprise entre 0 et 20 kPa, tandis que cette valeur dans l'analyse linéaire équivalente est de 20 à 60 kPa et cette valeur augmente à 80 kPa sur le versant aval. Par la suite, une augmentation de la pression interstitielle excessive a été plus prononcée près de la surface de la pente pour l'analyse linéaire équivalente par rapport à l'analyse non linéaire. Cela a entraîné une instabilité induite par la liquéfaction de l'enveloppe du barrage.

CONCLUSION

Cette étude de recherche s'est concentrée sur la reconnaissance des différences dans le rapport de pression interstitielle et les déformations associées d'un barrage en terre, analysées à l'aide de l'analyse linéaire équivalente et de l'analyse non linéaire entièrement couplée. Les analyses ont été réalisées englobant trois critères liés aux propriétés du barrage et aux excitations sismiques :

- niveau de secousse sismique ,
- contenu fréquentiel du séisme appliqué ,
- densité relative des remblais de sable du barrage.

Les résultats suggèrent qu'il est plus pratique d'utiliser la méthode d'analyse linéaire équivalente relativement simple lorsque les barrages en remblais subissent des tremblements de terre à faible intensité d'excitation, sans risque de condition de quasi-résonance. Dans de tels scénarios, les résultats obtenus à partir de ces deux méthodes sont similaires. Dans les scénarios dans lesquels de fortes excitations avec des chances de liquéfaction sont attendues, l'analyse linéaire équivalente tend à fournir des estimations plus élevées de la déformation post-séisme. Pour éviter d'estimer des valeurs irréalistes de la déformation induite par le séisme, l'analyse non linéaire est la méthode d'analyse préférée, en particulier lorsque les coques du barrage sont constituées de sable meuble et que la probabilité de fortes vibrations et de liquéfaction est élevée en raison de l'excitation élevée de la base. Les résultats de cette étude de recherche fournissent une approche de sélection de méthodes d'analyse appropriées basées sur la modélisation numérique d'un barrage hypothétique soumis à un nombre limité d'excitations sismiques. D'autres études sont nécessaires lorsque des données réelles sur la déformation post-séisme et la pression interstitielle de vrais barrages en terre sont disponibles pour des études comparatives avec les résultats des analyses numériques.

Cette étude a exploré la capacité du logiciel PLAXIS 2D à modéliser le comportement statique et dynamique d'un barrage en remblai avec un noyau lors d'un tremblement de terre.

Les points suivants ont été relevés :

- PLAXIS 2D montre des limitations pour modéliser de façon satisfaisante les déformations du barrage pendant sa construction.
- Dans l'analyse statique après remplissage, les résultats obtenus sont cohérents, bien que des différences apparaissent, imputables aux modèles de comportement des matériaux, aux logiciels et aux méthodes de résolution utilisés.
- Les déformations observées dans l'analyse dynamique concordent avec réalité.
- Une différence notable est apparue entre l'accélération calculée au sommet du barrage qui semble être sur-amplifiée, probablement en raison du modèle élastique-plastique employé. L'amplification

élevée de l'intensité soutient également l'hypothèse d'une sur-amplification de l'accélération.

- Les résultats obtenus avec PLAXIS 2D apparaissent cependant trop amortis pour ce tremblement de terre, suggérant un besoin d'études supplémentaires.
- PLAXIS 2D semble capable de modéliser adéquatement le comportement statique et dynamique d'un barrage en remblai avec noyau, bien que des réserves subsistent pour les tremblements de terre intenses.
- Les résultats obtenus tendent à accorder un comportement sécuritaire de l'ouvrage durant un tremblement de terre.
- Ils tendent également à souligner que deux caractéristiques d'un tremblement de terre influent sur le comportement de l'ouvrage : son intensité et sa fréquence. Plus son intensité et sa fréquence sont élevées plus l'ouvrage subira de dommages.
- Il convient de rappeler que cette méthode n'a pas pour ambition de prédire le comportement réel et exact de l'ouvrage durant de telles sollicitations, mais de permettre d'avoir une vision du comportement global de l'ouvrage. Les résultats obtenus sont donc à prendre, comme tous résultats issus de modèles physiques et mathématiques, avec une certaine retenue.

BIBLIOGRAPHIE

1. Abdel-Ghaffar, A. M. et R. F. Scott (1981). «COMPARATIVE STUDY OF DYNAMIC RESPONSE OF EARTH DAM.» Journal of the Geotechnical Engineering Division 107(3): 271-286.
2. Banerjee, Nani G.; Seed, H. Bolton; Chan, Clarence K. (1979), «Cyclic behavior of dense coarsegrained materials in relation to the seismic stability of dams», UCB/EERC-79/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1979-06, 283 pages
3. Barneich, J., et al. (2008). Walnut Canyon dam seismic performance evaluation.
4. Bilotta, E., et al. (2010). «Effect of ground-motion asynchronism on the equivalent acceleration of earth dams.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30(7): 561-579.
5. Cascone, E. et S. Rampello (2003). «Decoupled seismic analysis of an earth dam.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23(5): 349-365.
6. Dakoulas, P. et G. Gazetas (1986). «Seismic shear strains and seismic coefficients in dams and embankments.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 5(2): 75-83.
7. Ding, L.-J. et Y.-H. Liu (2015). Dynamic Response Analysis for Rockfill Dam under the Condition of Different Valley. 7th International Conference on Measuring Technology and Mechatronics Automation, ICMTMA 2015, June 13, 2015 - June 14, 2015, Nanchang, Jiangxi, China, Institute of Electrical and Electronics Engineers Inc.
8. Dobry, R. (2014). «Simplified methods in Soil Dynamics.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 61-62: 246-268.
9. Dobry, R., I. M. Idriss et E. Ng (1978). «Duration characteristics of horizontal components of strong-motion earthquake records.» Bulletin of the Seismological Society of America 68(5): 1487-1520.
10. Earthquake, U. C. o. (2000). Observed Performance of Dams During Earthquake. U. S. C. o. L. Dams. United States of America. Volume II.
11. Elia, G., et al. (2012). «Numerical prediction of the dynamic behavior of two earth dams in Italy using a fully coupled nonlinear approach.» International Journal of Geomechanics 11(6): 504-518.
12. Engineering and Soil Dynamics, May 18, 2008 - May 22, 2008, Sacramento, CA, United States, American Society of Civil Engineers.
13. Gazetas, G. (1987). «Seismic response of earth dams: some recent developments.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 6(1): 2-47.
14. Gazetas, G. et N. Uddin (1994). «Permanent deformation on preexisting sliding surfaces in dams.» Journal of geotechnical engineering 120(11): 2041-2061.
15. Gazetas, G. et P. Dakoulas (1992). «Seismic analysis and design of rockfill dams: State-of-the-art.» Soil

Dynamics and Earthquake Engineering 11(1): 27-61.

16. Gelagoti, F., et al. (2012). «Nonlinear dimensional analysis of trapezoidal valleys subjected to vertically propagating SV waves.» Bulletin of the Seismological Society of America 102(3): 999-1017.

17. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress 2008 - Geotechnical Earthquake

18. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress 2008 – Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, May 18, 2008 - May 22, 2008, Sacramento, CA,

19. Ghahreman Nejad, B., et al. (2010). Seismic deformation analysis of a rockfill dam with a bituminous concrete core. 9th World Congress on Computational Mechanics and 4th Asian

20. Griffiths, D. V. et J. H. Prevost (1988). «Two- and three-dimensional dynamic finite element analyses of the Long Valley Dam.» Geotechnique 38(3): 367-388.

21. Hydro-Québec (2003). Guide pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages, HydroQuébec.

22. Idriss, S. e. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, Earthquake engineering research center.

23. Itasca-Consulting-Group (2016). FLAC8.0 User's Guide.

24. Jafari, M., et al. (2015). «Dynamic approaches for system identification applied to deformation study of the dams.» Acta Geodaetica et Geophysica 50(2): 187-206.

25. Khoei, A. R., et al. (2004). «Implementation of plasticity based models in dynamic analysis of earth and rockfill dams: A comparison of Pastor-Zienkiewicz and cap models.» Computers and Geotechnics 31(5): 385-410.

26. Kramer, S. L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering.

27. Lacroix, M. (2016). Analyse des déplacements permanents des barrages en remblai et en enrochement par des méthodes pseudo-dynamiques pour l'est du Canada. 31953 CaQQLA Mémoire (M.Sc.), Université Laval.

28. Lacy, S. J. et J. H. Prevost (1987). «Nonlinear seismic response analysis of earth dams.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 6(1): 48-63.

29. LeBoeuf, D. (2011). Dynamique et Géotechnique.

30. Leger, P. et F. Javanmardi (2007). «Seismic stability of concrete gravity dams strengthened by rockfill buttressing.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering (1984) 27(3): 274-290.

31. Martin Hudson, I. M. I., Mohseun Beikae (1994). User's Manual for QUAD4M a computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a

compliant base.123

32. Nejad, B. G., et al. (2010). «Seismic Deformation Analysis of a Rockfill Dam with a Bituminous Concrete Core.» IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 10: 012106 (012110 pp.).
33. Özkan, M. Y., et al. (2006). «An evaluation of Güldürcek dam response during 6 June 2000 Orta earthquake.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26(5): 405-419.
34. Pacific Congress on Computational Mechanics, WCCM/APCOM 2010, July 19, 2010 - July 23, 2010, Sydney, NSW, Australia, Institute of Physics Publishing.
35. Perlea, V., et al. (2008). Deformation analysis for seismic retrofit of an embankment dam.
36. Prevost, J. H., et al. (1985). «NONLINEAR DYNAMIC ANALYSES OF AN EARTH DAM.» Journal of geotechnical engineering 111(7): 882-797.
37. PROSHAKE User's Manual PROSHAKE User's Manual.
38. Puentes, J., et al. (2006). Numerical models for seismic response of «el Buey» Dam. GeoCongress 2006, February 26, 2006 - March 1, 2006, Atlanta, GA, United states, American Society of Civil Engineers.
39. Puentes, J., et al. Numerical Models for Seismic Response of "El Buey" Dam. GeoCongress 2006.
40. Rahhal, M. E. (1997). «Étude du comportement des sols granulaires moyennement denses sous sollicitations monotones et cycliques» Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke.
41. Rahhal, M. E. and G. Lefebvre (2006). Characterizing shear moduli reduction in soils cyclic behavior. GeoCongress 2006, February 26, 2006 - March 1, 2006, Atlanta, GA, United states, American Society of Civil Engineers.
42. Rampello, S., et al. (2009). «Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 29(5): 782-798.
43. Rampello, S., et al. (2009). «Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 29(5): 782-798.
44. Seed, H. B. (1984). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, United States.
45. Seed, H. B., R. T. Wong, I. M. Idriss et K. Tokimatsu (1986). «Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils.» Journal of Geotechnical Engineering 112(11): 1016-1032.
46. Sharp, M. K. et K. Adalier (2006). «Seismic response of earth dam with varying depth of liquefiable foundation layer.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26(11): 1028-1037.
47. Sica, S., et al. (2008). «Influence of past loading history on the seismic response of earth dams.»

Computers and Geotechnics 35(1): 61-85.

48. Terzi, N. U. et M. E. Selcuk (2015). «Nonlinear dynamic behavior of Pamukcay Earthfill Dam.» Geomechanics and Engineering 9(1): 83-100.

49. Uddin, N. (1999). «Dynamic analysis procedure for concrete-faced rockfill dams subjected to strong seismic excitation.» Computers and Structures 72(1): 409-421.

50. Uddin, N. et G. Gazetas (1995). «Dynamic response of concrete-faced rockfill dams to strong seismic excitation.» Journal of geotechnical engineering 121(2): 185-197.

51. United states, American Society of Civil Engineers (ASCE).

52. Verret Daniel, (2017). Communication personnelle sur l'étude du comportement dynamique sur barrage SM-3, Université Laval, Québec

53. Verret, D., D. LeBoeuf et E. Peloquin (2015). «Site effects on Denis-Perron rockfill dam (SM-3), Quebec

54. Yiagos, A. N. et J. H. Prevost (1991). «Two-phase elasto-plastic seismic response of earth dams: applications.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 10(7): 371-381.

55. Yiagos, A. N. et J. H. Prevost (1991). «Two-phase elasto-plastic seismic response of earth dams: theory.» Soil Dynamics and Earthquake Engineering 10(7): 357-370.

56. Seismological Society of America, 95(6): 2396–2411. doi:10.1785/0120050078.

57. Javadi, A.A., Rezania, M., Mousavi, and Nezhad, M. 2006. Evaluation of liquefaction induced lateral displacements using genetic programming. Computers and Geotechnics, 33: 222–233.

