



Titre: Analyse numérique du comportement sismique d'un barrage en enrochement avec un noyau en béton bitumineux
Title:

Auteur: Alain Plaisant
Author:

Date: 2013

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Plaisant, A. (2013). Analyse numérique du comportement sismique d'un barrage en enrochement avec un noyau en béton bitumineux [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/1137/>
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1137/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Michael James
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN
BARRAGE EN ENROCHEMENT AVEC UN NOYAU EN BÉTON
BITUMINEUX

ALAIN PLAISANT

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

MAI 2013

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN BARRAGE EN
ENROCHEMENT AVEC UN NOYAU EN BÉTON BITUMINEUX

Présenté par : PLAISANT Alain

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LI Li, Ph.D., président

M. JAMES Michael, Ph.D., membre et directeur de recherche

Mme BIGRAS Annick, M.Sc.A., membre

DÉDICACE

À Jojo, Lilou et à mes parents,

« Ils sentent la terre trembler sous leurs pas ; la mer s'élève en bouillonnant dans le port, et brise les vaisseaux qui sont à l'ancre. Des tourbillons de flammes et de cendres couvrent les rues et les places publiques ; les maisons s'écroulent, les toits sont renversés sur les fondements, et les fondements se dispersent ; trente mille habitants de tout âge et de tout sexe sont écrasés sous des ruines [...] 'Quelle peut être la raison suffisante de ce phénomène ?' »

Candide, Voltaire (1759)

REMERCIEMENTS

Ce travail a pu être réalisé grâce aux nombreuses personnes qui ont été présentes pour m'aider, me conseiller et me guider, mais aussi me soutenir tout au long des travaux que j'ai effectués. Je tiens à les en remercier.

Tout d'abord, je voudrais remercier le Professeur Michael James, mon directeur de recherche, pour m'avoir permis de travailler sur un sujet aussi passionnant, mais aussi pour avoir toujours été présent et très disponible pour répondre à mes questions et me guider dans cette recherche. Je tiens également à le remercier pour m'avoir fait confiance et donné l'opportunité de réaliser le présent travail.

Je remercie le CRSNG et son programme de subvention à la découverte qui ont financé cette recherche.

Je tiens à remercier le Docteur Siamak Feizi-Khakandi qui a pris le temps de répondre à mes questions concernant la recherche qu'il a effectuée et qui m'a également donné moult conseils.

Je voudrais remercier le Docteur Simon Grenier ainsi que le Professeur Kaare Hoeg qui ont chacun répondu à mes questions et m'ont permis d'avancer et d'améliorer la pertinence de mon travail.

Je remercie Behnam Ferdosi avec qui j'ai partagé mon bureau à Polytechnique et qui m'a donné un grand nombre de conseils et d'indications.

Un remerciement sincère à Sarah Borowski qui m'a supporté, soutenu et écouté jour après jour. Ainsi qu'à tous mes amis avec qui j'ai tant partagé.

Un remerciement à toute ma famille pour leurs soutiens infaillibles depuis tellement d'années.

RÉSUMÉ

Depuis un demi-siècle, un nouveau type de barrage est développé. Sa nouveauté réside en l'utilisation d'un noyau en béton bitumineux (d'une largeur d'environ 1 m) supporté par un matériau granulaire compacté, puis de l'enrochement, au lieu d'utiliser un matériau imperméable classique tel que l'argile. On compte 90 barrages de ce type, que l'on appelle barrage en enrochement avec un noyau en noyau bitumineux (en anglais « asphalt core rockfill dam », donc ACRD), qui sont déjà en opération et 45 qui sont actuellement en train d'être conçus ou construits.

Le mince noyau en béton bitumineux est complètement imperméable, flexible et capable de refermer des fissures qui surviendraient, jusqu'à une certaine limite, donnant, de manière globale, au barrage un comportement satisfaisant durant sa construction, pendant le remplissage du réservoir et durant un tremblement de terre. De plus, le noyau en béton bitumineux permet de continuer les opérations de construction même durant de mauvaises conditions climatiques telles que la pluie, mais aussi de construire un barrage à des endroits où le matériau imperméable se trouve dans des quantités, ou en qualités, insuffisantes. La plus part des ACRD se trouvent en Europe et en Chine où ils sont populaires. Seulement un de ces barrages a été construit en Amérique du Sud et deux en Amérique du Nord.

Le but principal de ce travail est de présenter l'évaluation du comportement sismique d'un ACRD représentatif basée sur l'analyse numérique dynamique en utilisant un modèle hyperbolique basé sur le modèle Duncan et Chang (1970) pour modéliser le comportement des matériaux granulaires et l'enrochement, et en prenant en compte l'amortissement hystérétique. Les analyses ont été réalisées à l'aide du logiciel PLAXIS 2D 2011.02 et prennent en considération les effets induits par le remplissage du réservoir. L'analyse sismique se base sur des tremblements de terre typiques et extrêmes des côtes est et ouest du continent nord-américain. Une attention particulière a été portée sur les déformations subies par le noyau. Les résultats de cette analyse ont été comparés aux résultats trouvés par la méthode pseudostatique et par la méthode des déplacements permanents.

Afin d'atteindre cet objectif, deux autres analyses ont été menées. La première étudie un cas réel de barrage ayant subi un tremblement de terre. Cette analyse a permis de vérifier la capacité de PLAXIS à modéliser le comportement d'un barrage durant un tremblement de terre en comparant

la réponse réelle mesurée de l'ouvrage à celle calculée. La seconde analyse modélise un ACRD dont l'analyse dynamique est disponible dans la littérature à partir du logiciel FLAC 2D, afin d'évaluer la capacité du logiciel à réaliser l'analyse dynamique d'un ACRD de grande hauteur.

Ce travail a permis de démontrer la capacité de PLAXIS 2011.02 2D à réaliser un tel type d'analyse. Cependant, certaines précautions doivent être prises, notamment en ce qui concerne la capacité du logiciel à modéliser les déformations du barrage pendant la construction.

Les résultats trouvés lors de l'analyse numérique dynamique présentent une différence certaine de ceux trouvés avec la méthode pseudostatique et la méthode des déplacements permanents. Ils ont également montré que le comportement global de l'ACRD durant des tremblements de terre nord-américains sévères était satisfaisant, en particulier en ce qui concerne le comportement du noyau en béton bitumineux.

ABSTRACT

Since half a century, a new kind of dam has been developed. This new type of dam uses a thin core asphalt concrete (about 1 m thick) instead of a traditional low-permeable material, such as clay, supported by compacted granular materials and then rockfill. These dams are called asphalt core rockfill dams (ACRD). There are currently 90 ACRD's in operation around the world and nearly 45 of these dams are being designed or are under construction.

The thin asphalt concrete core is completely impermeable, flexible and capable of self-healing if fissured (to a certain degree). Thanks to these characteristics, the general comportment of an ACRD during its construction, reservoir filling and seismic loading is quite satisfactory. In addition, it allows for the construction of the dam under poor climatic conditions, such as rain, and in an area where the quality or the quantity of impervious materials are limited. Most of ACRDs can be found in Europe and in China. There is only one ACRD in South America and two in North America.

The main goal of this study is to evaluate the seismic performance of a representative ACRD by means of dynamic numerical analysis using a hyperbolic stress-strain model based on Duncan and Chang (1970) for simulate the granular and rockfill materials and takes into consideration hysteretic damping and shear modulus reduction during the dynamic analysis. The analysis was conducted using PLAXIS 2011.02 2D and considered the effect of reservoir filling and dynamic loading based on typical and extreme earthquakes on the east and west coasts of North America. Special attention was given to the deformation of the asphaltic core. This analysis was compared to the results of traditional seismic analysis as the pseudostatic method and the permanent displacements method.

To reach this goal, other analyses were completed. A real case of an earthfill dam which underwent an earthquake was modeled. This allowed verification of the ability of PLAXIS to model a dam's performance during an earthquake through comparison with the actual measured response of the structure. Additionally, an ACRD in which the dynamic analysis was already completed by another researcher using FLAC 2D software was modeled. The purpose of this was to evaluate the ability of PLAXIS 2011.02 2D to accomplish this type of analysis.

This work proved that PLAXIS 2011.02 2D is able to perform such an analysis even if some restrictions should be made, in particular, its ability to model the deformation of a dam during construction. The results found for the dynamic numerical analysis present large differences compared to those found with the pseudostatic method and the permanent displacement method. They also indicated acceptable performance of the representative ACRD during severe North American earthquakes, particularly, the general performance comportment of the asphalt concrete core.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES FIGURES.....	XVII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXVII
LISTE DES ANNEXES	XXX
INTRODUCTION.....	1
Chapitre 1 REVUE DE LITTÉRATURE	3
1.1 Barrages en remblai avec un noyau en bitume.....	3
1.1.1 Historique	3
1.1.2 Barrage à noyau bitumineux dans le monde	4
1.1.3 Évolution des techniques de construction	7
1.1.4 Mise en place.....	8
1.2 Comportement des matériaux.....	9
1.2.1 Définitions	10
1.2.2 Béton bitumineux	12
1.2.3 Enrochement.....	23
1.2.4 Modèles de comportement des matériaux.....	35
1.3 Méthode d'évaluation de la stabilité d'un barrage	41
1.3.1 Statique.....	41

1.3.2	Dynamique	42
1.4	Études de cas	48
1.4.1	Valstad, Selnes, Nadim et Aspen (1991).....	48
1.4.2	Meintjes et Jones (1999)	48
1.4.3	Gürdil (1999).....	49
1.4.4	Ghanooni et Mahin (2002)	50
1.4.5	Baziar, Salemi et Heidari (2006).....	51
1.4.6	Feizi-Khankandi, Ghalandarzadeh, Mirghasemi, Hoeg (2008)	52
1.4.7	Akhtarpour et Khodaii (2009).....	53
Chapitre 2	RESSOURCES.....	54
2.1	GéoStudio.....	54
2.1.1	Méthode des équilibres limites.....	54
2.1.2	Méthode de Morgensten et Price.....	55
2.2	PLAXIS	57
2.2.1	Méthode de résolution.....	58
2.2.2	Modèles constitutifs du comportement des matériaux	62
2.2.3	Option des modèles	71
Chapitre 3	MÉTHODOLOGIE	74
3.1	Méthodologie de modélisation des analyses analytiques	74
3.2	Méthodologies de modélisation des analyses numériques	74
3.2.1	Pas de temps	74
3.2.2	Convergence du maillage	76
3.2.3	Conditions aux frontières et sollicitations dynamiques.....	78
3.2.4	Correction des tremblements de terre.....	79

3.2.5	Amortissement de Rayleigh	80
3.2.6	Construction du barrage par étapes	81
3.3	Méthodologie de résolution des analyses numérique.....	82
3.3.1	Méthode linéaire équivalente	82
3.3.2	Analyse directe	82
Chapitre 4	MODÉLISATION DU BARRAGE SANNOKAI	83
4.1	Modélisation du barrage et des séismes	83
4.2	Méthode linéaire équivalente – modèle Mohr-Coulomb	87
4.2.1	Tremblement de terre No. 12	87
4.2.2	Tremblement de terre N.13	91
4.3	Modèle HS Small	94
4.3.1	Paramètres choisis	94
4.3.2	Résultats	96
4.4	Comparaison des résultats obtenus avec les modèles Mohr-Coulomb et HS Small	100
4.5	Conclusion.....	104
Chapitre 5	MODÉLISATION DU BARRAGE GARMROOD	106
5.1	Feizi-Khakandi et al. (2009).....	106
5.1.1	Modélisation du barrage Garmrood	106
5.1.2	Analyse statique	108
5.1.3	Analyse dynamique	110
5.2	Modélisation réalisée avec le modèle HS Small	112
5.2.1	Présentation de la modélisation réalisée.....	112
5.2.2	Choix des différents paramètres	113
5.2.3	Récapitulatif des paramètres utilisés	115

5.3	Analyse statique	117
5.3.1	Résultats de l'analyse statique.....	117
5.3.2	Discussion	120
5.4	Analyse dynamique	121
5.4.1	Résultats de l'analyse dynamique	121
5.4.2	Discussion	125
5.5	Conclusion.....	126
Chapitre 6 ÉVALUATION DU COMPORTEMENT D'UN BARRAGE DE TYPE ACRD REPRÉSENTATIF		128
6.1	Méthode d'analyse	128
6.2	Modélisation de l'ACRD représentatif	128
6.2.1	Géométrie du barrage	128
6.2.2	Propriétés des matériaux	129
6.2.3	Récapitulatif des amortissements de Rayleigh choisis.....	137
6.3	Charges sismiques utilisées.....	137
6.4	Analyse statique	143
6.4.1	Après construction.....	143
6.4.2	Après remplissage	145
6.4.3	Vidange rapide	147
6.4.4	Résumés des résultats.....	147
6.4.5	Discussion	148
6.5	Analyse dynamique - méthode analytique	148
6.5.1	Analyse par la méthode pseudostatique	149
6.5.2	Analyse des déplacements permanents	150
6.5.3	Discussion	152

6.6	Analyse dynamique – méthode numérique	153
6.6.1	Tremblement de terre Saguenay.....	155
6.6.2	Tremblement de terre Northridge.....	160
6.6.3	Tremblement de terre SMP Saguenay.....	165
6.6.4	Tremblement de terre SMP Northridge.....	170
6.6.5	Résumé des résultats	176
6.6.6	Discussion	179
6.7	Conclusion.....	182
CONCLUSIONS.....		185
BIBLIOGRAPHIE		188
ANNEXES		194

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 – Composition du bitume (Greegan & Monismith, 1996)	13
Tableau 1.2– Résultats d’essais triaxiaux sur des éprouvettes en béton bitumineux selon la méthode de compactage avec $\sigma_3 = 1$ MPa (Wang, 2008)	17
Tableau 1.3 – Valeur proposée de k et n pour des mélanges et températures différents (Wang, 2008).....	21
Tableau 1.4- Comparaison du module de cisaillement et l'amortissement du béton bitumineux avec d'autres matériaux obtenus lors du dixième cycle (Feizi-Khankandi, Mirghasemi, et al., 2008).....	22
Tableau 1.5 - Correspondance entre $(N1)_{60}$ et $K2_{max}$	32
Tableau 4.1 – Propriétés du barrage Sannokai (Okamoto et al., 1965).....	84
Tableau 4.2 - Résumé des caractéristiques des tremblements de terre N. 12.2 et N. 13.....	86
Tableau 4.3 – Propriétés du modèle Mohr-Coulomb utilisées pour le barrage Sannokai lors du tremblement de terre N.12.2.....	88
Tableau 4.4 – Propriétés utilisées dans le modèle Mohr-Coulomb pour le barrage Sannokai	92
Tableau 4.5– Paramètres utilisés lors de la modélisation avec le modèle HS Small du barrage Sannokai	96
Tableau 4.6 – Résultats trouvés lors de l’analyse avec les modèles Mohr-Coulomb (MC) et HS Small lors de l’analyse dynamique du barrage sont Sannokai comparés à ceux mesurés sur le chantier	101
Tableau 5.1 –Déformations maximales trouvées par Feizi-Khakandi et al. (2009) lors de l’analyse statique	108
Tableau 5.2 - Caractéristiques du tremblement de terre utilisé.....	113
Tableau 5.3 – Paramètres utilisés lors de la modélisation avec le modèle HS Small du barrage Garmrood	116