58. Kagawa, T., Abe, A., Ogawa, N., and Minowa, C. 1997. Shaking-table tests on a real-size pile foundation in liquefying sand. In Proceedings of SMIRT 14th Conference.

59. Khoshnevisan, S., Juang, H., Zhou, Y., and Gong, W. 2015. Probabilistic assessment of liquefaction-induced lateral spreads using CPT — Focusing on the 2010 – 2011 Canterbury earthquake sequence. Engineering Geology, 192: 113–128. Elsevier B.V. doi:10.1016/j.enggeo.2015.04.001.

60. Kuhlemeyer, R.L., and Lysmer, J. 1973. Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 99(5): 421–427. ASCE.

61. Kulhawy, F.H., and Mayne, P.H. 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design, Report EL-6800 Electric Power Research Institute, EPRI.

62. Liu, F. 2008. Data discovery on liquefaction-induced lateral ground deformations. University of southern California.

63. Marcuson, W.F. 1978. Definition of terms related to liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering

Division, 104(9): 1197–1200.

64. Mayne, P. 2006. In situ test calibrations for evaluating soil parameters. In *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II*.

65. Mejia, L.H., and Dawson, E.M. 2006. Earthquake deconvolution for FLAC. In *4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics*. pp. 4–10.

66. Montoya-Noguera, S., and Lopez-Caballero, F. 2016. Effect of coupling excess pore pressure and deformation on nonlinear seismic soil response. *Acta Geotechnica*,

67. Newmark, N.M. 1965. Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Géotechnique*, 15(2): 139–160. doi:10.1680/geot.1965.15.2.139.

68. Petersen, M.D., Mueller, C.S., Moschetti, M.P., Hoover, S.M., Shumway, A.M., McNamara, D.E., Williams, R.A., Llenos, A.L., Ellsworth, W.L., Michael, A.J., and others. 2017. 2017 one-year seismic-hazard forecast for the Central and Eastern United States from induced and natural earthquakes. *Seismological Research Letters*, 88(3): 772–783. Seismological Society of America.

69. Puppala, A. J., Congress, S. S., Bheemasetti, T. V., & Caballero, S. R. 2018a. Visualization of civil infrastructure emphasizing geomaterial characterization and performance. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30(10), 04018236.

70. Puppala, A. J., Congress, S. S., Bheemasetti, T. V., & Caballero, S. 2018b. Geotechnical data visualization and modeling of civil infrastructure projects. In *GeoShanghai International Conference (pp. 1-12)*. Springer, Singapore.

71. Rauch, A.F. 1997. EPOLLS: An empirical method for predicting surface displacement due to 109 liquefaction-induced lateral spreading in earthquakes.

72. Robertson, P.K. 1990. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*,

73. Robertson, P.K. 2009. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*,

74. Robertson, P.K., and Cabal, K.L. 2015. Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering. In 6th Editio. Gregg Drilling and Testing Inc.

75. Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., and Greig, J. 1986. Use of Piezometer Cone Data. In *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Specialty Publication, SM 92*. pp. 1263–1280.

76. Robinson, K., Cubrinovski, M., and Bradley, B.A. 2013. Sensitivity of predicted liquefaction-induced lateral displacements from the 2010 Darfield and 2011 Christchurch earthquakes. In *NZSEE Conference*.

77. Towhata, I. 2005. Development of geotechnical earthquake engineering in Japan. In *Proceedings 16th*

International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. pp. 251–291.

78. Towhata, I., Tokida, K., Tamari, Y., Matsumoto, H., and Yamada, K. 1991. Prediction of Permanent Lateral Displacement of Liquefied Ground by Means of Variational Principle. In Proceedings, 3rd Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction.

79. Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H., and Uchida, Y. 1992. The mechanism and simplified procedure for analysis of permanent ground displacement due to liquefaction. *Soil Foundat.*,

80. Youd, T., Hansen, C., and Bartlett, S. 2002. Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. *J Geotech Geoenviron Eng.*

81. Youd, T., and Perkins, D. 1987. Mapping of liquefaction severity index. *J Geotech Eng*, 113(11).

82. Youd, T.L. 1993. Liquefaction-Induced Lateral Spread Displacement. U.S. Navy, NCEL Technical Note,.

83. Youd, T.L. 1995. Liquefaction-induced lateral ground displacement. University of Missouri--Rolla, California.

84. Zhang, G., Robertson, P.K., Asce, M., and Brachman, R.W.I. 2004. Estimating Liquefaction-Induced Lateral Displacements Using the Standard Penetration Test or Cone Penetration Test. 130(August): 861–871.

85. Anderson, D. G., Martin, G. R., Lam, I., and Wang, J. N. 2008. “Retaining walls.” Seismic analysis and design of retaining walls, buried structures, slopes, and embankments. Washington, DC: National Academies Press. 68–95.

86. Båth, M. 1965. “Lateral inhomogeneities of the upper mantle.” *Tectonophysics*, 2 (6), 483–514. [https://doi.org/10.1016/0040-1951\(65\)90003-X](https://doi.org/10.1016/0040-1951(65)90003-X).

87. Bozorgnia, Y., Abrahamson, N. A., Atik, L. A., Ancheta, T. D., Atkinson, G. M., Baker, J. W., Baltay, A., Boore, D. M., Campbell, K. W., Chiou, B. S.-J., Darragh, R., Day, S., Donahue, J., Graves, R. W., Gregor, N., Hanks, T., Idriss, I. M., Kamai, R., Kishida, T., ... Youngs, R. 2014. “NGA-West2 research project.” *Earthq. Spectra*, 30 (3), 973–987. <https://doi.org/10.1193/072113EQS209M>

88. Chandler, R. J., and Skempton, A. W. 1974. “The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clays.” *Géotechnique*, 24 (4), 457–466. <https://doi.org/10.1680/geot.1974.24.4.457>.

89. Civil Maintenance Division, Electricity Generating Authority of Thailand. 2003. SRK Dam spillway manual.

90. Das, B. M. and Sivakugan, N. 2019. “Geotechnical properties of soil.” Principles of foundation engineering, 9th Ed., Boston, MA: Cengage. 8–67.

91. Department of Mineral Resources. 2016. Active fault zones in Thailand. Accessed March 29, 2021. http://www.dmr.go.th/main.php?filename=fault_en.
92. Duncan, J. M., Wright, S. G., and Wong, K. S. 1990. "Slope stability during rapid drawdown." In Vol. 2 of Proc., H. Bolton Seed Memorial Symp., 253–272.
93. Duncan, J. M., Wright, S. G., and Brandon, T. L. 2014. Soil strength and slope stability, 2nd Ed., Hoboken, NJ: Wiley.
94. Earthquake Observation Division, Thai Meteorological Department. n.d. Accessed March 24, 2021. <https://earthquake.tmd.go.th/>.
95. Geotechdata. (n.d.). Geotechnical parameters. Accessed March 24, 2021. <http://www.geotechdata.info/parameter>.
96. Geotechnical Engineering Research and Development Center, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kasetsart University. 2012. Stability analysis of SRK Dam under seismic loading report.
97. Holtz, R. D., Kovacs, W. D., and Sheahan, T. C. 2013. An introduction to geotechnical engineering, 2nd Ed., Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.
98. Kramer, S. L. 1996. "Seismic hazard analysis." Geotechnical earthquake engineering. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.
99. Lowe, J. and Karafiath, L. 1960. "Stability of earth dams upon drawdown." In Vol. 2 of Proc. 1st Pan Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 537–552.
100. Marcuson, W. F., III. 1981. "Moderator's report for session on 'Earth dams and stability of slopes under dynamic loads.'" In Vol. 3 of Proc. Int. Conf. on Recent Adv. in Geotech. Earthq. Eng. Soil Dyn. 1175.
101. Mesri, G. and Abdel-Ghaffar, M. E. M. 1993. "Cohesion intercept in effective stress-stability analysis." J. Geotech. Eng. 119 (8). 1229–1249.
102. PEER Center. (n.d.). Global Ground Motion Prediction Equations Program. Accessed March 11, 2021. <https://apps.peer.berkeley.edu/globalgmpe/home/>.
103. Power, M., Chiou, B., Abrahamson, N., Bozorgnia, Y., Shantz, T., and Roblee, C. 2019. "An overview of the NGA Project." Earthq. Spectra, 24 (1), 3–21. <https://doi.org/10.1193/1.2894833>.
104. Royal Irrigation Department of Thailand. 1975. Sirikit Dam report. Denver, CO: Engineering Consultants.
105. Seismological Bureau, Meteorological Department. 2017. Characteristics of seismicity patterns in the Thailand-Laos-Myanmar border region. Bangkok, Thailand. Accessed March 24, 2021. <https://>

earthquake.tmd.go.th/documents/file/seismo-doc-1492664958.pdf.

106. Shcherbakov, R. and Turcotte, D. L. 2004. "A modified form of Bath's Law." *B. Seismol. Soc. Am.*, 94, 1968–1975. <https://doi.org/10.1785/012003162>.

107. Shcherbakov, R., Turcotte, D., and Rundle, J. 2005. "Aftershock statistics." *Pure Appl. Geophys.*, 162, 1051–1076. <https://doi.org/10.1007/s00024-004-2661-8>.

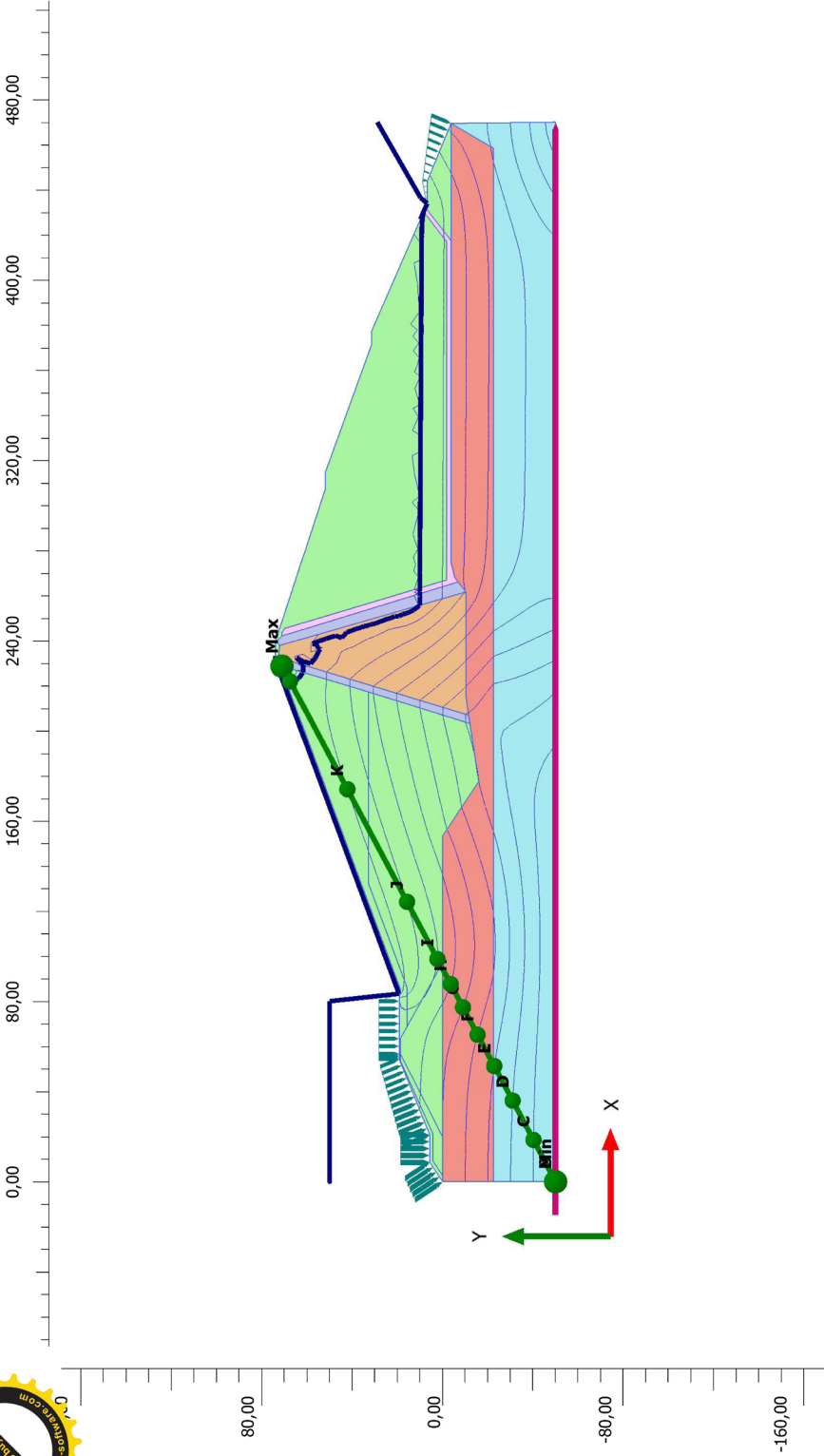
108. Skempton, A. W. (1970). "First time slides in overconsolidated clays." *Géotechnique*, 20 (3), 320–324.




ersion 2010.1.0.6380



- A: -1100,00
- B: -1000,00
- C: -900,00
- D: -800,00
- E: -700,00
- F: -600,00
- G: -500,00
- H: -400,00
- I: -300,00
- J: -200,00
- K: -100,00
- L: 0,00

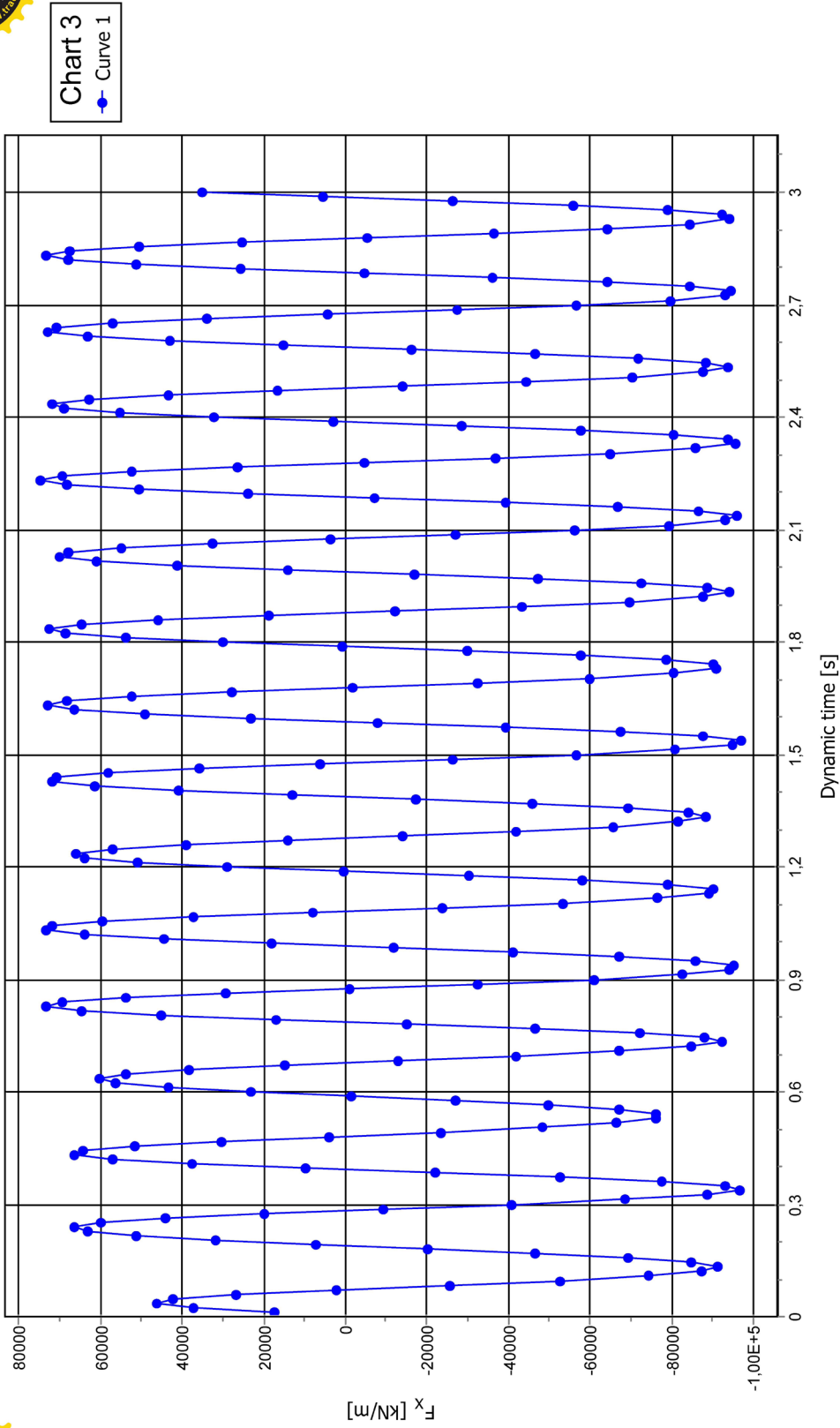


Steady state pore pressures p_{steady} with suction (Pressure = negative)
 Maximum value = $1,000 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$ (Element 258 at Node 1921)
 Minimum value = -1000 kN/m^2 (Element 1 at Node 126)

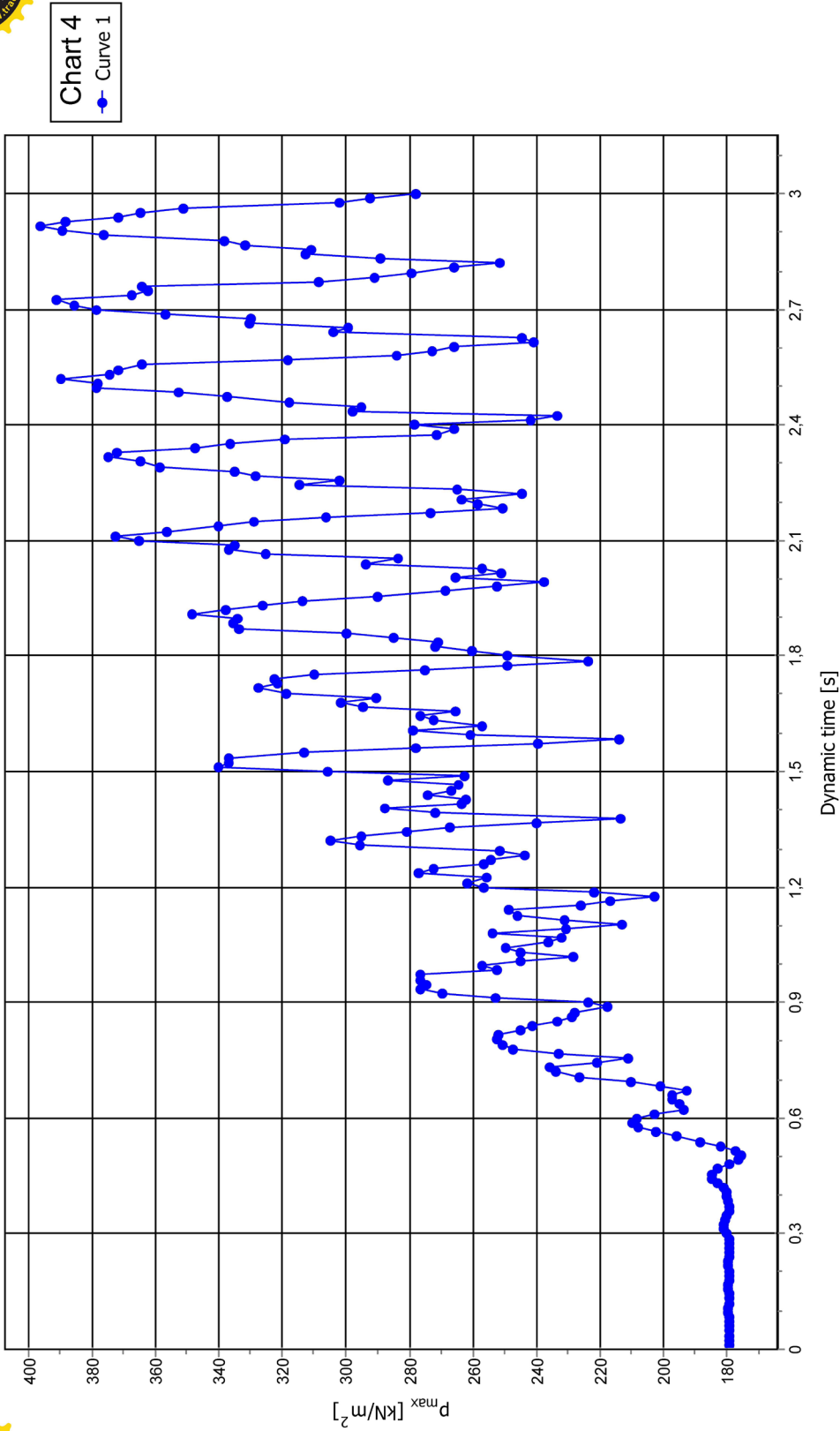
		Project description	
		tak	
Date		21/12/2016	
Project filename		Step	User name
tak c.P2D 1		172	UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU



ersion 2010.1.0.6380



PLAXIS		Project description tak		Date	20/12/2016
		Project filename tak c		User name	UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU
		Step	1		



ersion 2010.1.0.6380



Project description		Date
tak		20/12/2016
Project filename		User name
tak c		UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Step		1





ersion 2010.1.0.6380

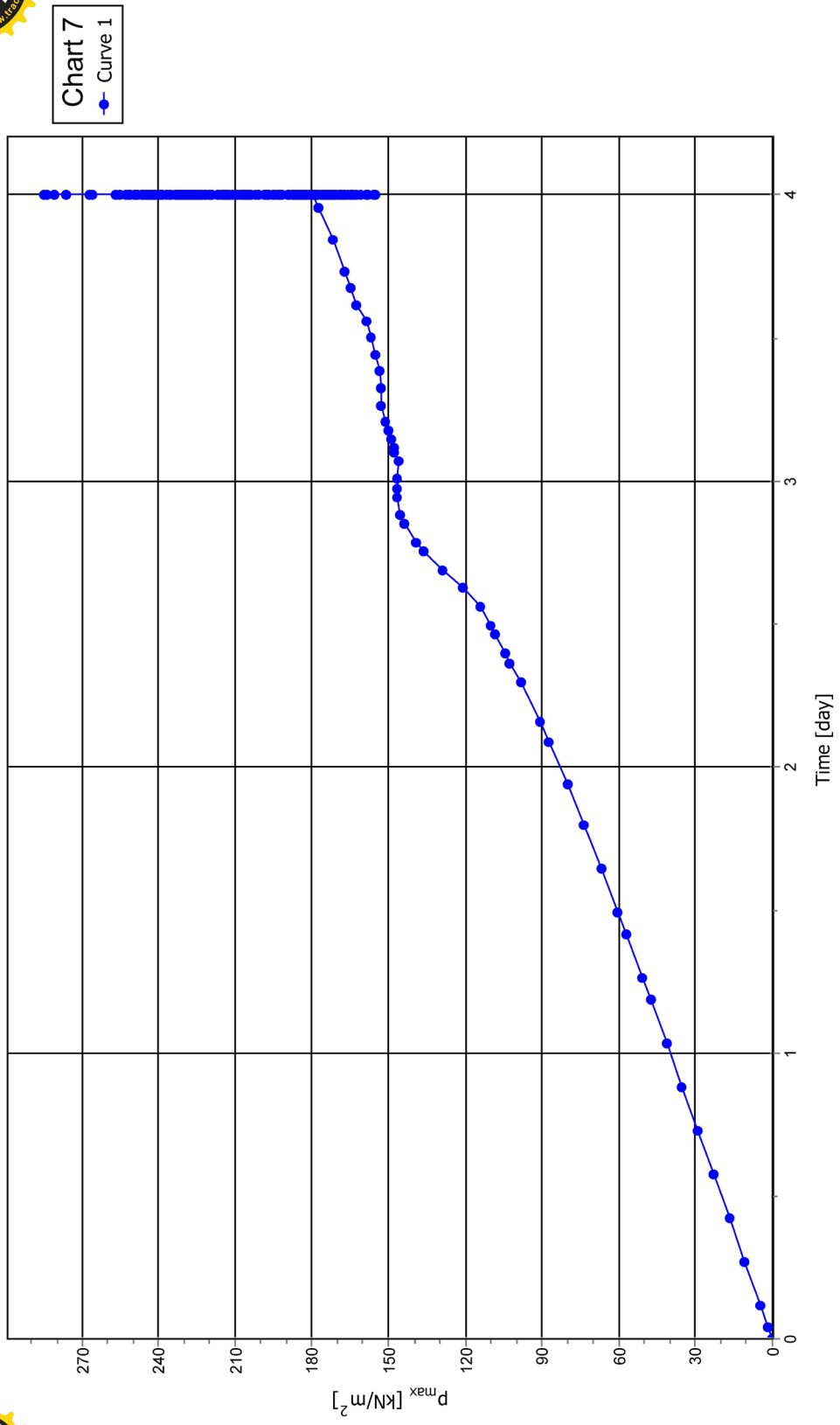



Chart 7
Curve 1

		Project description		Date
		tak		20/12/2016
Project filename		Step	User name	
tak c		1	UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	