Tableau 5.4 – Paramètres statiques et dynamiques utilisés pour le noyau en béton bitumineux lors de la modélisation du barrage Garmrood	117
Tableau 5.5 - Comparaison des valeurs maximales des modélisations.....	123
Tableau 6.1– Paramètres utilisés dans l’analyse statique analytique de l’ACRD représentatif...	132
Tableau 6.2 – Paramètres des matériaux utilisés lors de l’analyse pseudostatique de l’ACRD représentatif.....	132
Tableau 6.3 - Paramètres utilisés pour le noyau en béton bitumineux lors de la modélisation de l'ACRD représentatif.....	134
Tableau 6.4 – Paramètres secs utilisés lors de la modélisation dynamique de l’ACRD représentatif.....	135
Tableau 6.5– Paramètres mouillés utilisés lors de la modélisation dynamique de l’ACRD représentatif.....	136
Tableau 6.6 – Amortissements de Rayleigh utilisés lors des modélisations dynamiques de l’ACRD représentatif	137
Tableau 6.7 - Facteurs permettant de calculer les séismes SMP Saguenay	141
Tableau 6.8 - Facteurs permettant de calculer le séisme SMP Northridge	142
Tableau 6.9- Caractéristiques des tremblements de terre utilisés	143
Tableau 6.10 - Déformations maximales et facteurs d'amplifications de sécurité calculés pour l'ACRD représentatif lors de l’analyse.....	148
Tableau 6.11 – Présentation des coefficients pseudostatiques utilisés et des coefficients de sécurité des pentes amont et aval associés pour l’analyse de l’ACRD représentatif en fonction des différents séismes.	149
Tableau 6.12 - Résultats obtenus par la méthode des déplacements permanents pour la pente amont de l’ACRD représentatif.....	151
Tableau 6.13 - Résultats obtenus par la méthode des déplacements permanents pour la pente aval de l’ACRD représentatif.....	151

Tableau 6.14 - Déformations maximales, accélérations, intensité d'Arias et facteurs d'amplifications calculés pour l'ACRD représentatif soumis aux différents tremblements de terre.....	178
--	-----

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 - Coupe du barrage Vale Gaio (Van Asbeck & Schmitt, 1962)	4
Figure 1.2 - Répartition des ACRD dans le monde (Saxegaard, 2011)	5
Figure 1.3 - Nombre de barrages à noyau bitumineux construits par année (Saxegaard, 2011).....	6
Figure 1.4 - Date de construction des barrages ACRD en fonction de leur hauteur (Saxegaard, 2011).....	6
Figure 1.5 – Définition de la déformation en cisaillement (γ_s).....	10
Figure 1.6 - Variation du module de cisaillement en fonction des déformations en cisaillement (Brinkgreve, Kappert, & Bonnier, 2007)	11
Figure 1.7 – Résistance en tension indirecte en fonction pour pourcentage de bitume et sous différentes conditions : air libre, immersion et gel dégel (Wang, 2008).....	14
Figure 1.8 – Déformation axiale en fonction de la contrainte axiale d'un échantillon de bitume non confiné (Wang, 2008).....	15
Figure 1.9 – Variation des courbes contraintes-déformations en fonction de la méthode de compaction utilisée (Wang, 2008)	16
Figure 1.10 – Variation du module de Young, E, en fonction du déviateur de contrainte de deux ACRD de 150 m, cas I bien compacté, cas II mauvais compactage (Larocque, 1992)	16
Figure 1.11 - Variation volumique d'un échantillon de béton bitumineux pour une pression de confinement à gauche de 0,25 MPa et à droite de 0,75 MPa (Hoeg, 1993).....	18
Figure 1.12 – Résultats d'essais triaxiaux quasi-statiques réalisés à des températures et à des vitesses de cisaillement différentes (Grenier, 2012).	19
Figure 1.13 - Résultats typiques d'un essai triaxial cyclique réalisé sur un échantillon en béton bitumineux à 20°C avec une pression de confinement de 500 kPa et $K_c=1,2$ (Wang, 2008).	20
Figure 1.14 – Déformation d'un échantillon de béton bitumineux en flexion jusqu'à sa perte d'étanchéité (Hoeg, 1993).....	22

Figure 1.15 - Variation de l'angle de frottement interne en fonction de la contrainte, résultats obtenus dans différentes études (Leps, 1970)	26
Figure 1.16 - Courbe contrainte déformation typique de l'enrochement pendant un essai triaxial (Marsal, 1967)	27
Figure 1.17 - Variation volumique typique en fonction des déformations axiales de l'enrochement durant un essai triaxial (Marsal, 1967).....	27
Figure 1.18 - Effet du mouillage sur la résistance (en haut) et la dilatance (en bas) d'un matériau granulaire durant un essai triaxial (Nobari & Duncan, 1972)	28
Figure 1.19 – Effets du remplissage sur un barrage en remblais (Nobari & Duncan, 1972)	29
Figure 1.20 - Variation du module de cisaillement en fonction de la déformation (gauche sable, droite enrochement) (Kokusho & Esashi, 1981).....	30
Figure 1.21- Variation du rapport d'amortissement en fonction de la déformation (Kokusho & Esashi, 1981)	31
Figure 1.22 - Résultats d'études mettant en relation le module de cisaillement et les déformations en cisaillement (Rollins, Evans, Diehl, & Daily, 1998).....	34
Figure 1.23- Résultat typique de la mesure du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement à différentes pressions de confinement pour de l'enrochement sec (a) et saturé (b) (Araei et al., 2011)	34
Figure 1.24 - Déformations horizontales et verticales de deux barrages de 150 m calculées par la méthode des éléments finis, I cas bien compacté, II cas mauvais compactage (Larocque, 1992).....	35
Figure 1.25 – Comportement du modèle Mohr-Coulomb (PLAXIS, 2010).....	37
Figure 1.26 – Critère de rupture du modèle Mohr-Coulomb dans un diagramme cisaillement (τ) - contrainte (σ).....	37
Figure 1.27 - Comparaison de résultats expérimentaux avec la modélisation du matériau par le modèle Duncan et Chang (Duncan, Byrne, Wong, & Mabry, 1980)	38
Figure 1.28 - Triangle de Burland.....	47

Figure 2.1 – Schéma des forces s'exerçant sur une tranche i de la méthode des équilibres limites :	55
Figure 2.2- Fonction demi-sinus, en rose la fonction théorique utilisée comme donnée d'entrée dans le logiciel et en bleu la fonction calculée par le logiciel identique à celle théorique à un coefficient multiplicateur prêt (GEO-SLOPE International, 2010).	56
Figure 2.3- Influence des coefficients de Newmark sur l'amortissement numérique (Visone, Bilotta, & Santucci de Magistris, 2008)	60
Figure 2.4 - Éléments finis utilisés dans l'analyse numérique (PLAXIS, 2010)	61
Figure 2.5 - Cône de rupture de Mohr Coulomb en trois dimensions pour une cohésion nulle (PLAXIS, 2010)	63
Figure 2.6 - Relation contrainte-déformation utilisée dans PLAXIS (PLAXIS, 2012)	67
Figure 2.7 – Courbe type de réduction du module de cisaillement en fonction de la déformation (Atkinson & Sallfors, 1991)	67
Figure 2.8 - Limitation de la zone élastique du matériau par le critère de Mohr-Coulomb et par une enveloppe de rupture (PLAXIS, 2010)	70
Figure 2.9 - Limitation de la dilatance dans PLAXIS (PLAXIS, 2010)	70
Figure 2.10 – Amortissement de Rayleigh en fonction de la fréquence (PLAXIS, 2010)	72
Figure 3.1 - Influence du pas de temps sur la précision de l'analyse dynamique (PLAXIS, 2012).	75
Figure 3.2 - (a) diagramme des vitesses en fonction du temps (b) déplacements engendrés par les vitesses décrites en (a), (c) onde à faible fréquence, (d) déplacements obtenus au cours du temps en conjuguant les vitesses (a) et (c) (Itasca Consulting Group, 1998)	79
Figure 3.3 - Forme typique des déformations dans un barrage selon que sa construction soit modélisée en étape ou pas (Clough & Woodward III, 1967)	81
Figure 4.1- Coupe typique du barrage Sannokai (Okamoto et al., 1965)	84
Figure 4.2 – Modélisation du barrage Sannokai sur le logiciel PLAXIS 2011.02	84

Figure 4.3 - Module de cisaillement d'une argile en fonction de la fréquence de sollicitation et de la déformation en cisaillement (Sun, Goleorkhi, & Seed, 1988).....	85
Figure 4.4 - Amortissement en fonction de la déformation en cisaillement pour l'argile (Sun et al., 1988).....	85
Figure 4.5 – Sismographe du tremblement de terre N.12.2 mesuré à la crête du barrage Sannokai et à sa base (Ambrassey & Sarma, 1967).....	86
Figure 4.6 - Sismographe du tremblement de terre N.13 mesuré à la crête du barrage Sannokai (DCS) et à sa base (RRS) (Okamoto et al., 1965).....	86
Figure 4.7 – Amortissement de Rayleigh utilisé dans le modèle Mohr-Coulomb pour le barrage Sannokai lors du tremblement de terre N. 12.2.....	88
Figure 4.8 – Accélération à la crête du barrage réelle et trouvée lors de l'analyse tremblement de terre N.12.2 (avec le modèle Mohr-Coulomb).....	89
Figure 4.9 – Accélération spectrale du barrage Sannokai à la crête réelle et trouvée lors de l'analyse du tremblement de terre N.12.2 (avec le modèle Mohr-Coulomb).....	90
Figure 4.10 - Forme des déformations horizontales après tremblement de terre dans le barrage Sannokai avec le modèle Mohr-Coulomb (No. 12.2)	90
Figure 4.11 - Forme des déformations horizontales après tremblement de terre dans le barrage Sannokai avec le modèle Mohr-Coulomb	91
Figure 4.12 – Amortissement de Rayleigh dans le modèle Mohr-Coulomb du barrage Sannokai	92
Figure 4.13 - Accélération à la crête du barrage réelle et trouvée lors de l'analyse tremblement de terre N.13 (avec le modèle Mohr-Coulomb).....	93
Figure 4.14 - Accélération spectrale à la crête du barrage réelle et trouvée lors de l'analyse du tremblement de terre N.13 (avec le modèle Mohr-Coulomb).....	94
Figure 4.15 - Courbe de réduction du module utilisée et courbe proposée par Sun et al.....	95
Figure 4.16 - Accélération à la crête du barrage réelle et trouvée lors de l'analyse tremblement de terre N.12.2 (avec le modèle HS Small).....	97

Figure 4.17 - Accélération spectrale mesurée et calculée de la crête du barrage Sannokai durant le tremblement de terre N.12.2 (avec le modèle HS Small).....	97
Figure 4.18 - Forme des déformations horizontales après tremblement de terre dans le barrage Sannokai avec le modèle HS Small (No. 12.2).....	98
Figure 4.19 - Forme des déformations verticales après tremblement de terre dans le barrage Sannokai avec le modèle HS Small (No. 12.2).....	98
Figure 4.20 - Accélération à la crête du barrage réelle et trouvée lors de l'analyse tremblement de terre N.13 (avec le modèle HS Small).....	99
Figure 4.21 - Accélération spectrale mesurée et calculée à la crête du barrage Sannokai durant le tremblement terre N. 13 (avec le modèle HS Small)	100
Figure 4.22 - Comparaison des accélérations à la crête du barrage trouvées avec le modèle Mohr-Coulomb et HS Small pour le tremblement de terre N. 12	102
Figure 4.23 - Comparaison des accélérations spectrales à la crête du barrage trouvées avec le modèle Mohr-Coulomb et HS Small pour le tremblement de terre N. 12	102
Figure 4.24 - Comparaison des accélérations à la crête du barrage trouvées avec le modèle Mohr-Coulomb et HS Small pour le tremblement de terre N. 13	103
Figure 4.25 - Comparaison des accélérations spectrales à la crête du barrage trouvées avec le modèle Mohr-Coulomb et HS Small pour le tremblement de terre N. 13	103
Figure 5.1 - Coupe du barrage Garmrood (1) Noyau en béton bitumineux (1 m), (2) Filtre transition fine, (3) et (4) Enrochement, (6) transition grossière (Feizi-Khankandi et al., 2009)	106
Figure 5.2 – Maillage du barrage (Feizi-Khankandi et al., 2009).....	107
Figure 5.3 - Courbes de réduction du module en cisaillement et la variation du rapport d'amortissement utilisées pour l'enrochement et la transition (Feizi-Khankandi et al., 2009)	107
Figure 5.4 – Déformations verticales (à gauche) et horizontales (à droite) dans le barrage après construction (Feizi-Khankandi et al., 2009).....	109