ersion 2010.1.0.6380

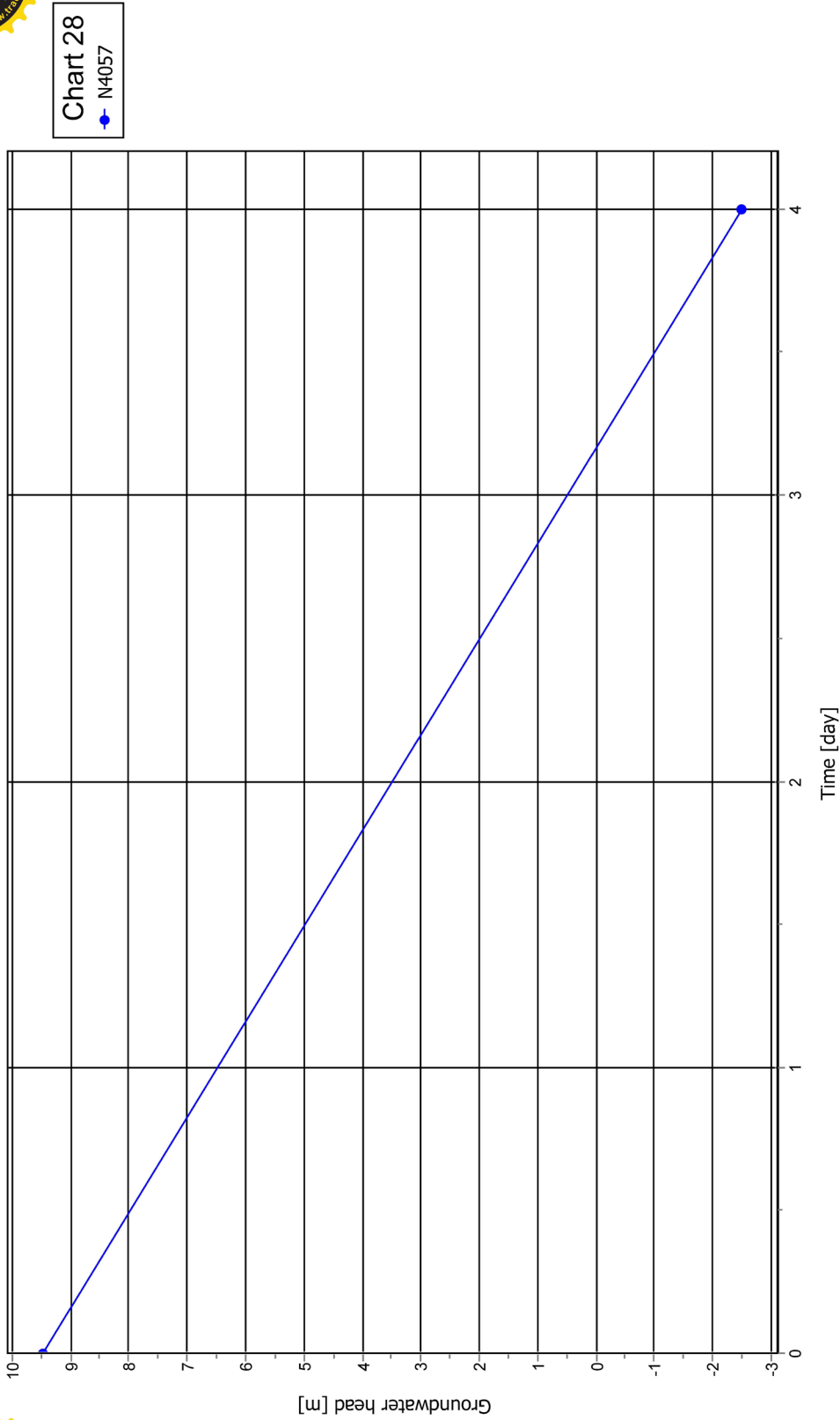



Chart 28
N4057

		Project description tak		Date 20/12/2016	
Project filename tak c		Step 1	User name UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		

 **AXIS** *essential for geotechnical profess* 

Project description : tak c **Output Version 2010.1.0**

Project name : UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

Project filename : tak c Date : 20/12/2016

Output : Chart 29 (N892) Page : 1

Point	Step	Time [day]	u_y [10^{-3} m]
0	1	0,000	0,000
1	72	4,000	-99,074
2	172	0,000	-65,618



Version 2010.1.0.6380

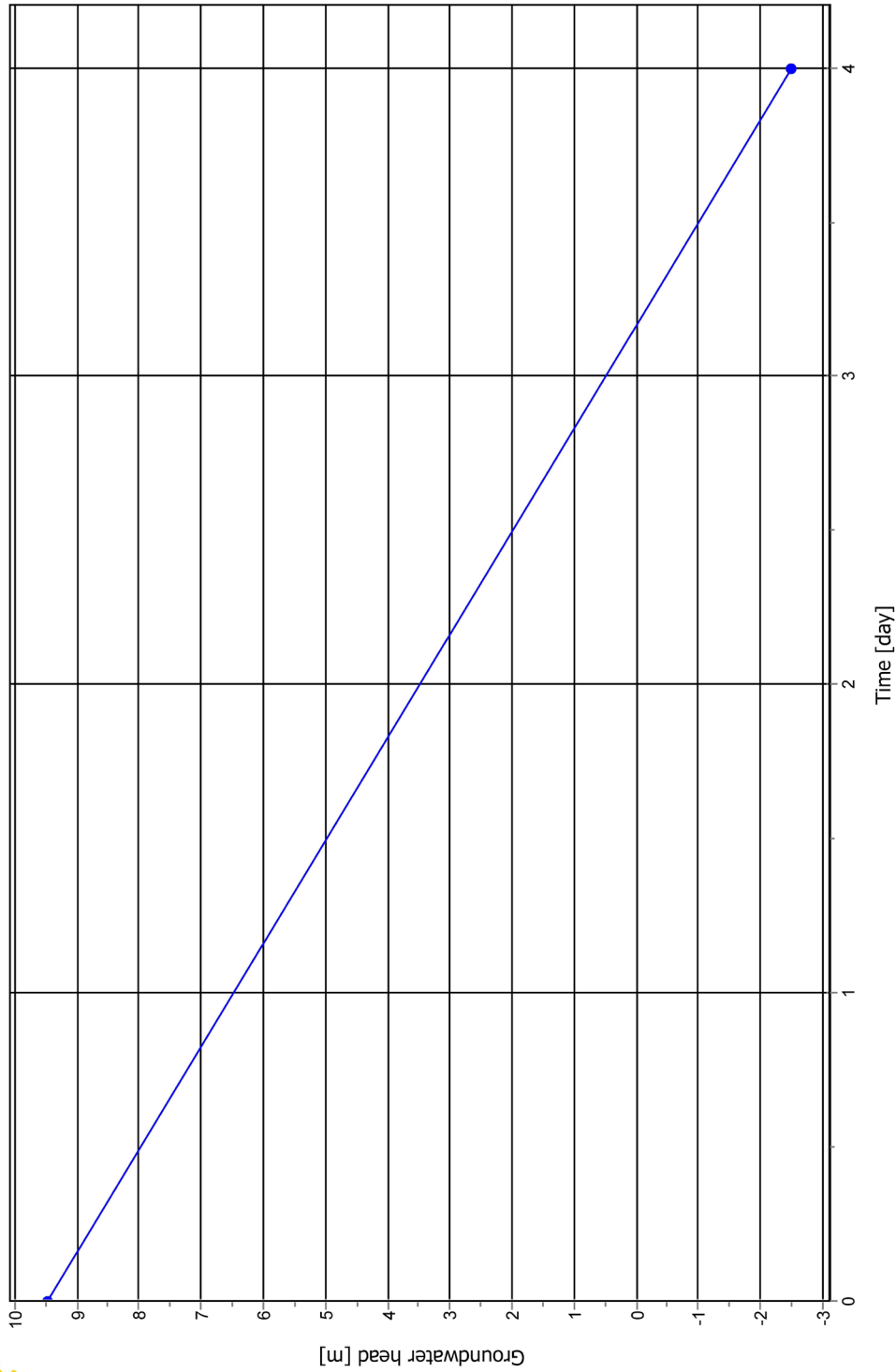


Chart 9
N4057

PLAXIS		Project description tak		Date 20/12/2016
		Project filename tak c		User name UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
		Step 172		



Version 2010.1.0.6380



PLAXIS	Project description		Date
	tak		20/12/2016
	Project filename	Step	User name
	tak c	172	UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU



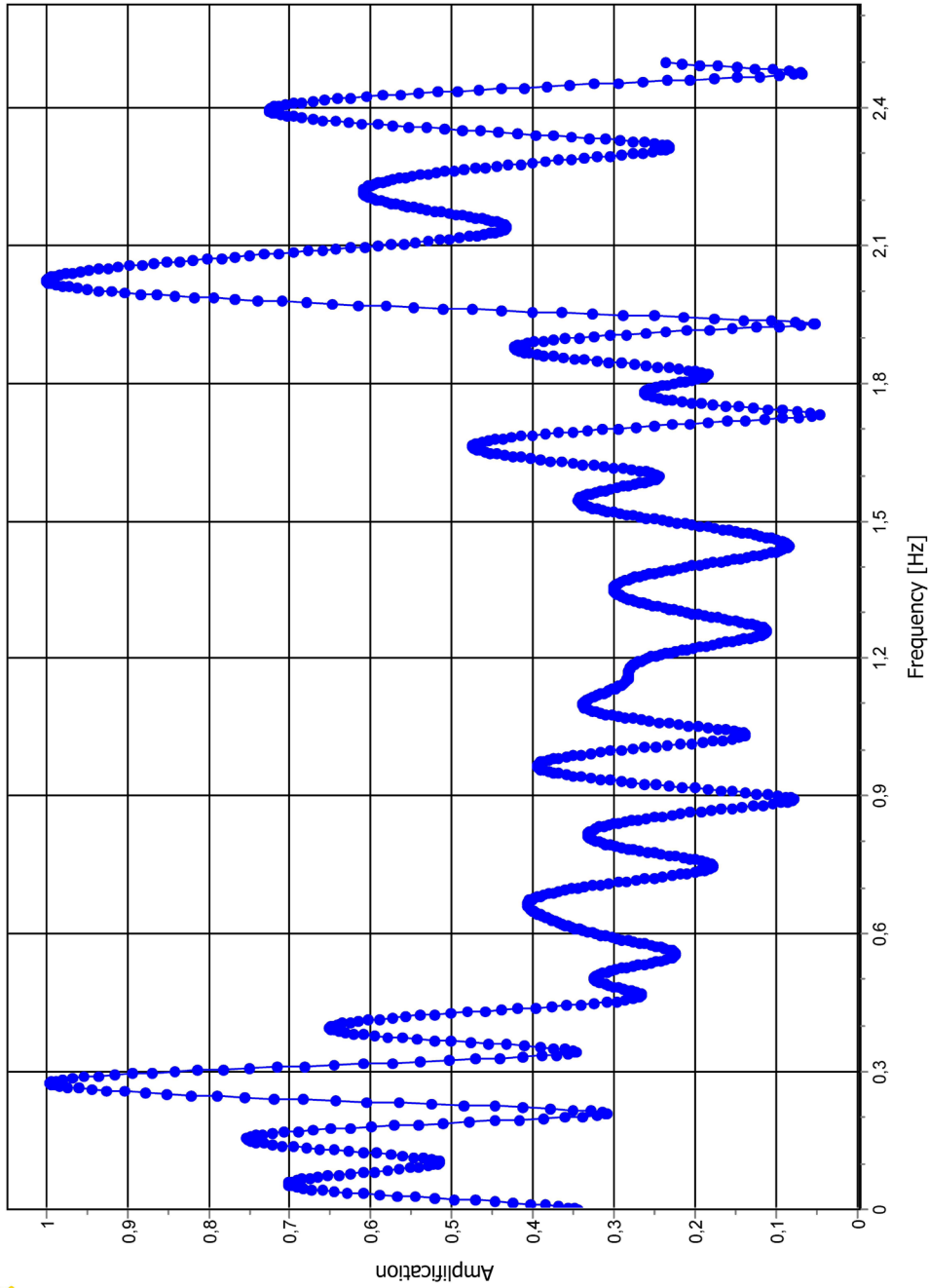
Version 2010.1.0.6380



PLAXIS		Project description tak		Date	20/12/2016
		Project filename tak c		Step	172
				User name	UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU



Chart 13
 —●— N1208(A)/N1648(B)



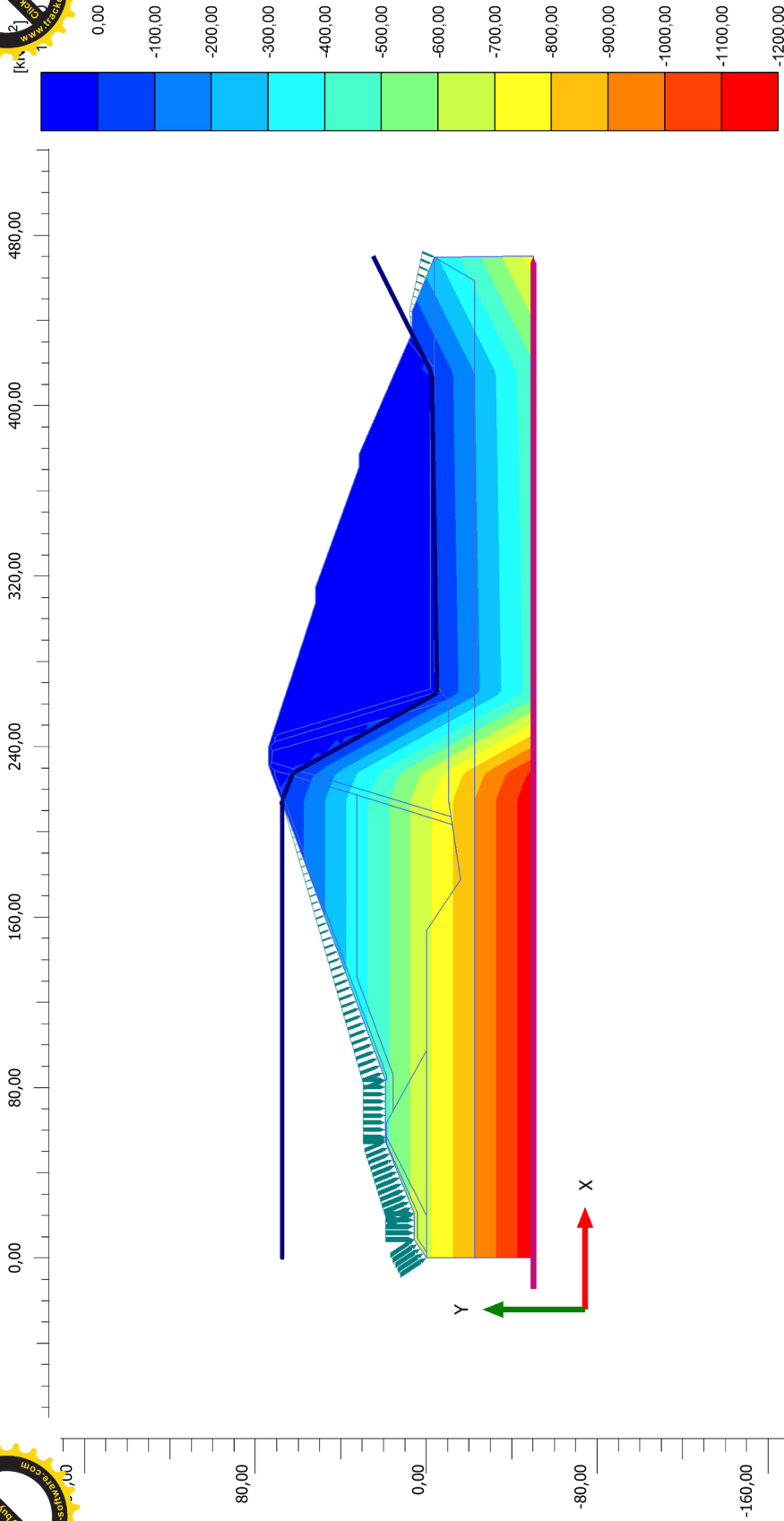
ersion 2010.1.0.6380




<div style="border: 2px solid blue; padding: 5px; font-size: 2em; font-weight: bold; text-align: center;">PLAXIS</div>		Project description	
		tak	
Date		20/12/2016	
Project filename		Step	User name
tak c		1	UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

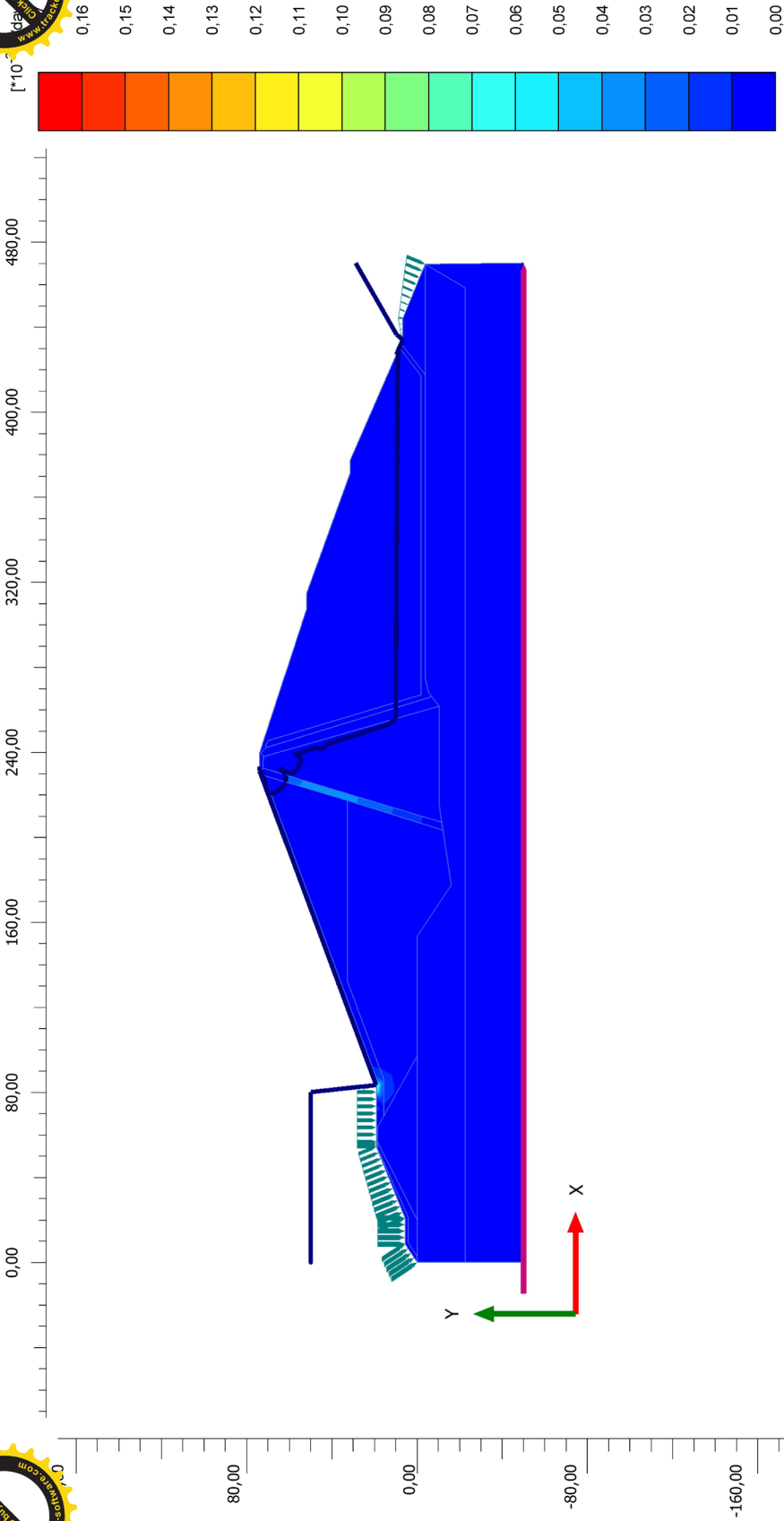


ersion 2010.1.0.6380



Steady state pore pressures p_{steady} with suction (Pressure = negative)
 Maximum value = $1,000 \cdot 10^{-3}$ kN/m² (Element 156 at Node 3247)
 Minimum value = -1175 kN/m² (Element 9 at Node 1157)

		Project description		Date
		tak		21/12/2016
Project filename		Step	User name	
tak c.P2D 1.P2D 2		101	UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	



Groundwater flow |q|
 Maximum value = $0,1672 \cdot 10^{-3}$ m/day (Element 289 at Node 599)
 Minimum value = 0,000 m/day (Element 1 at Node 126)

ersion 2010.1.0.6380

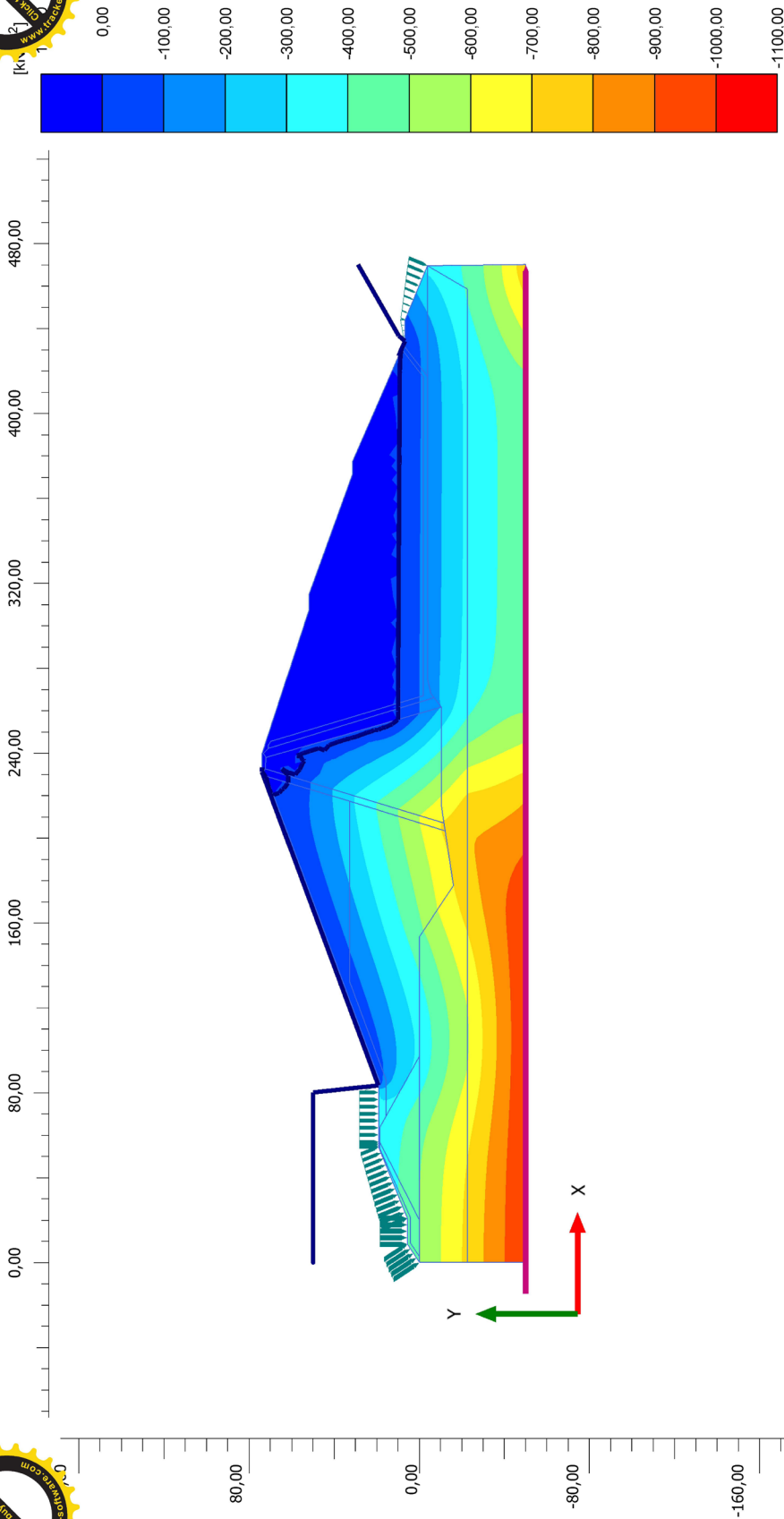
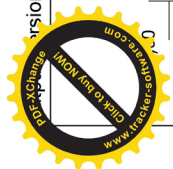


Date		21/12/2016	
Project description		tak	
Project filename		Step	User name
tak c.P2D 1		172	UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU






ersion 2010.1.0.6380



Steady state pore pressures p_{steady} with suction (Pressure = negative)