Figure 5.5 - Déformations verticales (à gauche) et horizontales (à droite) dans le barrage après remplissage (Feizi-Khankandi et al., 2009)	109
Figure 5.6 – Contraintes effectives horizontales engendrées par le remplissage (Feizi-Khankandi et al., 2009).....	110
Figure 5.7 - Répartition des déplacements verticaux dans la partie supérieure du barrage (Feizi-Khankandi et al., 2009)	111
Figure 5.8 - Déformation en cisaillement dans le noyau et dans la zone de transition en fonction de la hauteur (Feizi-Khankandi et al., 2009).....	111
Figure 5.9 - Accélération calculée à la crête du barrage(Feizi-Khankandi et al., 2009).....	112
Figure 5.10 - Modélisation du barrage réalisée.....	112
Figure 5.11 – Tremblement de terre utilisé lors de la modélisation.....	113
Figure 5.12 - Courbes de réduction du module en cisaillement et de variation du rapport d'amortissement utilisées et courbes proposées par Feizi-Khakandi et al. (2009) pour l'enrochement.....	114
Figure 5.13- Courbes de réduction du module en cisaillement et de variation du rapport d'amortissement utilisées et courbes proposées par Feizi-Khakandi et al. (2009) pour la transition.....	115
Figure 5.14 - Déformations horizontales après construction dans le barrage Garmrood modélisé.	118
Figure 5.15 - Déformations verticales après construction dans le barrage Garmrood modélisé..	118
Figure 5.16 - Déformations verticales dues au remplissage seulement dans le barrage Garmrood modélisé.	119
Figure 5.17 - Déformations horizontales dues au remplissage seulement dans le barrage Garmrood modélisé.	119
Figure 5.18 – Répartition des contraintes effectives horizontales dues au remplissage seulement dans le barrage Garmrood modélisé.....	120

Figure 5.19 - Déformations horizontales à la fin du tremblement de terre dans le barrage Garmrood modélisé.	122
Figure 5.20 - Déformations verticales à la fin du tremblement de terre dans le barrage Garmrood modélisé.	122
Figure 5.21 - Déformation horizontale dans le noyau après le tremblement de terre dans le barrage Garmrood modélisé.	123
Figure 5.22 – Comparaison des déformations en cisaillement dans le noyau et dans la zone de transition en fonction de la hauteur	123
Figure 5.23 - Accélération calculée à la crête du barrage comparée à celle obtenue par Feizi-Khakandi et al. (2009)	124
Figure 6.1 - Section de l'ACRD représentatif étudié.....	130
Figure 6.2 - Modélisation de l'ACRD représentatif réalisée	131
Figure 6.3 - Angle de frottement effectif en compression triaxiale de différents sols en fonction de l'indice des vides (U.S. Navy, 1971) dans (Holtz & Kovacs, 1991)	134
Figure 6.4 - Épicentre du tremblement de terre au Saguenay 1988 (Cajka & Drysdale, 1996)...138	
Figure 6.5 - Accélération du tremblement de terre Saguenay enregistrée à la station S16T (Natural Resources Canada, 2003).....	139
Figure 6.6 - Épicentre du tremblement de terre Northridge 1994 (ECA, 2013)	139
Figure 6.7 - Accélération du tremblement de terre Northridge enregistrée par la station P0923 (PEER, 2005)	140
Figure 6.8 -Accélération du tremblement de terre SMP Saguenay.....	141
Figure 6.9 - Accélération du tremblement de terre SMP Northridge.....	142
Figure 6.10- Déformations verticales dans l'ACRD représentatif après construction	144
Figure 6.11 - Déformations horizontales dans l'ACRD représentatif après construction	144
Figure 6.12 - Surface de rupture statique aval critique de l'ACRD représentatif après construction	145

Figure 6.13- Surface de rupture statique aval critique de l'ACRD représentatif après construction.	145
Figure 6.14 - Déformations horizontales dues au remplissage seulement	146
Figure 6.15 - Déformations verticales dues au remplissage seulement	146
Figure 6.16- Surface de rupture statique amont critique de l'ACRD représentatif après remplissage.	147
Figure 6.17-Surface de rupture statique aval critique de l'ACRD représentatif après remplissage	147
Figure 6.18 –Surface de rupture critique amont de l'ACRD représentatif déterminée pour le coefficient pseudostatique le plus grand tel que le facteur de sécurité soit de 1,0.	150
Figure 6.19 –Surface de rupture critique aval de l'ACRD représentatif déterminée pour le coefficient pseudostatique le plus grand tel que le facteur de sécurité soit de 1,0.	150
Figure 6.20 - Accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre Saguenay	155
Figure 6.21 - Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre Saguenay	156
Figure 6.22 - Déplacements horizontaux à la crête et à la base de l'ACRD représentatif en fonction du temps pendant le tremblement de terre Saguenay.	157
Figure 6.23- Déformation horizontale du noyau de l'ACRD représentatif durant le tremblement de terre Saguenay en fonction du temps.	157
Figure 6.24 – Déformation en cisaillement dans le noyau de l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Saguenay	157
Figure 6.25 – Déformations horizontales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Saguenay	158
Figure 6.26– Déformations verticales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Saguenay	159

Figure 6.27 - Accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre Northridge	160
Figure 6.28 - Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre Northridge	161
Figure 6.29 - Déplacements horizontaux à la crête et à la base de l'ACRD représentatif en fonction du temps pendant le tremblement de terre Northridge.....	162
Figure 6.30- Déformation horizontale du noyau de l'ACRD représentatif durant le tremblement de terre Northridge en fonction du temps.....	162
Figure 6.31 – Déformation en cisaillement dans le noyau et la zone de transition de l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Northridge.....	162
Figure 6.32 – Déformations horizontales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Northridge	163
Figure 6.33– Déformations verticales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Northridge	164
Figure 6.34 - Accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Saguenay	165
Figure 6.35 - Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Saguenay	166
Figure 6.36 - Déplacements horizontaux à la crête et à la base de l'ACRD représentatif en fonction du temps pendant le tremblement de terre SMP Saguenay.....	167
Figure 6.37- Déformation horizontale du noyau de l'ACRD représentatif durant le tremblement de terre SMP Saguenay en fonction du temps.....	167
Figure 6.38 – Déformation en cisaillement dans le noyau et la zone de transition de l'ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Saguenay.....	167
Figure 6.39 – Déformations horizontales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Saguenay	168

Figure 6.40– Déformations verticales dans l’ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Saguenay	169
Figure 6.41 - Accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Northridge	170
Figure 6.42 – Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Northridge	171
Figure 6.43 - Déplacements horizontaux à la crête et à la base de l’ACRD représentatif en fonction du temps pendant le tremblement de terre SMP Northridge.....	172
Figure 6.44- Déformation horizontale du noyau de l'ACRD représentatif durant le tremblement de terre SMP Northridge en fonction du temps.....	172
Figure 6.45 – Déformation en cisaillement dans le noyau et la zone de transition de l’après le tremblement de terre SMP Northridge	172
Figure 6.46 – Déformations horizontales dans l’ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Northridge	173
Figure 6.47– Déformations verticales dans l’ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Northridge	174
Figure 6.48 - Points de rupture en tension dans la partie supérieure de l'ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Northridge	175
Figure 6.49 – Déformations horizontales du noyau de l’ACRD représentatif à la fin des différents séismes	177
Figure 6.50 – Comparaison des déformations horizontales du noyau de l’ACRD représentatif à la fin des différents séismes en incluant les déformations après remplissage ou non.....	177
Figure 6.51 – Déformations en cisaillement de la zone de transition amont de l’ACRD représentatif à la fin des différents séismes.....	178

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ACB	Association Canadienne des Barrages
ACRD	Asphalt core rockfill dam
BPT	Becker Penetration Test
c	La cohésion
e	L'indice des vides
E	Le module de Young
E_{50}^{ref}	Le module sécant à 50% de déformation de référence
E_{50}	Le module sécant à 50% de déformation
E_{oed}^{ref}	Le module œdométrique à la pression de référence
E_{oed}	Le module œdométrique à la pression
E_t	Le module tangent
E_{ur}^{ref}	Le module de chargement – déchargement de référence
E_{ur}	Le module de chargement – déchargement
g	L'accélération gravitationnelle ($9,81 \text{ m/s}^{-1}$)
G	Module de cisaillement
G_0^{ref}	Le module de cisaillement de référence
G_{ur}	Le module de cisaillement de chargement-déchargement
G_t	Le module de cisaillement tangent
ICOLD	International commission on large dam
I_x	L'intensité d'Arias dans la direction x
K_0^{NC}	La valeur de K_0 normalement consolidé
M	Magnitude du séisme

m	La puissance pour le niveau de contrainte en fonction de la rigidité
$(N_1)_{60}$	Nombre de coups nécessaire pour un enfoncement de 30 cm durant un test SPT
N_{60}	Nombre de coups nécessaires pour un enfoncement 30 cm de durant un test BPT
OCR	Le ratio de surconsolidation
P_a	La pression atmosphérique
p_{ref}	La pression de référence
q	le déviateur des contraintes
q_a	La valeur du déviateur des contraintes asymptotique à la rupture
q_f	La valeur du déviateur des contraintes à la rupture
R_f	Le ratio de rupture
SPT	Standart Penetration Test
V_s	La vitesse des ondes de cisaillement
ρ_h	Le poids volumique humide
γ_s	Déformation en cisaillement
γ_s^p	Les déformations plastiques en cisaillement
$\gamma_{0.7}$	La valeur de la déformation en cisaillement tel que $G_s = 0.722 G_0$
ε_v^p	Les déformations plastiques volumiques
ξ	Le rapport d'amortissement
φ	L'angle de frottement interne
φ_{ref}	L'angle de frottement interne de référence du matériau
ψ	L'angle de dilatation
σ'_0	La contrainte effective initiale
σ'_m	La moyenne des contraintes effectives principales
ν	Le coefficient de Poisson

v_{ur}

Le coefficient de Poisson en chargement – déchargement

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 – Propriétés des matériaux utilisées dans l'article de référence	195
Annexe 2 – Détermination des modules en sécant et œdométrique de référence	196
Annexe 3 – Étude complémentaire du barrage Garmrood	197
Annexe 4 - Propriétés des matériaux utilisées dans l'analyse de l'ACRD représentatif pour le modèle Duncan-Chang.....	205
Annexe 5 - Courbes de réduction du module d'amortissement et amortissement utilisées pour les matériaux granulaires de l'ACRD représentatif	206
Annexe 6 – Calcul du tremblement de terre maximal possible.....	207
Annexe 7 – Surfaces de rupture critique trouvées lors de l'analyse pseudostatique de l'ACRD représentatif pour les différents tremblements de terre menée à l'aide de GÉO-SLOPE 2010	208
Annexe 8 – Méthode de filtrage.....	211
Annexe 9 – Filtrage des accélérations calculées à la crête de l'ACRD représentatif	212

INTRODUCTION

L'énergie représente à l'heure actuelle l'enjeu le plus important auquel le monde est confronté. Pour faire face à cette problématique et notamment la raréfaction des énergies fossiles, les notions de diversité énergétique et d'énergies renouvelables sont souvent évoquées. Une des principales énergies renouvelables développées au Québec est l'énergie hydroélectrique. Cette façon de produire l'énergie nécessite la construction d'ouvrages de retenue, on en compte pour la seule province de Québec près de 6 000 (HQ, 2013).

Depuis un demi-siècle, un nouveau type d'ouvrage de retenue est développé. Sa principale innovation consiste en l'utilisation d'un béton bitumineux comme noyau étanche, ce qui lui procure différents avantages vis-à-vis des ouvrages en remblai traditionnels. À ce jour, seulement deux ouvrages de ce type ont été construits en Amérique du Nord et sont situés dans la province de Québec. La raison à cela est liée à la nouveauté de la technique, le manque d'expérience et le manque de recul vis-à-vis du comportement à long terme d'un tel ouvrage ou durant un hasard sismique.

L'analyse sismique a, pour sa part, connu au cours des dernières décennies de grandes évolutions. En effet, l'apparition d'ordinateurs de plus en plus puissants a permis le développement de logiciels spécialisés permettant l'analyse dynamique de matériaux et de structures. Avant cela, les analyses de stabilités sismiques réalisées se basaient sur des méthodes dites empiriques ou semi-empiriques qui permettaient d'avoir une idée globale sur le risque de défaillance d'un ouvrage de retenue durant un séisme.

Différentes études ont été consacrées, à travers le monde, à l'analyse dynamique de structures ou d'ouvrages (bâtiments, ponts, barrages, ...), mais peu l'ont été à l'analyse dynamique de ce nouveau type de barrage enrochement avec un noyau en béton bitumineux.

Le présent travail se propose d'étudier le comportement d'un barrage enrochement avec un noyau en béton bitumineux représentatif de grande hauteur (115m) soumis à des séismes typiques du continent Nord-Américain, tant de la côte est que de la côte ouest.

Pour ce faire, le mémoire est structuré en six parties. Dans un premier temps, une revue de littérature présente les barrages en enrochement avec un noyau en béton bitumineux, le comportement des matériaux employés, les études déjà réalisées. Dans un second mouvement, les

logiciels et les modèles utilisés sont présentés. Puis une description de la méthodologie employée durant les diverses analyses est présentée dans une troisième partie. Afin de vérifier la capacité du logiciel et des modèles utilisés lors de l'étude, une analyse d'un cas réel de barrage en remblai ayant subi un tremblement de terre est réalisée. La cinquième partie vise à vérifier la capacité du logiciel, des modèles et de la méthodologie employés pour modéliser un barrage enrochement avec un noyau en béton bitumineux en faisant une analyse comparative d'un tel barrage étudié dans la littérature. Enfin, la sixième partie est consacrée à l'analyse statique et dynamique d'un barrage enrochement avec un noyau en béton bitumineux de manière analytique (méthode pseudostatique et méthode des déplacements permanents) et numérique. L'analyse dynamique sera réalisée en utilisant quatre tremblements de terre.

Chapitre 1 REVUE DE LITTÉRATURE

Les barrages en enrochement avec un noyau en béton bitumineux, bien que relativement anciens, ont connu au cours des dernières décennies un véritable essor à travers le monde. En partie, parce qu'ils permettaient de construire des ouvrages à des endroits où le matériau imperméable formant le noyau se trouvait en quantité ou de qualité insuffisante. L'option de ce type de barrage est maintenant de plus en plus choisie, car ces barrages présentent des caractéristiques physiques, mécaniques voire financières très intéressantes.

1.1 Barrages en remblai avec un noyau en bitume

1.1.1 Historique

L'ouvrage le plus ancien, connu à ce jour, construit en utilisant du béton bitumineux (mélange de bitume et de granulats) afin de pouvoir stocker de l'eau est un réservoir situé dans la vallée de l'Indus (proche de l'actuel Pakistan) et qui daterait de presque 5 000 ans. Ce réservoir serait encore aujourd'hui fonctionnel (Saxegaard, 2000; Steffen, 1982). Le bitume qui fut alors utilisé était récupéré au niveau de la surface de l'écorce terrestre. L'utilisation du bitume dans la construction de ce réservoir ainsi que dans d'autres ouvrages met en évidence deux faits : le premier est que le bitume, en tant que matériau étanche, est utilisé depuis des millénaires et le second, que ce matériau possède de très bonnes propriétés de longévité. L'emploi du bitume s'est rapidement répandu à travers le monde. Il fut utilisé tour à tour dans la construction de puits, de canaux, de réservoirs, de salles de bain, de bassins de rétention d'eau, de protection des berges, et de brises-lames afin de prévenir l'érosion des terres (Van Asbeck & Schmitt, 1962). La constante dans toutes les utilisations qui en ont été faites réside dans l'emploi de ce matériau pour ses caractéristiques imperméables et sa résistance aux différentes sollicitations (mécaniques et climatiques).