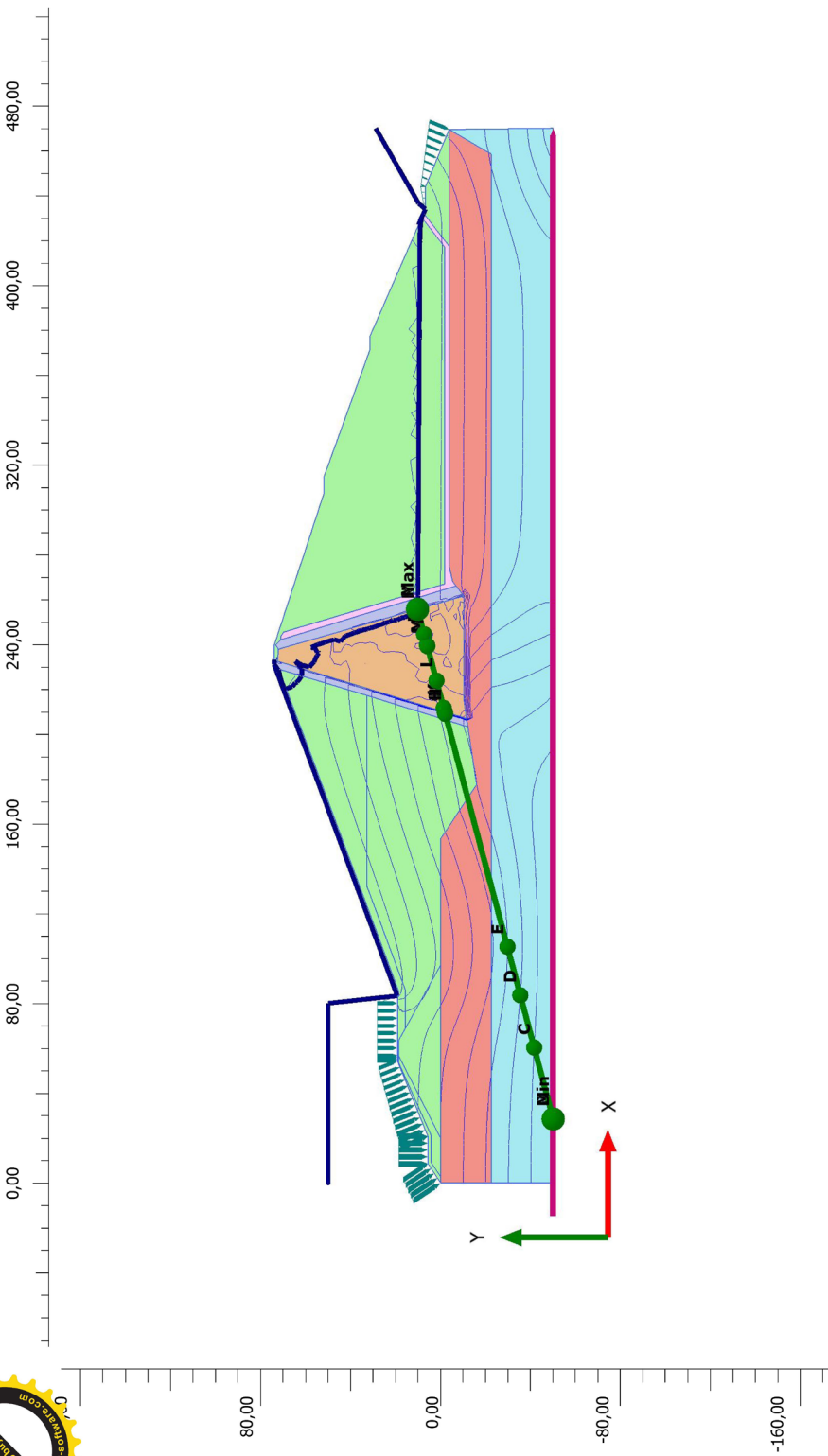
Maximum value = $1,000 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$ (Element 258 at Node 1921)

Minimum value = -1000 kN/m^2 (Element 1 at Node 126)

		Project description		Date
		tak		21/12/2016
Project filename		Step	User name	
tak c.P2D 1		172	UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	



- A: -1100,00
- B: -1000,00
- C: -900,00
- D: -800,00
- E: -700,00
- F: -600,00
- G: -500,00
- H: -400,00
- I: -300,00
- J: -200,00
- K: -100,00
- L: 0,00
- M: 100,00
- N: 200,00



Active pore pressures p_{active} with suction (Pressure = negative)
 Maximum value = 205,9 kN/m² (Element 490 at Node 2663)
 Minimum value = -1000 kN/m² (Element 2 at Node 307)

ersion 2010.1.0.6380

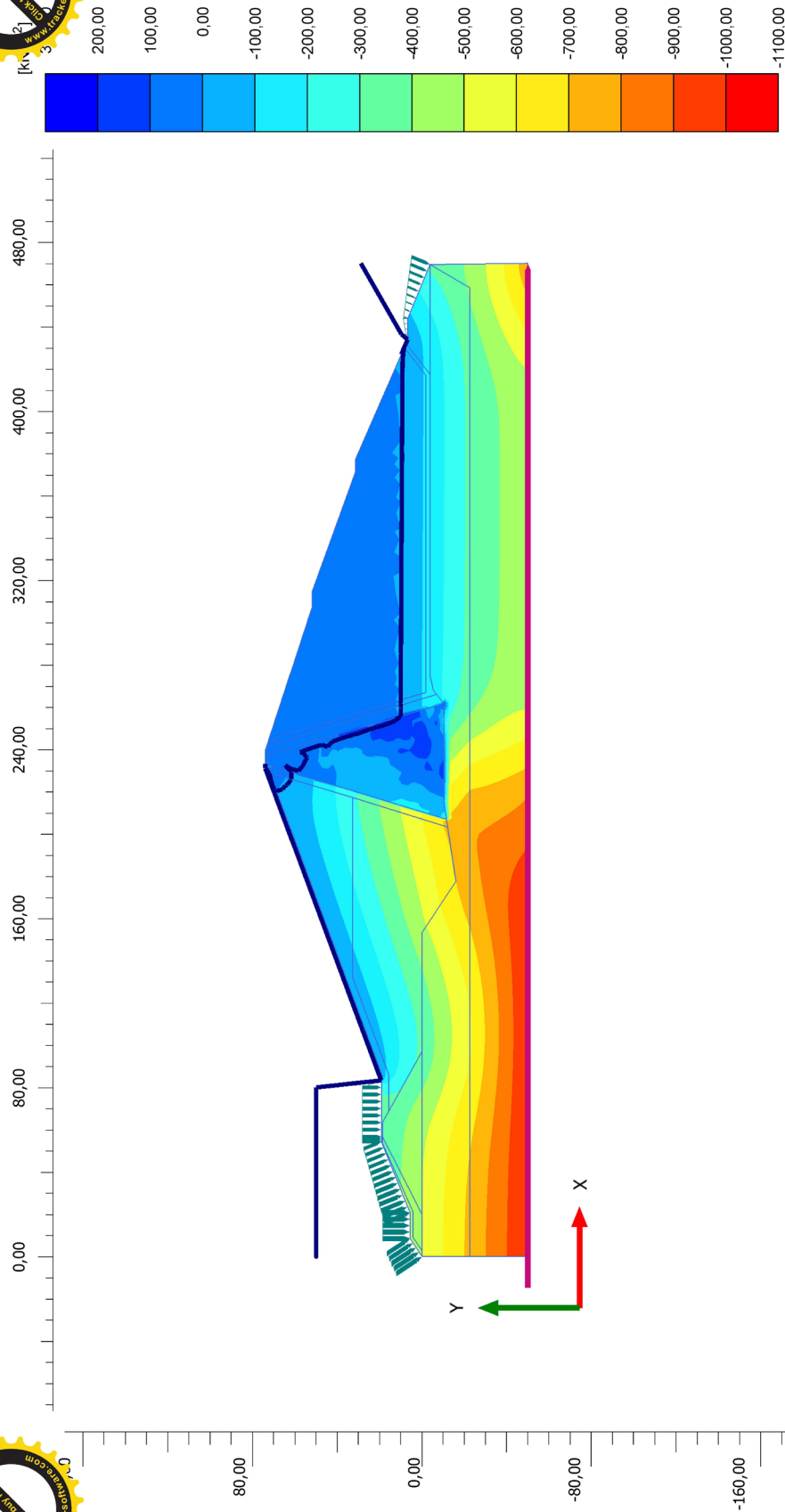
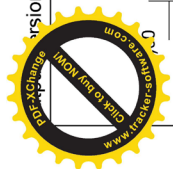


Project description		Date	
tak		21/12/2016	
Project filename		Step	User name
tak c.P2D 1		172	UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU





ersion 2010.1.0.6380



Active pore pressures p_{active} with suction (Pressure = negative)

Maximum value = 205,9 kN/m² (Element 490 at Node 2663)

Minimum value = -1000 kN/m² (Element 2 at Node 307)

Project description

tak

Date

21/12/2016

Project filename

tak c.P2D 1

Step

172

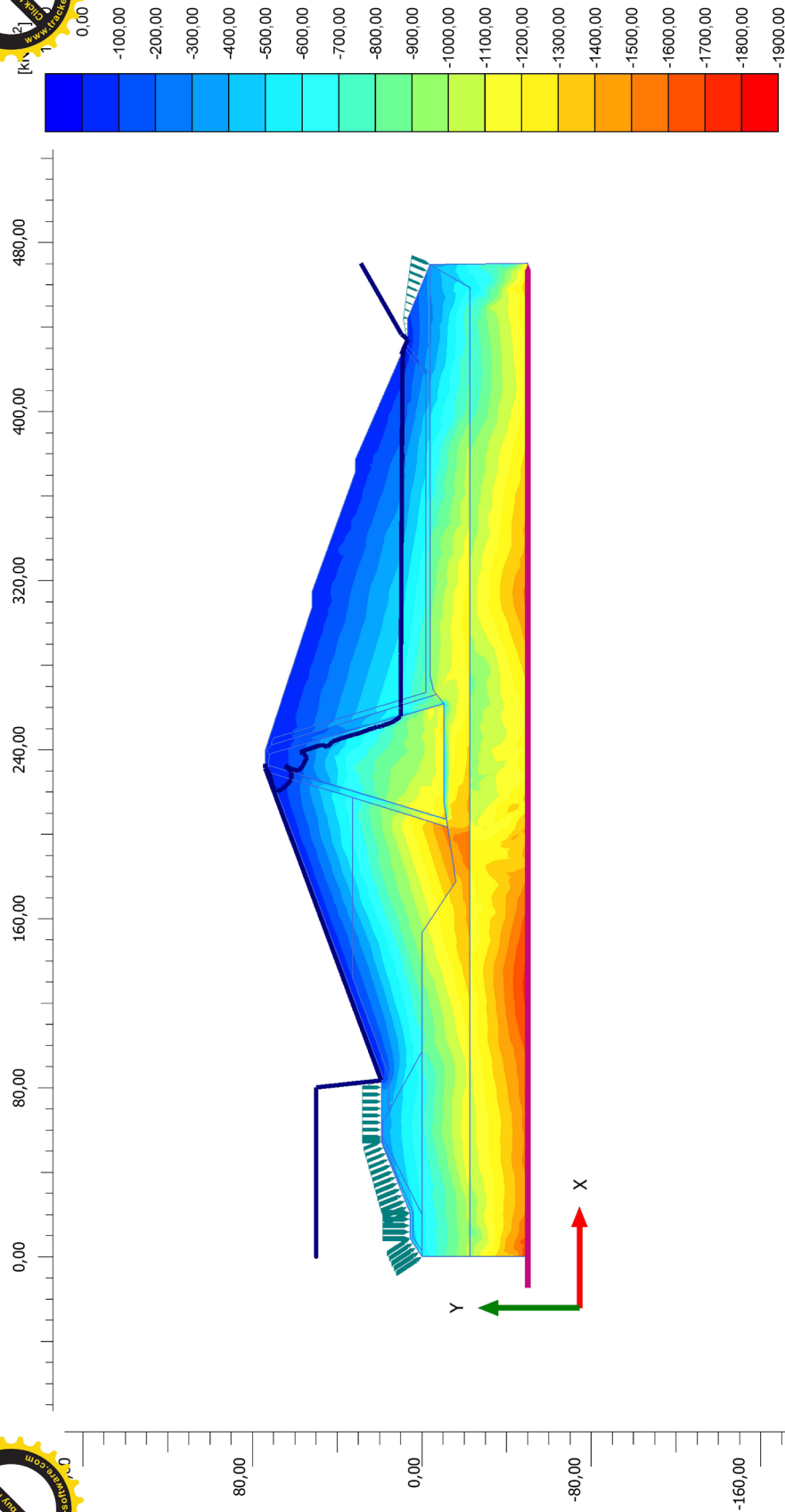
User name

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU






ersion 2010.1.0.6380

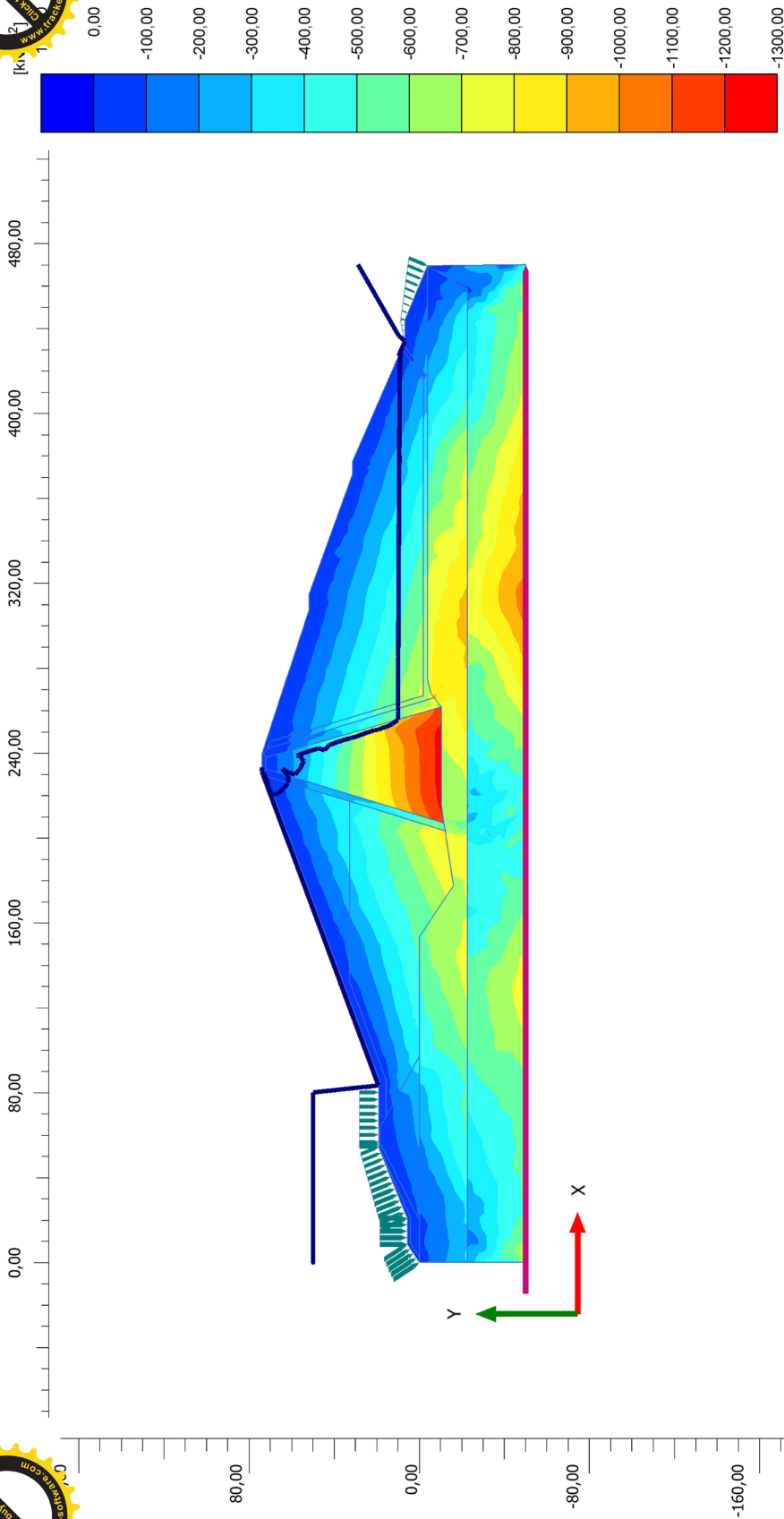


Cartesian total stress σ_{zz}
 Maximum value = 19,71 kN/m² (Element 482 at Node 2161)
 Minimum value = -1851 kN/m² (Element 1 at Node 126)

		Project description tak		Date	21/12/2016
		Project filename tak c.P2D 1		Step	172
		User name UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU			

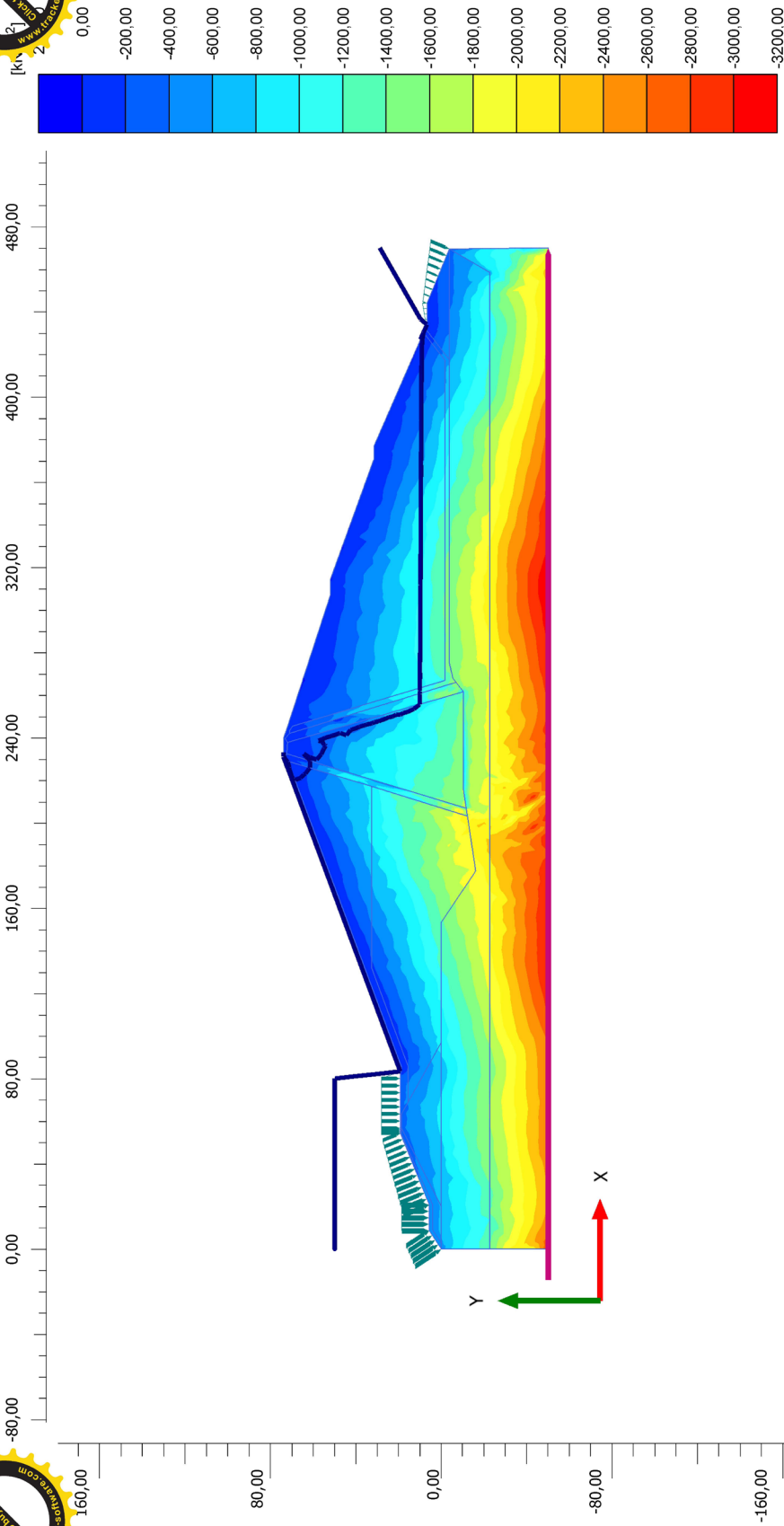
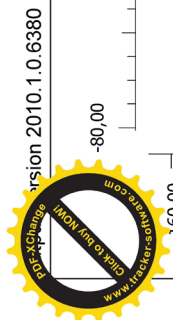


ersion 2010.1.0.6380



Cartesian effective stress σ'_{zz}
 Maximum value = 16,94 kN/m² (Element 497 at Node 4187)
 Minimum value = -1243 kN/m² (Element 459 at Node 2735)

		Project description tak		Date	21/12/2016
		Project filename tak c.P2D 1		Step	172
		User name UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU			

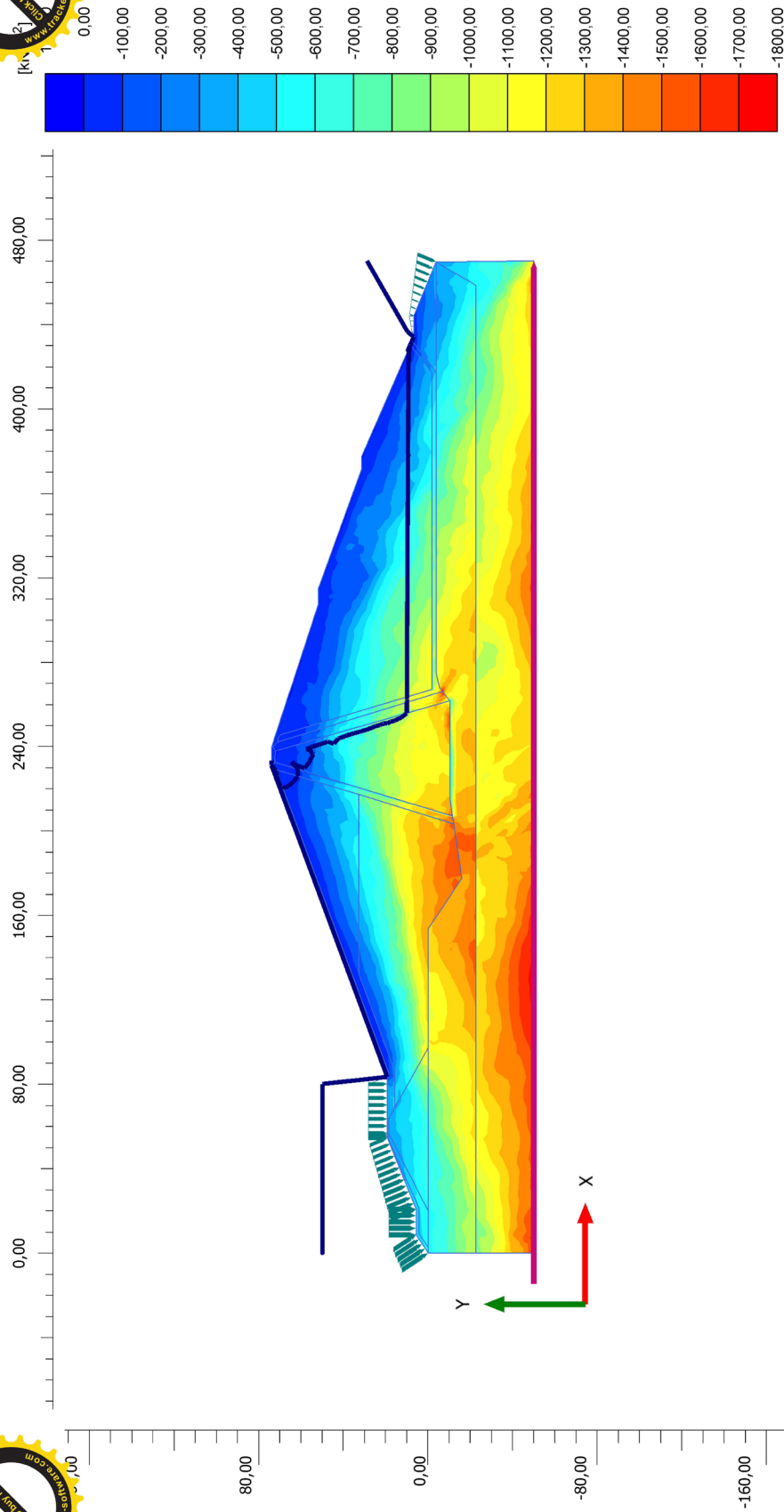


Cartesian total stress σ_{yy}
 Maximum value = 24,44 kN/m² (Element 346 at Node 3221)
 Minimum value = -3196 kN/m² (Element 66 at Node 3405)