Ce n'est qu'au milieu du vingtième siècle que l'on voit l'utilisation régulière du bitume dans des ouvrages en terre, de type digue ou barrage, apparaître. Plus exactement, la première réalisation d'un tel ouvrage utilisant un noyau bitumineux remonte à 1948 au Portugal avec la construction du barrage de Vale de Gaio, dont la coupe est présentée à la Figure 1.1 (Van Asbeck & Schmitt, 1962). Dès lors, différentes méthodes ont commencé à poindre au travers de l'Europe. Plus particulièrement en Allemagne dans les années 1960, mais aussi en France où en 1969 trois digues furent construites avec un noyau bitumineux (Paubel, 1973), puis en Norvège. Actuellement, la construction de barrage en remblai à noyau en béton bitumineux est de plus en plus courante à travers le monde et est même très répandue en Chine.

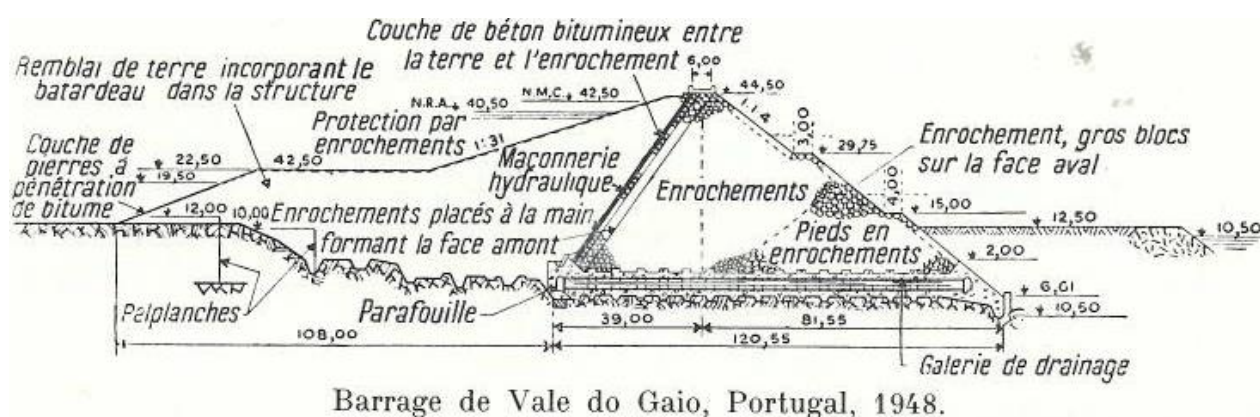


Figure 1.1 - Coupe du barrage Vale Gaio (Van Asbeck & Schmitt, 1962)

1.1.2 Barrage à noyau bitumineux dans le monde

En 2011, le groupe VEIDEKKE, spécialisé dans la construction de barrage avec un noyau en béton bitumineux, référençait 89 barrages de ce type construits à travers le monde et 43 qui étaient en construction ou à l'étude. Si, parmi ceux déjà construits, seulement 7 barrages mesuraient plus de 100 m de hauteur, il y a actuellement 8 autres barrages de plus de 100 m qui sont actuellement au stade de design ou de construction (Saxegaard, 2011).

Après le barrage Vale Gaio, plusieurs barrages en remblai à noyau en béton bitumineux (Asphalt Core Rockfill Dam, ACRD) furent construits en Allemagne dans le début des années 1960. Depuis, comme le montre la Figure 1.2, des barrages à noyau en béton bitumineux ont été

construits à travers le monde. La Chine, l'Allemagne et la Norvège sont les trois pays comptant le plus de barrages à noyau en béton bitumineux. Ce type de barrage existe dans de nombreux autres pays, mais en faible proportion. De nombreuses institutions et entreprises conservent quelques réticences à construire des ACRD, car ceux-ci étant relativement nouveaux, l'expérience et le savoir-faire pour construire un tel type de barrage ne sont pas encore largement répandus. Il apparaît donc évident que le choix se porte plus fréquemment sur un type de barrage mieux connu par leur concepteur et leur constructeur afin d'assurer une construction et un fonctionnement sécuritaires de l'ouvrage.

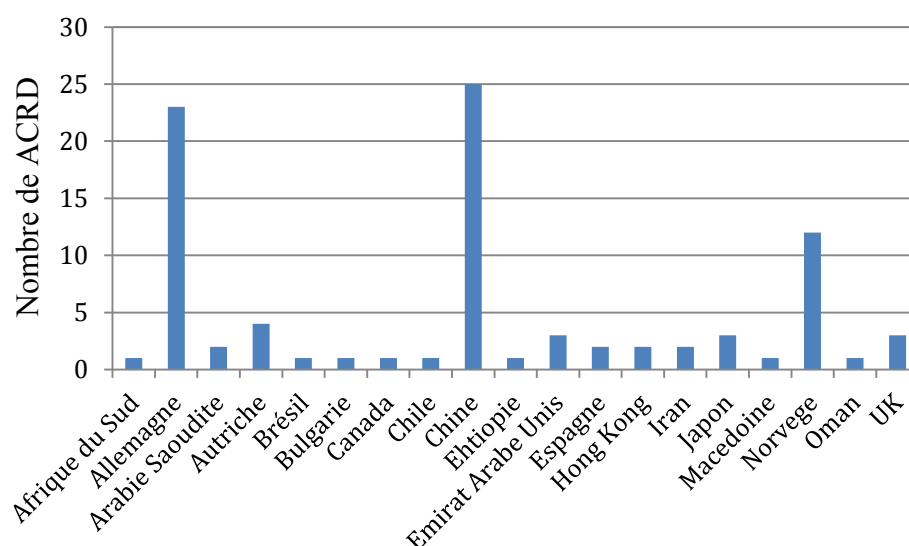


Figure 1.2 - Répartition des ACRD dans le monde (Saxegaard, 2011)

Comme le montre la Figure 1.3 et la Figure 1.4 un grand nombre de barrages avec un noyau en béton bitumineux ont été construits dans les années 1980. Depuis 2003, la solution d'un barrage avec un noyau en béton bitumineux est choisie de plus en plus souvent. Il est également possible de remarquer une augmentation de la hauteur des barrages.

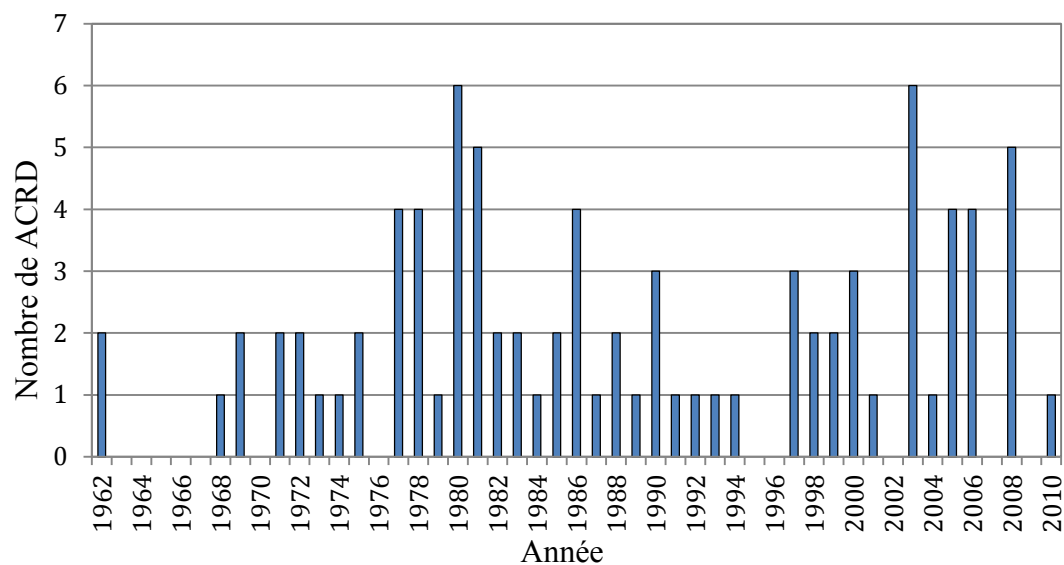


Figure 1.3 - Nombre de barrages à noyau bitumineux construits par année (Saxegaard, 2011)

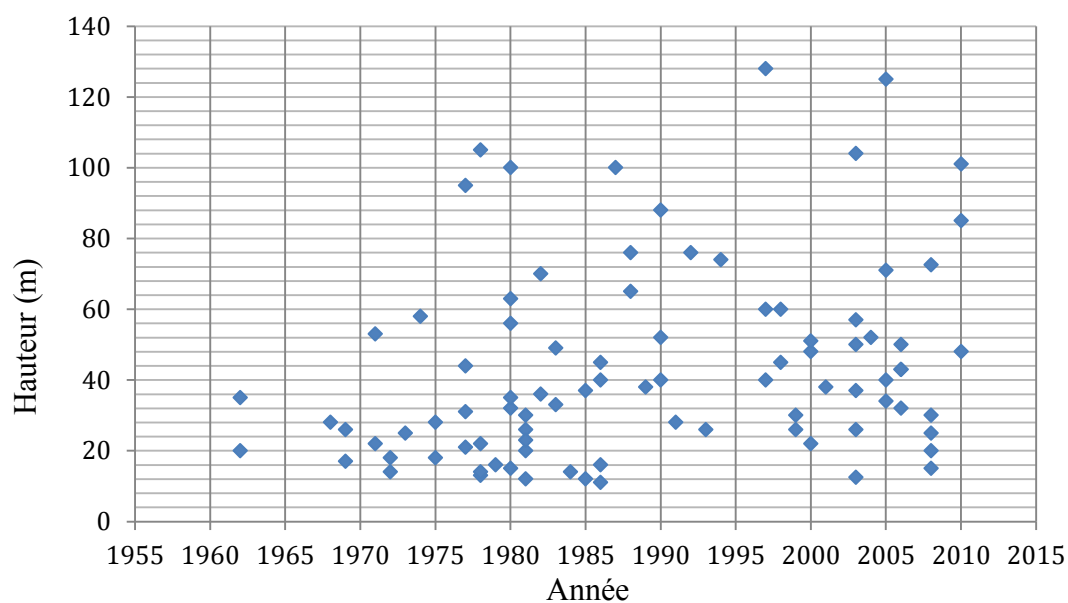


Figure 1.4 - Date de construction des barrages ACRD en fonction de leur hauteur (Saxegaard, 2011)

1.1.3 Évolution des techniques de construction

Le barrage portugais de Vale Gaio, construit en 1948, mesure 45 m de haut et son noyau a une épaisseur variant entre 10 et 20 cm. Sa construction se déroula comme suit : d'abord fut érigé au niveau de la partie amont de l'ouvrage un mur en maçonnerie, qui fait office de drain lorsque le barrage le réservoir est rempli. Le noyau étanche en béton bitumineux fut alors coulé sur ce mur, grâce à des coffrages. Après sa mise en service, l'ensemble des infiltrations de l'eau au sein de la structure représentait un débit inférieur à $1 \text{ L} \cdot \text{min}^{-1}$. (Van Asbeck, Terrière, & Lelu, 1969).

Dans les années 1960, des noyaux de digues en béton bitumineux cyclopéen (c'est-à-dire un béton bitumineux contenant de grosses roches) ont été étudiés et construits en Allemagne. Deux types de mise en place ont pu être relevés. La plus courante se pratiquait de la façon suivante : un béton contenant une forte proportion de bitume et de particules fines est d'abord introduit à l'intérieur du coffrage. De grosses pierres, qui serviront de squelette au noyau et lui donneront une partie de ses caractéristiques mécaniques, sont alors introduites. Afin d'assurer une correcte pénétration de celles-ci dans le mélange de béton bitumineux des vibrateurs sont utilisés. La taille des couches ainsi mises en place variait de 25 à 50 cm jusqu'à atteindre 1 m (Steffen, 1982). L'autre technique consiste à introduire en premier des graviers puis à déverser sur ceux-ci le bitume (Kjærnsli et al., 1973). La méthode utilisant le béton bitumineux cyclopéen ne peut pas être utilisée pour des barrages très hauts. En effet, elle engendre un fort risque de percolation au sein du barrage. Il est toutefois à noter que ce risque est moins important pour les petits barrages où cette méthode peut être utilisée (Larocque, 1992).

La méthode actuelle permet de construire le noyau en béton bitumineux et le barrage en même temps. Au centre se trouve la paroi en béton bitumineux servant d'écran étanche à l'ouvrage, de part et d'autre de celle-ci des zones dites de transition sont installées. Elles mesurent 1 à 2 m d'épaisseur et sont constituées de roches dont le diamètre est inférieur à 100 mm (Larocque, 1992). Ces zones ont plusieurs rôles : tout d'abord, elles permettent l'élévation de la paroi en béton bitumineux lors de sa construction en la maintenant des deux côtés jusqu'à ce que celle-ci fasse sa prise. Elles permettent également d'assurer une zone de transition entre le noyau et l'enrochement grossier, assurant ainsi un meilleur contact entre les matériaux, ce qui améliore le comportement de l'ouvrage lorsqu'il est soumis à des sollicitations. Enfin, la zone aval joue également le rôle de drain dans le cas de perte d'étanchéité du noyau, due à l'apparition de

fissures qui peuvent être causées, par exemple, par un tremblement de terre, par la fatigue thermique ou par un mauvais compactage. (Greegan & Monismith, 1996)

1.1.4 Mise en place

L'utilisation d'un béton bitumineux plus souple permet de réduire la température de manutention et par conséquent de réduire la quantité d'énergie nécessaire pour les opérations de mise en place et de compactage (Wang & Hoeg, 2009).

Un des avantages des barrages utilisant un noyau en béton bitumineux est qu'ils ne requièrent pas une importante qualité de roche pour les construire (Tschernütter, 1997). De plus, l'exemple du barrage d'Eberlaste, en Autriche, construit sur un sol compressible prouve qu'il est possible de construire un tel barrage sur ce type de fondations. En effet, en quarante ans d'existence aucune dégradation notable n'a été reportée, et ce, malgré un tassement du terrain durant la construction de 2,2 m qui a continué à se tasser après la construction et l'apparition de tassement différentiel le long du barrage. Pourtant, aucune fuite importante n'a été relevée (Wang & Hoeg, 2009).

Lors de sa mise en place, le béton bitumineux doit être compacté. Une couche de remblai et de béton bitumineux inférieure à 1 m est mise en place et est compactée à l'aide un rouleau vibrant (Vieu, 1973). L'épaisseur des couches du matériau mis en place ainsi que le nombre de passes et le poids du rouleau vibrant varient selon le type et les propriétés du matériau considéré et du taux de compaction qui est souhaité. Actuellement, les couches sont plutôt de l'ordre 20 - 60 cm afin d'assurer un bon compactage (Wang & Hoeg, 2009).

Durant la construction, il a été noté qu'un ajout d'eau sur les granulats, composant les zones de transition, permet de se rapprocher de la teneur optimale en eau sur la courbe de compactage et donc d'obtenir une meilleure compaction du matériau. La compaction du matériau, et donc sa densité, étant meilleure cela réduit le tassement qui se produira ultérieurement (Terzaghi, 1960). Cependant, comme il a été mentionné, l'enrochement et les granulats sont des matériaux se drainant très rapidement. La quantité d'eau nécessaire pour un tel mouillage durant la construction représente donc un coût économique très important.

De plus, le noyau en béton bitumineux étant construit en même temps que le barrage, cela permet de pouvoir commencer à remplir le réservoir avant que les travaux soient complètement terminés. Il y a donc là un gain de temps évident vis-à-vis de la possibilité de mise en service de l'ouvrage.

1.2 Comportement des matériaux

Il convient, afin de pouvoir en faire une modélisation correcte, de connaître et de comprendre à la fois la composition et le comportement, statique et dynamique, des matériaux qui sont utilisés. À savoir, le béton bitumineux, composant le noyau du barrage, les granulats, composant les zones de transitions et l'enrochement composant le corps du barrage.

Cependant, il faut se rappeler qu'un ouvrage en enrochement est, par définition, très hétérogène. D'abord de par la composition du matériau utilisé qui est choisi plus pour sa proximité avec l'ouvrage que pour sa régularité dans ses caractéristiques. Il est également hétérogène par le large spectre granulométrique des éléments qui le composent. En effet, les méthodes d'extraction de l'enrochement ne permettent pas d'obtenir une taille constante. De plus, lors du transport, mais également de la mise en place, une ségrégation inévitable des grains se produit. Il y a une ségrégation verticale et horizontale qui se produit (Leps, 1973). En effet, lors du déversement d'une quantité importante d'enrochements une plus grande quantité de particules fines tend à se concentrer au sommet de l'amas déversé et les particules plus grosses tendent à être plus à la base de cet amas (Terzaghi, 1960).

Il faut noter deux choses : les caractéristiques du remblai en enrochement sont régies principalement par les grains les plus gros (Leps, 1973), or la rigidité d'un matériau granulaire, si sa granulométrie est bien étalée, est plus importante pour des diamètres maximaux petits que grands.

plus les grains sont fins, plus grande est la rigidité du matériau. Cet effet d'échelle des grains est donc en défaveur d'un comportement le plus résistant.

Il est donc important de s'assurer que les matériaux proches du noyau respectent bien les granulométries spécifiées, afin d'assurer à l'ouvrage une résistance suffisante lors de

sollicitations. Ces matériaux, proches du noyau, appelés zones de transitions sont les plus fins présents dans l'ouvrage et permettent d'assurer une bonne cohérence avec les autres matériaux qui sont de plus en plus grossiers en s'éloignant du noyau.

1.2.1 Définitions

La réalisation d'essais cycliques ont permis de mettre en évidence que lorsque les déformations en cisaillement (γ_s) d'un matériau augmentent, le module de cisaillement (G) diminue et le rapport d'amortissement (ξ) du matériau augmente.

La Figure 1.5 explicite la notion de déformation en cisaillement. La déformation en cisaillement est le rapport, lorsqu'un échantillon est soumis à du cisaillement, entre la quantité dont s'est déplacée l'extrémité de l'échantillon soumis au cisaillement et sa longueur initiale de cette extrémité.

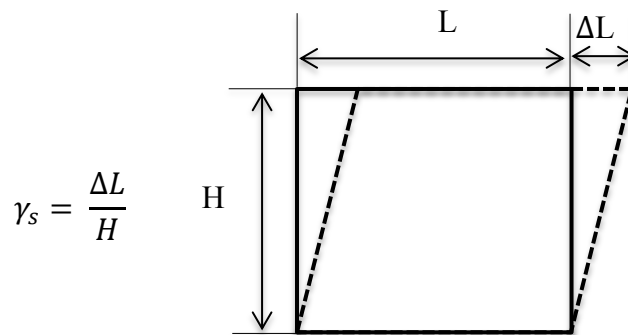


Figure 1.5 – Définition de la déformation en cisaillement (γ_s)

Lorsqu'un matériau est soumis à une charge cyclique, celui-ci possède un comportement hystérétique, comme le représente la Figure 1.6. Le module de cisaillement est alors défini, pour un niveau de contrainte donné, par la pente de la droite passant par les deux extrémités de l'hystérèse.

Le module de cisaillement maximum, G_{\max} , est défini comme le module de cisaillement passant par les extrémités de l'hystérèse pour une déformation en cisaillement, γ_s , très petite (inférieures à 10^{-6}). Plus l'amplitude des déformations en cisaillement étudiées est grande, plus la valeur du

module de cisaillement est faible. Autrement dit, la résistance du matériau en cisaillement diminue lorsque les déformations en cisaillement augmentent.

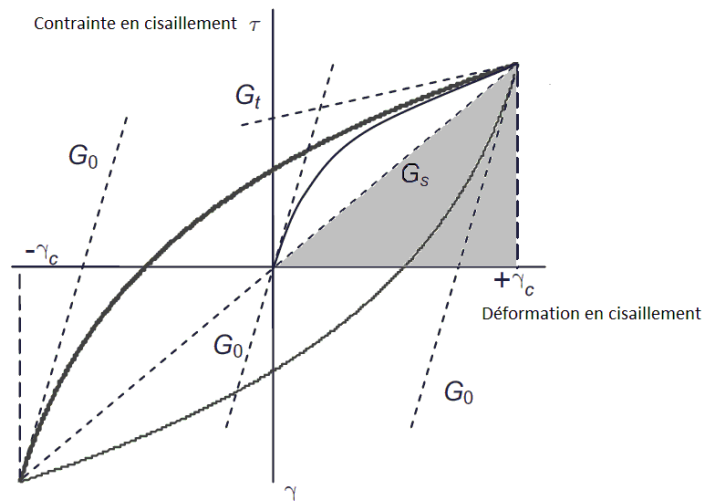


Figure 1.6 - Variation du module de cisaillement en fonction des déformations en cisaillement
(Brinkgreve, Kappert, & Bonnier, 2007)

Le rapport d'amortissement est une notion abstraite permettant de représenter le ratio entre l'énergie dissipée dans le matériau (E_D) et l'énergie due aux déformations élastiques qui sera restituée au système (E_S) lorsqu'il est soumis à un chargement cyclique. Ce rapport d'amortissement peut être calculé à partir de l'hystérèse, comme le montre l'Équation 1.1 :

$$\xi = \frac{E_D}{4 \cdot \pi \cdot E_S}$$

Équation 1.1

avec E_D l'aire de l'hystérèse, et E_S l'aire du triangle grisé dans la Figure 1.6.

La variation du module en cisaillement et le rapport d'amortissement avec la déformation en cisaillement ont un effet significatif sur le comportement d'un matériel pendant un chargement dynamique.

1.2.2 Béton bitumineux

1.2.2.1 Composition

Le béton bitumineux est défini comme étant un mélange d'un bitume et d'agrégats. Ces deux matériaux sont mélangés dans des quantités données afin de donner un béton bitumineux ayant les caractéristiques et les propriétés voulues.

Dans les noyaux en béton bitumineux, le bitume joue le rôle de liant et assure l'étanchéité. Les agrégats jouent le rôle de squelette donnant au noyau sa rigidité et sa résistance lorsqu'il est soumis à des sollicitations (Vieu, 1973). Bien évidemment, il existe un grand nombre de types de bitumes et d'agrégats possédant des caractéristiques différentes qui influencent les propriétés du mélange de béton bitumineux.

Un mélange de béton bitumineux comprend en règle générale entre 5,5 et 6,5 % de bitume. Ce qui permet d'obtenir un bon compromis entre la manœuvrabilité du matériau, sa résistance physique, son imperméabilité et sa rigidité. Un pourcentage plus faible rend le mélange plus résistant et plus rigide, mais aussi moins ductile et moins imperméable. Inversement, un pourcentage plus élevé rend le mélange moins résistant et moins rigide ainsi que plus ductile et plus imperméable.

1.2.2.1.1 Bitume

Lors de ses premières utilisations, dans l'antiquité, le bitume était récupéré dans des nappes formées par des remontées à travers la roche fracturée. Puis, il fut extrait des pierres, dites pierres asphaltiques, qui contenaient à peu près 20% de bitume. En chauffant ces dernières à une température suffisamment élevée, le bitume qu'elles contenaient se liquéfiait et pouvait être récupéré (Van Asbeck & Schmitt, 1962).

Cette méthode pourrait être vue comme le premier acte de raffinage du pétrole par l'Homme. De nos jours, le bitume utilisé provient de la transformation du pétrole par l'industrie.

Un bitume est généralement composé de carbone, d'hydrogène, de soufre et d'oxygène dans les proportions décrites dans le Tableau 1.1.

Tableau 1.1 – Composition du bitume (Greegan & Monismith, 1996)

Carbone	70-85 %
Hydrogène	7-12 %
Sulfure	1-7 %
Oxygène	<5 %
Nitrogène	<1 %

1.2.2.1.2 Agrégats

Afin d'accroître la résistance de la structure, le meilleur contact possible entre l'agrégat et le bitume doit être assuré. Pour ce faire, il est recommandé de nettoyer l'agrégat et d'utiliser des agrégats alcalins possédant une faible friabilité (Wang & Hoeg, 2009). Les agrégats jouent le rôle de squelette dans le matériau en lui donnant sa rigidité.

De plus, des agrégats possédant une porosité inférieure à 3% ne semblent pas voir leurs caractéristiques de compression, traction et flexion influencées par des cycles de gel-dégel et l'immersion dans l'eau. Lors de la conception d'un ouvrage en bitume, la porosité de référence visée est de l'ordre de 3%. En dessous de cette valeur, la perméabilité du matériau est suffisamment faible pour que l'eau n'ait pas d'action importante. Les infiltrations et la percolation hydraulique peuvent même être considérées comme nulles ou presque nulles. Comme le montre la Figure 1.7, le béton bitumineux possède une bonne résistance même quand il est soumis à diverses conditions telles que l'immersion et le gel dégel. Pour des pourcentages de bitume supérieurs à 5,5 % la résistance du béton bitumineux, sous ces conditions, est proche de celle à l'air libre (Wang, 2008).

Ceci représente une caractéristique importante intéressante. Notamment pour des projets situés dans des zones ayant à subir des cycles de gel-dégel, ce qui peut être très dommageable pour la structure. En effet, le gel de l'eau contenue dans les pores d'un mélange (que ce soit de béton bitumineux, de béton Portland ou autre) génère une augmentation des pressions dans celui-ci due à l'augmentation du volume de l'eau. Ces pressions se dissipent lors du dégel de cette eau. C'est

la répétition des cycles de gel-dégel qui est le plus dommageable pour un mélange et qui peut entraîner sa dégradation (fissures, éclatement local,...).

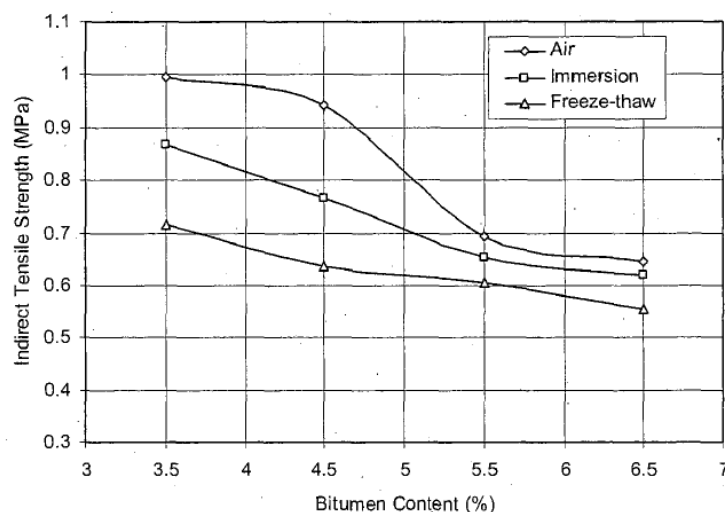


Figure 1.7 – Résistance en tension indirecte en fonction pour pourcentage de bitume et sous différentes conditions : air libre, immersion et gel dégel (Wang, 2008)

1.2.2.2 Caractéristiques

Le béton bitumineux est un matériau qui est défini comme étant linéaire viscoélastique et thermorhéologique simple (Greegan & Monismith, 1996). Linéaire viscoélastique signifie que son comportement ressemble à un solide élastique auquel s'ajoute un écoulement. Autrement dit, une partie de l'énergie reçue lors du chargement sera restituée et une partie sera dissipée. L'écoulement d'un matériau viscoélastique est, en partie, contingent de la charge appliquée, de la vitesse d'application de la charge, et de la température. Il donne ainsi une propriété auto cicatrisante au matériau en cas de fissuration, ce qui peut se produire notamment lors d'un fort chargement sismique. Cette propriété est d'autant plus importante que le bitume utilisé est souple. Elle permet également au matériau de pouvoir dissiper les contraintes concentrées (Wang & Hoeg, 2009).

Pour les petites déformations et sous une charge appliquée de manière quasi-statique, le comportement réel du bitume est très proche du modèle linéaire élastique, autrement dit tant que le matériau reste dans le domaine élastique son module reste quasiment constant comme le montre la Figure 1.8 :

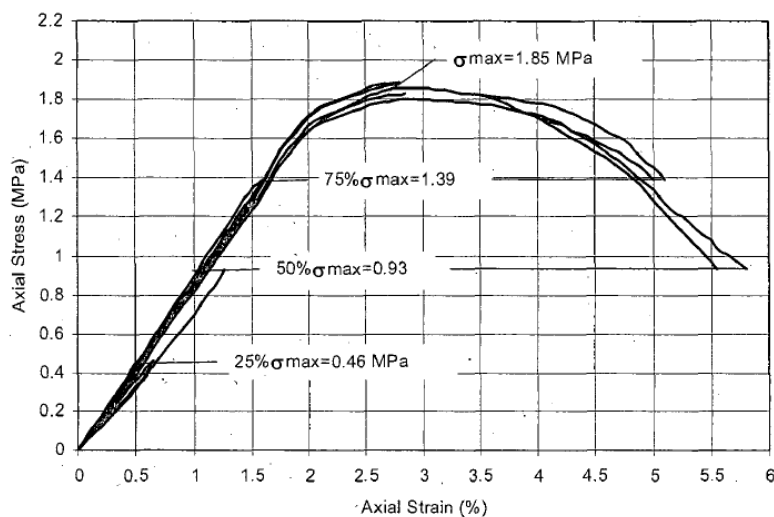


Figure 1.8 – Déformation axiale en fonction de la contrainte axiale d'un échantillon de bitume non confiné (Wang, 2008)

Le caractère thermorhéologique simple signifie que les déformations dans le matériau dépendent de la température. Ainsi, à deux températures différentes une rigidité donnée sera atteinte au bout de deux temps différents, c'est-à-dire qu'elle sera atteinte à une température T_1 au bout dans temps t_1 et à une température T_2 au bout d'un t_2 . La viscosité du béton bitumineux est aussi dépendante de la température du matériau et du pourcentage de bitume qu'il contient (Greegan & Monismith, 1996).

Le module de Young, E , d'un mélange de béton bitumineux dépend donc de la température à laquelle le test est pratiqué. Les caractéristiques du béton bitumineux sont donc largement affectées par la température (Wang, 2008).

Le matériau est considéré complètement imperméable lorsque sa porosité est inférieure à 3%. Cette limite doit être respectée en tout temps afin d'assurer l'étanchéité du matériau, c'est-à-dire non seulement lors de sa mise en place, mais également quand il est soumis à n'importe quelles sollicitations ou déformations. Il faut donc prévenir toute dilatation qui pourrait se produire suite à une contrainte de cisaillement et qui accroîtrait l'indice des vides (Larocque, 1992).

De plus, l'étude des caractéristiques du comportement d'un matériau compacté selon diverses méthodes en laboratoire (compaction giratoire, statique, vibration, Marshall) montre que celles-ci

suresiment la résistance du matériau, comme le montre la Figure 1.9, par rapport aux valeurs trouvées sur chantier. La méthode Marshall semble être la méthode donnant les résultats les plus réalistes par rapport à ceux sur chantier (Wang, 2008). Le compactage doit être adapté au mélange utilisé, une surcompaction engendrera une trop grande rigidité du matériau, car le squelette de gravier sera trop resserré ce qui entraînera un plus grand risque de fissuration du matériau. La Figure 1.10 montre bien la perte de la rigidité et donc des caractéristiques mécaniques suite à un sous-compactage, c'est-à-dire que l'indice des vides est plus élevé que celui attendu.

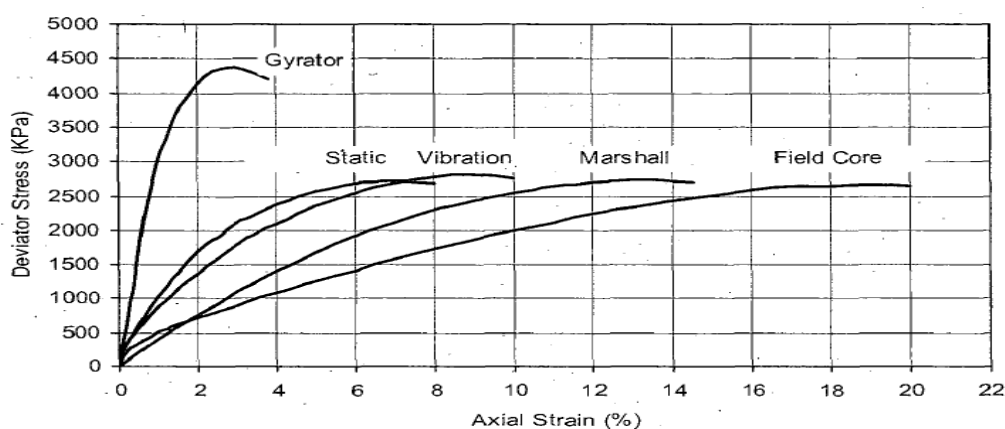


Figure 1.9 – Variation des courbes contraintes-déformations en fonction de la méthode de compaction utilisée (Wang, 2008)

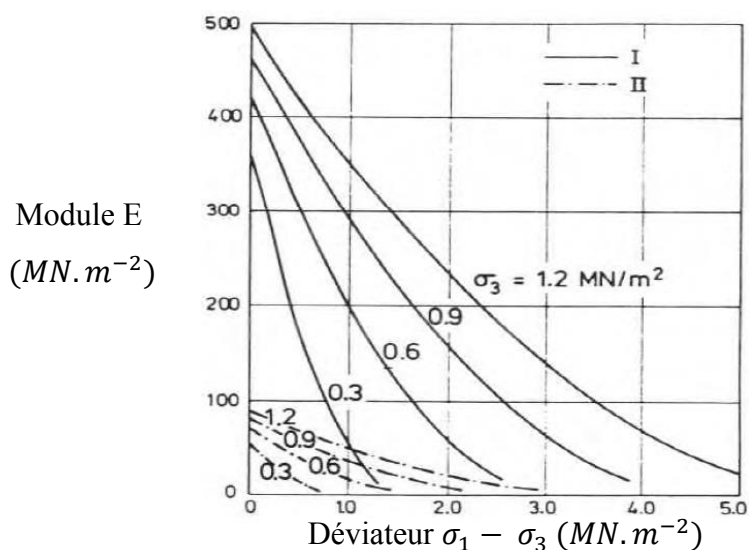


Figure 1.10 – Variation du module de Young, E, en fonction du déviateur de contrainte de deux ACRD de 150 m, cas I bien compacté, cas II mauvais compactage (Larocque, 1992)

Les propriétés physiques du noyau en béton bitumineux, telles que décrites précédemment, procurent au barrage une certaine résistance vis-à-vis de l'apparition de fissures. Cependant, au-delà des contraintes et déformations physiques, les contraintes thermiques et la fatigue thermique sont des phénomènes pouvant également générer l'apparition de fissures.

1.2.2.3 Comportement statique

Wang (2008) a réalisé différents tests triaxiaux quasi statiques sur des éprouvettes en béton bitumineux compacté selon différentes méthodes. Les résultats sont reportés dans le Tableau 1.2. Il est possible de remarquer les choses suivantes : le module de Young dépend largement de la méthode de compaction utilisée, tout comme la déformation axiale à la rupture - il faut noter que celle-ci se produit pour des grandes déformations – cependant, la contrainte de rupture semble être relativement constante et située autour de 2 700 kPa, exception faite pour l'échantillon compacté par la méthode giratoire. Comme indiqué précédemment (section 1.2.2.2) la méthode de compactage donnant les résultats les plus proches de ceux obtenus sur terrain est la méthode Marshall.

Tableau 1.2– Résultats d'essais triaxiaux sur des éprouvettes en béton bitumineux selon la méthode de compactage avec $\sigma_3 = 1$ MPa (Wang, 2008)

Méthode de compactage	Poids volumique (kN/m ³)	Porosité (%)	Module de Young sécant (MPa)	Déviateur à la rupture ($\sigma_1 - \sigma_3$) (kPa)	Déformation axiale à la rupture (%)
Gyrator	23,6	1,39	298,0	4 459	3,0
Statique	23,8	0,79	102,1	2 724	7,0
Vibration	23,7	1,03	87,5	2 820	8,8
Marshall	23,8	0,59	39,5	2 766	14,2
Sur chantier	23,7	1,05	50,6	2 681	18,7

Lorsqu'il est soumis à une contrainte, le mélange de béton bitumineux expérimente une faible diminution de volume (contractance) avant de se dilater comme le montre la Figure 1.11. Cette variation de volume dépend à la fois du pourcentage de bitume contenu et de la pression de confinement.

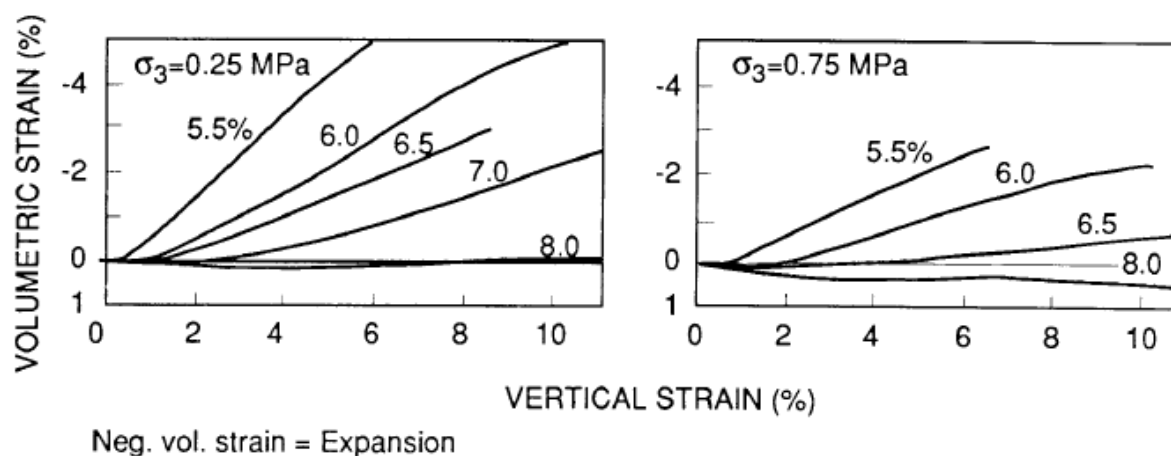


Figure 1.11 - Variation volumique d'un échantillon de béton bitumineux pour une pression de confinement à gauche de 0,25 MPa et à droite de 0,75 MPa (Hoeg, 1993)

De par sa forte teneur en béton bitumineux, le noyau d'un ACRD peut être sujet au fluage. Le fluage peut être dû à l'action du poids propre, mais également à une charge. Ceci implique que la déformation à long terme du béton bitumineux dépend, en partie, du matériau le soutenant.

Une caractéristique importante du béton bitumineux doit être soulignée : la Figure 1.12 suggère que, pour une température donnée, la valeur de la cohésion du matériau dépende de la vitesse d'application de la charge. En effet, cette figure montre qu'en diminuant la vitesse de chargement de 2%/h à 0,2%/h la valeur de la cohésion diminue tandis que l'angle de la droite de rupture, qui dépend que de l'angle de friction du matériau, est constant. Autrement dit, il est raisonnable de penser que pour un chargement infiniment lent, la valeur de la cohésion dans le béton bitumineux est nulle. Lors de la construction d'un barrage avec un noyau en béton bitumineux ou le remplissage de son réservoir, il est possible de considérer le chargement comme infiniment lent. En conclusion, lors de l'analyse statique d'un tel barrage, la valeur de la cohésion du béton bitumineux doit être prise égale à zéro. Ceci n'est pas vrai pour une charge sismique.

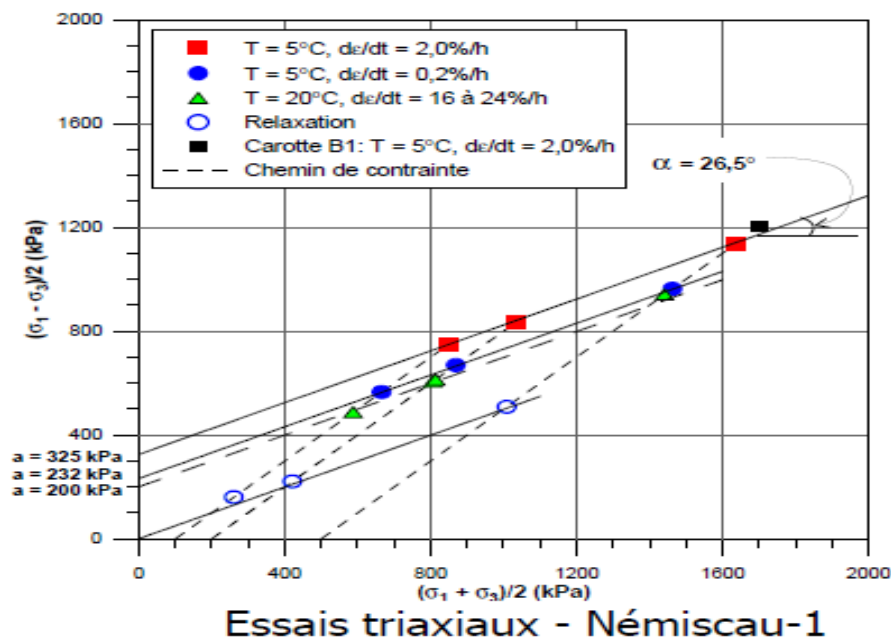


Figure 1.12 – Résultats d’essais triaxiaux quasi-statiques réalisés à des températures et à des vitesses de cisailment différentes (Grenier, 2012).

1.2.2.4 Comportement dynamique

L’analyse de chargement cyclique, afin de simuler un tremblement de terre, est réalisée en laboratoire par un test triaxial cyclique où des pressions de confinement sont préalablement appliquées sur l’échantillon afin de le consolider. Il est alors soumis à un chargement cyclique axial. On définit, avant la réalisation de l’essai le rapport :

$$K_c = \frac{\sigma_{1,c}}{\sigma_{3,c}}$$

Équation 1.2

avec $\sigma_{3,c}$ la pression de confinement latérale de l’échantillon initiale et $\sigma_{1,c}$ la contrainte de confinement verticale initiale et K_c le rapport entre les pressions de confinements verticales et horizontales de l’échantillon. Dans le cas où $\sigma_{3,c} = \sigma_{1,c}$ la consolidation sera dite isotropique, si $\sigma_{1,c} > \sigma_{3,c}$ la consolidation est anisotropique.

En supposant que les contraintes dynamiques sont linéairement reliées aux déformations, il est alors possible de définir un module de chargement cyclique déterminé à partir des déformations associées axiale à une contrainte verticale. Wang (2008) propose d'utiliser, afin d'estimer ce module, l'équation :

$$E_d = k \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_m}{P_a}\right)^n$$

Équation 1.3

avec E_d le module cyclique, σ_m la pression moyenne telle que $\sigma_m = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3}$, P_a la pression atmosphérique (100 kPa), k et n des coefficients déterminés expérimentalement tels que pour trois mélanges différents les valeurs proposées sont reportées au Tableau 1.3.

Les déformations dépendant de la température de l'échantillon ce module en est donc également dépendant. L'étude réalisée par Wang (2008) tend à montrer que pour un ratio K_c variant de 1 à 2,5 et des températures allant de 3,5° à 20° ce module cyclique varie de façon linéaire entre 700 MPa (pour $K_c=1,2$ à une température de 20°) à 2 800 MPa (pour $K_c= 1,8$ à une température de 3,5°). La Figure 1.13 présente les courbes de résultats typiquement obtenues lors de la réalisation d'un essai triaxial cyclique sur un échantillon de béton bitumineux (Wang, 2008).

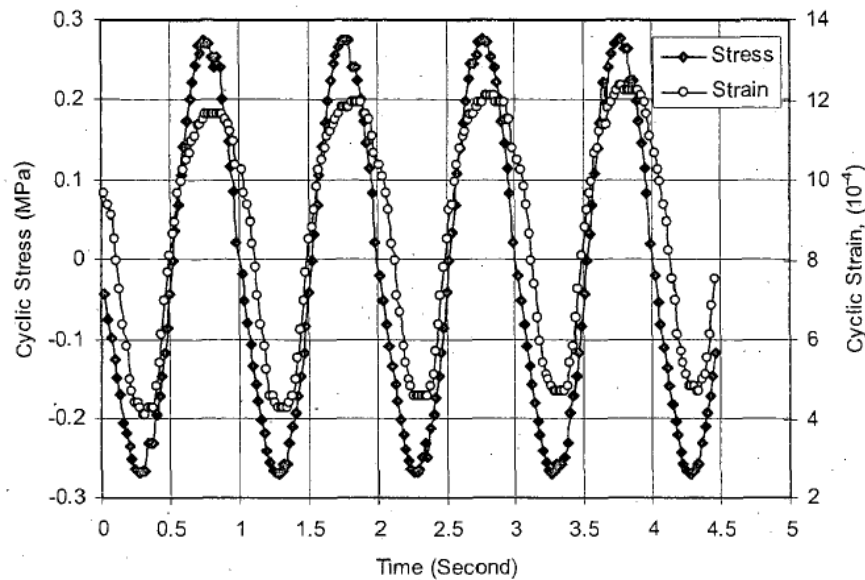


Figure 1.13 - Résultats typiques d'un essai triaxial cyclique réalisé sur un échantillon en béton bitumineux à 20°C avec une pression de confinement de 500 kPa et $K_c=1,2$ (Wang, 2008).

Les résultats de l'étude tendent à montrer que c'est la température qui influe le plus la valeur du module. Ainsi à une température faible le module est plus grand qu'à une température plus élevée.

Tableau 1.3 – Valeur proposée de k et n pour des mélanges et températures différents (Wang, 2008).

Mélange	Température (°C)	k	n
1	3.5	18 310	0.14
2	9	8 381	0.35
3	20	4 175	0.33

La valeur des paramètres du matériau dépend largement, comme expliqué précédemment, de la température et de la compaction du matériau, ainsi que bien évidemment de la proportion de bitume et de gravier. Feizi-Khankandi et al. (2008) proposent une étude analysant le comportement statique et dynamique d'un béton bitumineux. Une comparaison du module de cisaillement et de l'amortissement du béton bitumineux avec d'autres matériaux est présentée au Tableau 1.4 (Feizi-Khankandi, Mirghasemi, Ghalandarzadeh, & Hoeg, 2008). Le spectre des caractéristiques proposé au Tableau 1.4 prend en compte l'effet lié à ces deux paramètres.

Leur étude montre, également, qu'un grand nombre de cycles n'a pas d'influence majeure sur les déformations cycliques trouvées. En effet, des tests où 50 et 10 000 cycles ont été réalisés donnent des résultats similaires. (Feizi-Khankandi, Mirghasemi, et al., 2008)

Le noyau en béton bitumineux subit un chargement à la fois vertical, dû à son poids propre, et horizontal dû aux forces de poussées de l'eau. Il est donc soumis à de la flexion. L'apparition de fissures liées à un tel chargement peut entraîner la perte d'étanchéité du noyau. La Figure 1.14 décrit les déformations admissibles en flexion avant de voir une perte d'étanchéité du matériau pour différents mélanges de béton bitumineux couramment utilisés (Hoeg, 1993). Ces résultats ont été obtenus lors d'un essai en flexion d'un disque de 300 mm de diamètre et de 60 mm d'épaisseur. Les bords du disque sont supportés par la machine et la face plate supérieure est mise

sous pression qui demeure constante (typiquement 500 kPa). La déformation au centre de l'échantillon est alors mesurée. Il est possible de déduire de Figure 1.14 que la perte d'étanchéité apparaît pour une déformation supérieure à 4%. Bien que cette perte d'étanchéité se produise pour des déformations réalistes de la partie supérieure du noyau, il faut souligner que la pression de l'eau dans cette zone est la plus faible et que la caractéristique autocatrisante du béton bitumineux lui permet de les refermer.

Tableau 1.4- Comparaison du module de cisaillement et l'amortissement du béton bitumineux avec d'autres matériaux obtenus lors du dixième cycle (Feizi-Khankandi, Mirghasemi, et al., 2008)

Matériau	G_0 (MPa)	Amortissement (%)
Béton bitumineux	700 – 4 000	5 – 30
Roche écrasée	200 – 500	2 – 35
Roche arrondie	150 – 300	2 – 20
Sable - gravier	100 – 200	5 – 20
Sable	< 100	2 – 15
Béton plastique	500 – 5 000	2 – 30

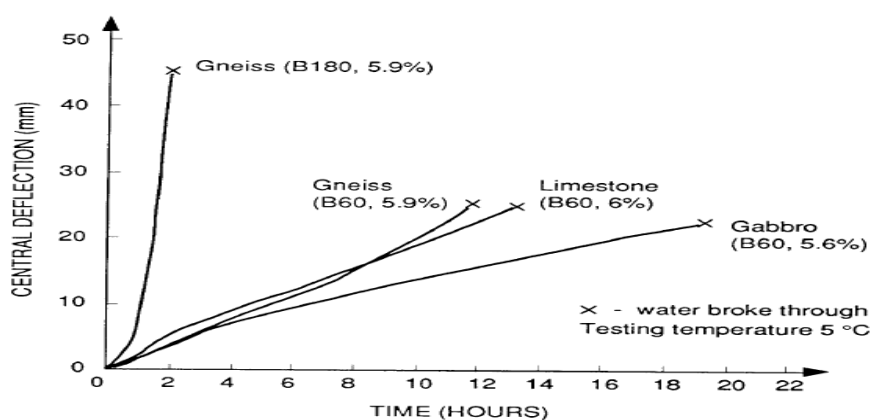


Figure 1.14 – Déformation d'un échantillon de béton bitumineux en flexion jusqu'à sa perte d'étanchéité (Hoeg, 1993)

1.2.3 Enrochement

Le comportement du corps d'un barrage peut varier de façon significative en fonction du type de matériau choisi pour le construire. L'intérêt majeur, économiquement parlant, d'un barrage en remblai est de pouvoir utiliser les matériaux se trouvant à proximité du lieu de construction de celui-ci. La qualité et la quantité du matériau sont donc des données que doit prendre en compte le concepteur dans son choix du type et de la géométrie interne et externe du barrage.

Il convient de différencier ce qui est appelé enrochement et terre, qui peut également être utilisée pour construire des ouvrages. Une première définition fut proposée en 1948 : « la terre est un agrégat de grains minéraux qui peut être séparé facilement en le mélangeant à l'eau. Tandis que le roc est un agrégat naturel de minéraux unis par des forces de cohésion fortes et permanentes » (Terzaghi & Peck, 1948).

Une différenciation plus précise doit néanmoins être faite entre ouvrages en terre et en enrochement. Car, si lors de la construction du premier, des pressions interstitielles peuvent se développer, ceci n'est pas le cas pour le second ; ceci, à condition que le pourcentage massique de particules fines qu'il contient soit inférieur à 30% (Leps, 1973). Autrement dit, un sol dont la granulométrie est inférieure à 75 mm peut être qualifié de « terre » tandis que si elle est supérieure, il sera qualifié « d'enrochement ».

1.2.3.1 Essai au laboratoire pour déterminer les caractéristiques mécaniques

Une des difficultés rencontrées lors de la modélisation et du design d'un ouvrage en enrochement est la caractérisation des matériaux utilisés. En effet, la dimension moyenne de ceux-ci a une influence lors de la réalisation d'essais de caractérisation. En pratique, des blocs de roches ayant un diamètre de l'ordre du mètre, voir plus grand, sont régulièrement utilisés, notamment dans les régions les plus éloignées du noyau. Or, il n'est possible d'étudier au laboratoire, du fait de la taille des machines existantes, que des sols dont les dimensions maximales sont de l'ordre de quelques dizaines de centimètres.

Le comportement de l'enrochement est donc, dans la pratique, étudié en analysant la fraction la plus fine. Les résultats obtenus ne sont donc pas représentatifs de l'ensemble du matériau utilisé.

Cet effet d'échelle a été étudié et des équations ont été proposées afin de déterminer la contrainte de cisaillement pour un matériau quel que soit le diamètre de celui-ci en connaissant ses caractéristiques pour un diamètre D_0 donné comme le montre Équation 1.5 (Albert & Frossard, 2008) :

$$\tau_{G0}(\sigma_n) = A_{G0} \cdot \sigma_n^b$$

Équation 1.4

$$\tau_{G1}(\sigma_n) = A_{G0} \cdot \left(\frac{D_1}{D_0}\right)^{\frac{-3(1-b)}{m}} \cdot \sigma_n^b$$

Équation 1.5

avec $\tau_{G1}(\sigma_n)$ la contrainte de cisaillement dans le matériau G1 de diamètre D_1 lors d'une contrainte normale σ_n . A_{G0} et b sont des coefficients, tel que $b < 1$. m le coefficient de Weibull de probabilité de survie dans une population lorsque celle-ci est soumise à une contrainte proche de celle de rupture.

Il est donc possible de calculer coefficient de sécurité réel d'un ouvrage en utilisant les paramètres et les caractéristiques de la roche déterminés par des essais de caractérisation qui ont été réalisés sur des dimensions moyennes inférieures à celles réellement utilisées (Albert & Frossard, 2008).

1.2.3.2 Comportement statique

La construction d'ouvrages tels que les barrages et les digues a, pendant longtemps, était basée sur l'expérience des constructeurs et la bonne résistance de prototypes tests plus que sur les caractéristiques propres du matériau utilisé (Leps, 1970).

Une des difficultés pour analyser et déterminer les caractéristiques d'un matériau utilisé dans un ouvrage en enrochement est liée à la taille des grains. Cependant, la distribution de la taille des

grains ne semble pas jouer un rôle majeur dans la détermination du module de cisaillement, à l'exception des particules fines qui influencent les résultats (Araei, Tabatabaei, & Razeghi, 2011). La première machine permettant d'effectuer des tests triaxiaux sur des échantillons contenant des particules de 20 cm n'a été construite qu'en 1967 ce qui a permis de mettre en avant le phénomène de fragmentation, qui est un des aspects influant le plus sur la résistance au cisaillement ainsi que la compactibilité du matériau (Marsal, 1967). Cette machine a évidemment permis de caractériser le comportement de l'enrochement possédant des particules d'un diamètre de l'ordre de 20 cm.

Les études ont permis de prouver que l'angle de frottement interne de l'enrochement est relativement élevé et que cet angle dépend naturellement de la granulométrie, de la saturation, de la résistance et de la forme des particules ainsi que du compactage qui a été effectué. Il dépend également de la contrainte de confinement effective appliquée. Ainsi, l'angle de frottement de l'enrochement varie selon la taille des particules étudiées, et donc des contraintes verticales appliquées, dans l'ouvrage. Il a été prouvé que cet angle diminuait quand les contraintes verticales augmentaient, comme le montre la Figure 1.15 qui fut établi en compilant les résultats de différentes études (Leps, 1970).

De là, l'Équation 1.6 a pu être déterminée. Elle permet de connaître à partir d'un angle de frottement donné, sous un chargement donné, l'angle de frottement du matériau sous n'importe quelle contrainte de confinement effective.

$$\varphi_0' = \varphi_{ref}' - P \cdot \log\left(\frac{\sigma_0'}{\sigma_{ref}'}\right)$$

Équation 1.6

avec φ_0' (respectivement φ_{ref}') l'angle de frottement effectif interne du matériau à la contrainte effective de confinement σ_0' (respectivement σ_{ref}').

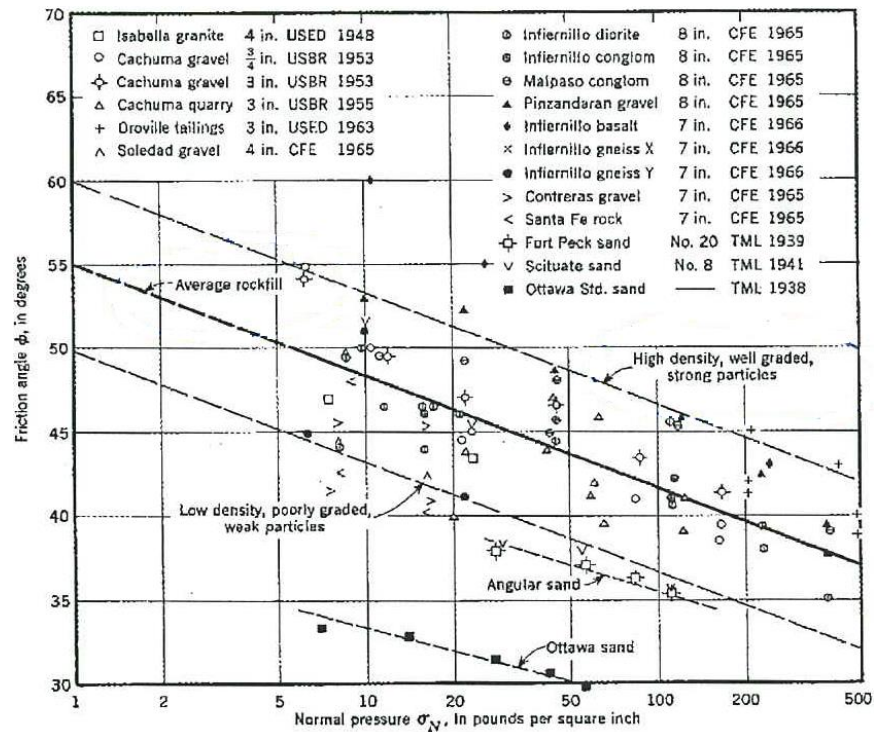


Figure 1.15 - Variation de l'angle de frottement interne en fonction de la contrainte, résultats obtenus dans différentes études (Leps, 1970)

Les résultats typiques d'un essai triaxial sur de l'enrochement sont présentés aux Figure 1.16 et Figure 1.17. Ces figures mettent en évidence le comportement hyperbolique de l'enrochement lorsque ce matériau est soumis à des sollicitations en cisaillement ainsi que sa propriété de contractance et de dilatance à la rupture. La Figure 1.16 permet plus particulièrement de pouvoir déterminer la résistance critique du matériau, et la déformation axiale associée, à partir desquelles il passe du domaine élastique au domaine plastique. La Figure 1.17 permet également d'estimer la déformation volumique à partir de laquelle il y a rupture, mais aussi d'estimer l'angle de dilatation du matériau. Typiquement, l'angle de frottement de l'enrochement varie entre 40 et 50 degrés, son angle de dilatation entre 3 et 7 degrés et sa cohésion est nulle.

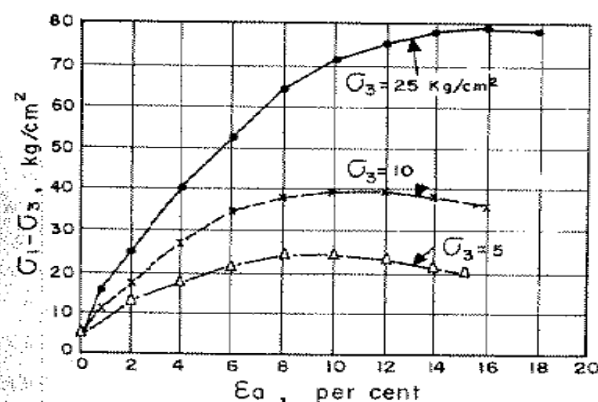


Figure 1.16 - Courbe contrainte déformation typique de l'enrochement pendant un essai triaxial (Marsal, 1967)

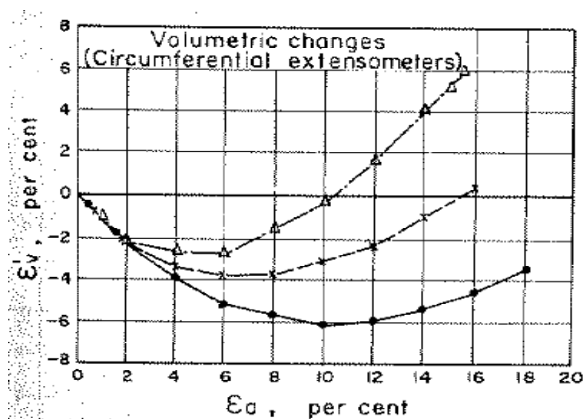


Figure 1.17 - Variation volumique typique en fonction des déformations axiales de l'enrochement durant un essai triaxial (Marsal, 1967)

1.2.3.3 Effet du remplissage

Le remplissage du réservoir à plusieurs effets sur le comportement des matériaux granulaires et sur le barrage. Tout d'abord, comme le montre la Figure 1.18, l'apport d'eau dans les matériaux granulaires engendre une diminution de leur résistance ce qui peut engendrer un effondrement dans la partie amont du barrage, Figure 1.19 (1).

De plus, divers phénomènes interviennent engendrant des déformations dans le barrage. L'eau entraîne un soulèvement des particules immergées dû à la poussée d'Archimède, mais son poids

exerce aussi sur la fondation pouvant entraîner le tassement de cette dernière et elle exerce une poussée sur le noyau pouvant entraîner un déplacement horizontal.

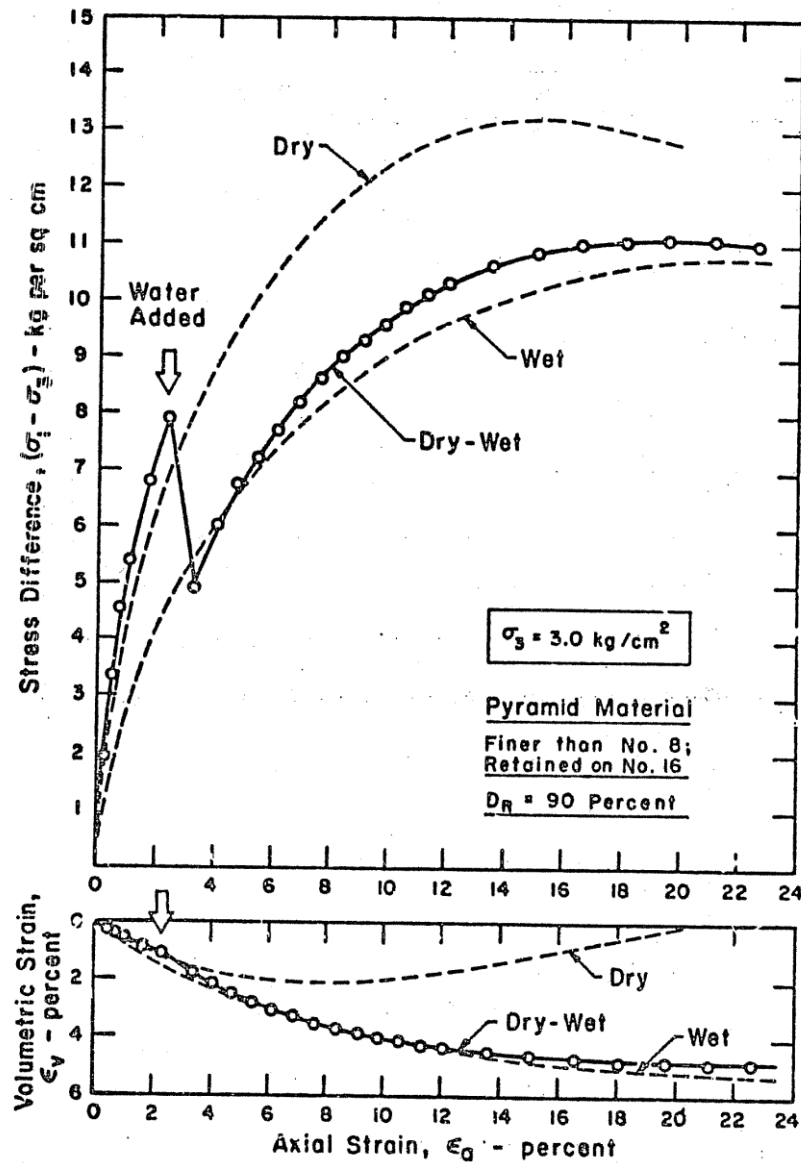


Figure 1.18 - Effet du mouillage sur la résistance (en haut) et la dilatance (en bas) d'un matériau granulaire durant un essai triaxial (Nobari & Duncan, 1972)

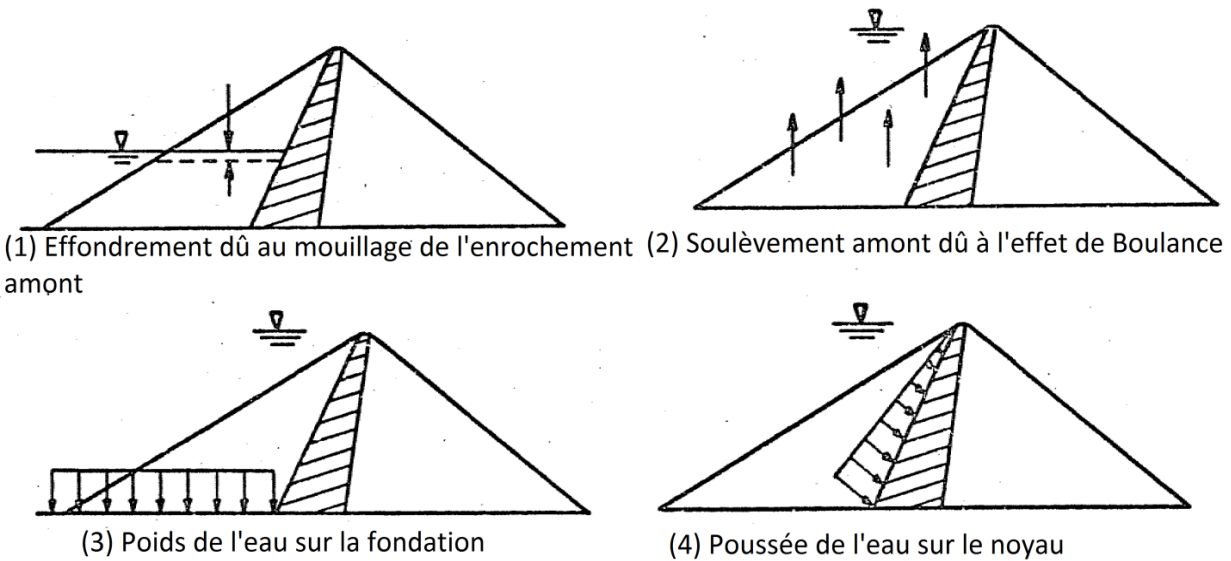


Figure 1.19 – Effets du remplissage sur un barrage en remblais (Nobari & Duncan, 1972)

Il est donc nécessaire, lors du design du barrage, de le construire suffisamment rigide afin de pouvoir supporter les déformations dues à l'eau du réservoir. En effet, dans le cas particulier d'un noyau étanche l'eau exerce sur le barrage une pression qui est proportionnelle à sa hauteur dans le réservoir. Ainsi, afin d'assurer un parfait fonctionnement du barrage lors de sa mise en service et d'éviter l'apparition de fissures causées par le tassement différentiel ou les déformations engendrées par l'eau, il est recommandé d'incliner la partie supérieure du noyau bitumineux vers l'aval du barrage. L'effet sera d'assurer un meilleur contact entre le noyau et les zones de transitions et de s'assurer que le noyau reste en compression donnant ainsi une plus grande résistance à l'ouvrage (Larocque, 1992)

1.2.3.4 Comportement dynamique

Pour modéliser correctement le comportement du barrage lorsqu'il est soumis à des sollicitations dynamiques, il convient d'estimer le module de cisaillement de l'enrochement utilisé. Différents auteurs ont proposé des équations permettant de le déterminer en fonction des pressions appliquées au matériau et de son indice des vides. Hardin et Black (1968) développent une équation permettant de calculer le module de cisaillement maximal d'un sol basé sur des résultats

expérimentaux (Hardin & Drnevich, 1972a, 1972b). Cette équation est présentée comme étant valable aussi bien pour un matériau cohésif que pour un sable :

$$G_{max} = 1230 \cdot \frac{(2,973 - e)^2}{(1 + e)} \cdot (OCR)^k \cdot \sigma'_0{}^{0,5}$$

Équation 1.7

avec e l'indice des vides, σ'_0 la contrainte effective de confinement, OCR le ratio de surconsolidation et K une constante dépendante de l'indice de plasticité. Il est à noter que les modules et les contraintes sont exprimés en livre par pied carré.

Cette équation semble cependant plus adaptée pour du sable ayant des grains angulaires que pour des grains arrondis (Yoshimi, Richart, Prakash, Barkan, & Ilyichev, 1977).

Kokusho et Esashi (1981) ont présenté les résultats qu'ils avaient obtenus (Figure 1.20 et Figure 1.21) lors d'essais triaxiaux cycliques sur du sable et de l'enrochement.

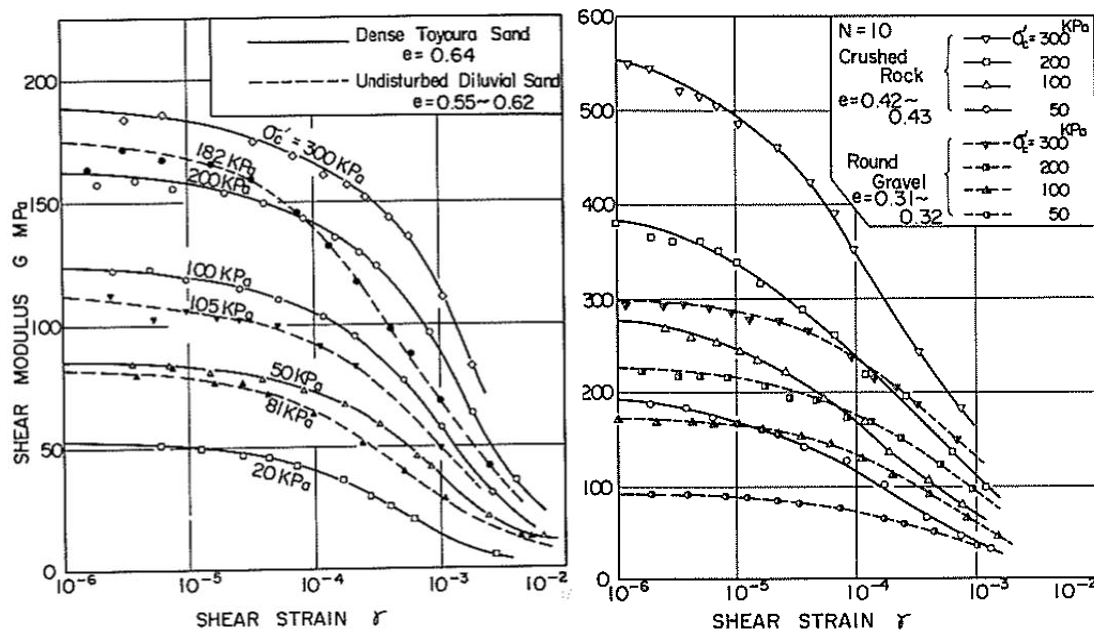


Figure 1.20 - Variation du module de cisaillement en fonction de la déformation (gauche sable, droite enrochement) (Kokusho & Esashi, 1981)