<div style="border: 2px solid blue; padding: 5px; text-align: center; font-size: 2em; font-weight: bold; color: blue;">PLAXIS</div>		Project description tak		Date	21/12/2016
		Project filename tak c.P2D 1		Step	172
		User name UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU			



ersion 2010.1.0.6380

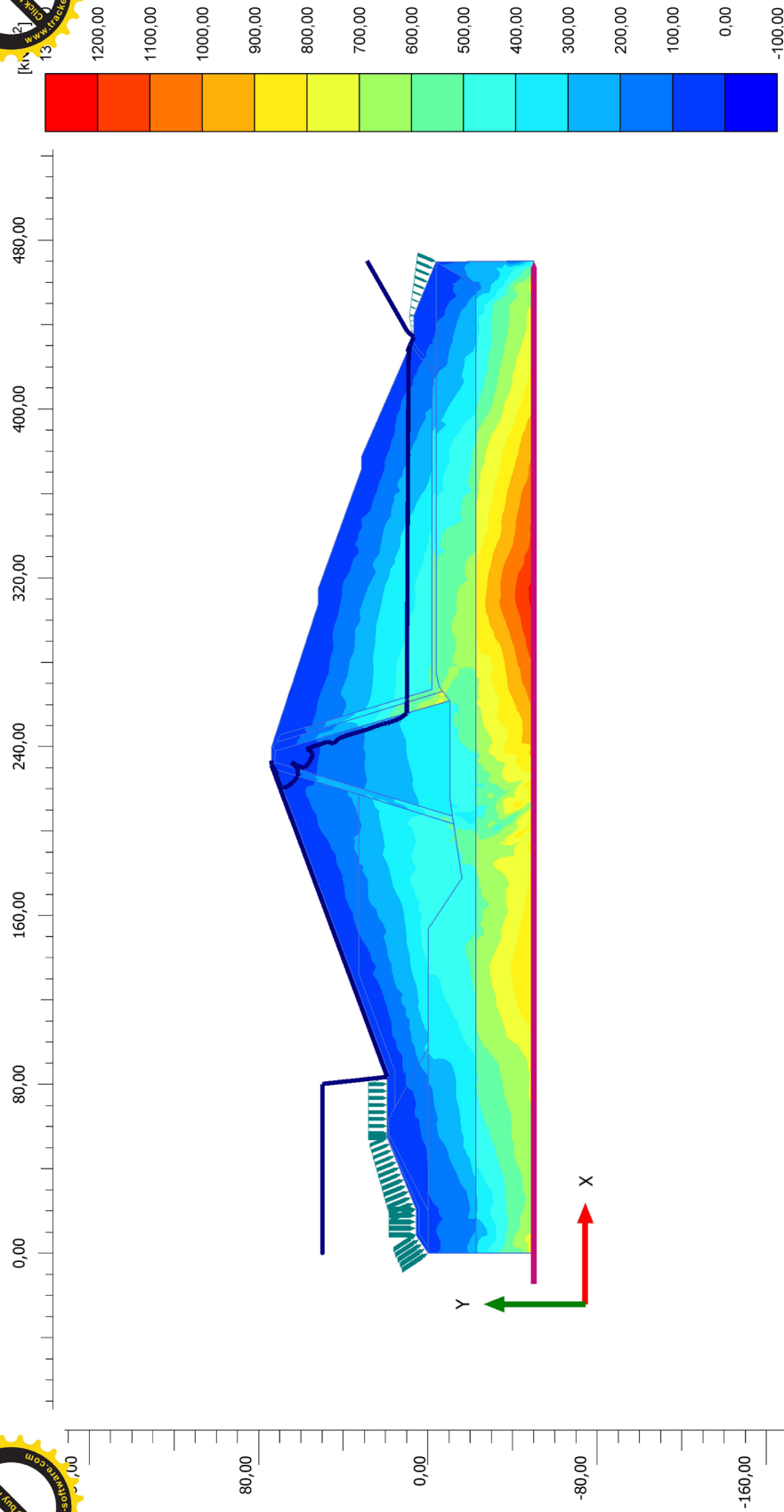


Cartesian total stress σ_{xx}
 Maximum value = 36,03 kN/m² (Element 497 at Node 4187)
 Minimum value = -1749 kN/m² (Element 9 at Node 1157)


		Project description		Date
		tak		21/12/2016
Project filename		Step	User name	
tak c.P2D 1		172	UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU	



ersion 2010.1.0.6380

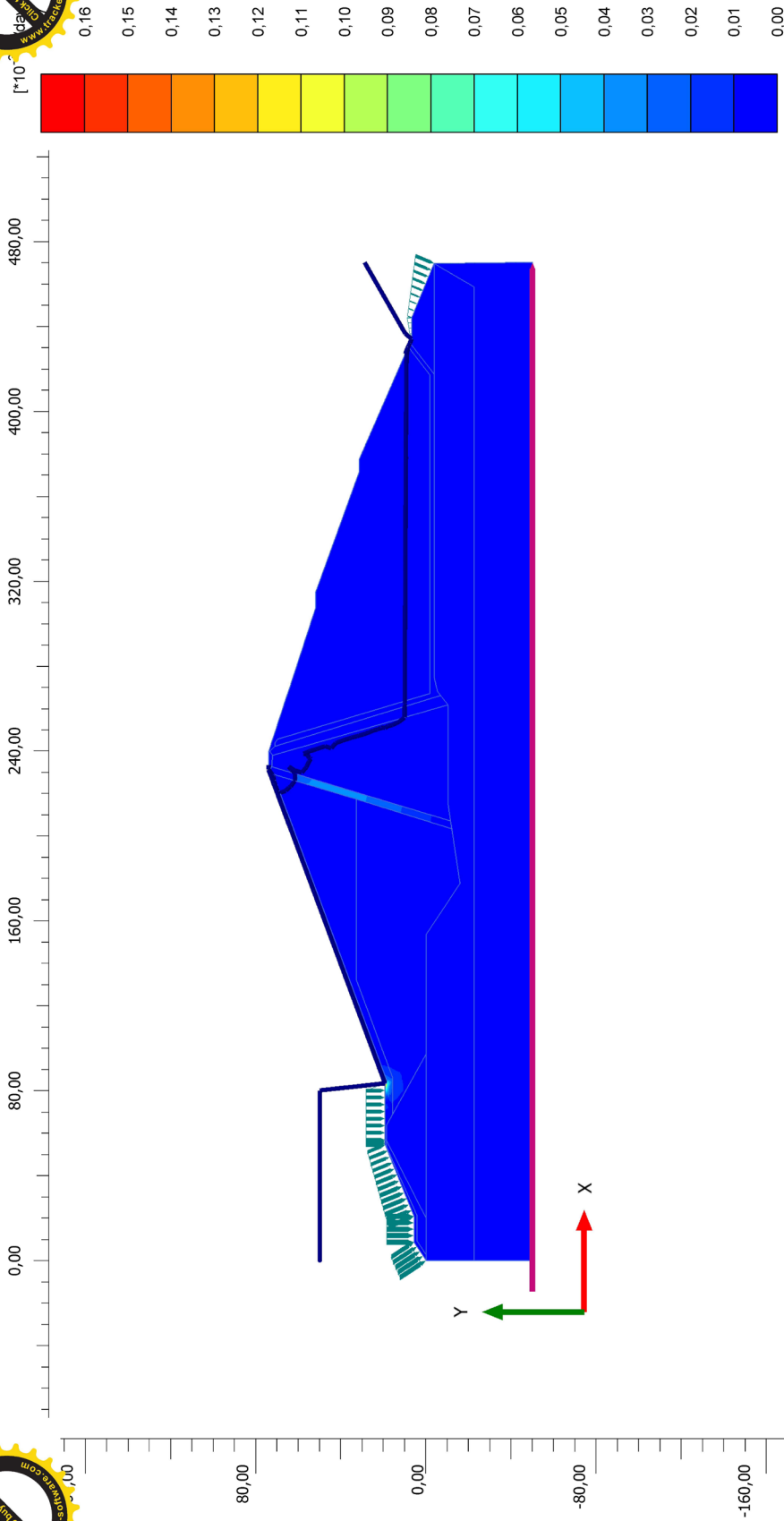


Maximum shear stress τ_{max}
 Maximum value = 1244 kN/m^2 (Element 66 at Node 3405)
 Minimum value = -14,60 kN/m^2 (Element 497 at Node 4187)

		Project description		Date
		tak		21/12/2016
Project filename		Step	User name	
tak c.P2D 1		172	UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	



Version 2010.1.0.6380



Groundwater flow |q|

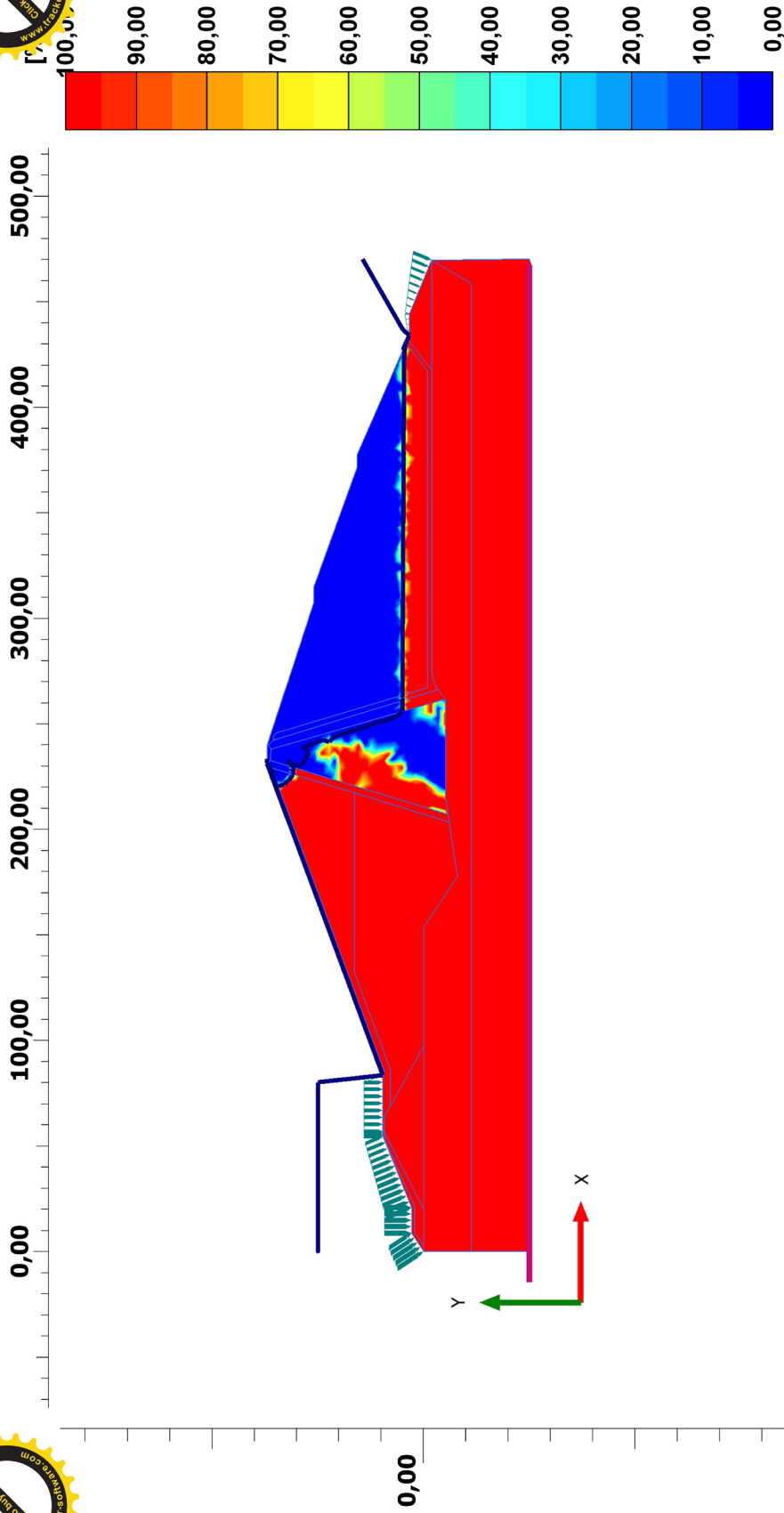
Maximum value = $0,1672 \cdot 10^{-3}$ m/day (Element 289 at Node 599)

Minimum value = 0,000 m/day (Element 1 at Node 126)

PLAXIS		Project description tak		Date 21/12/2016
Project filename tak c.P2D 1		Step 172	User name UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	



ersion 2010.1.0.6380



Saturation

PLAXIS		Project description tak		Date 21/12/2016
Project filename tak c.P2D 1		Step 172	User name UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU	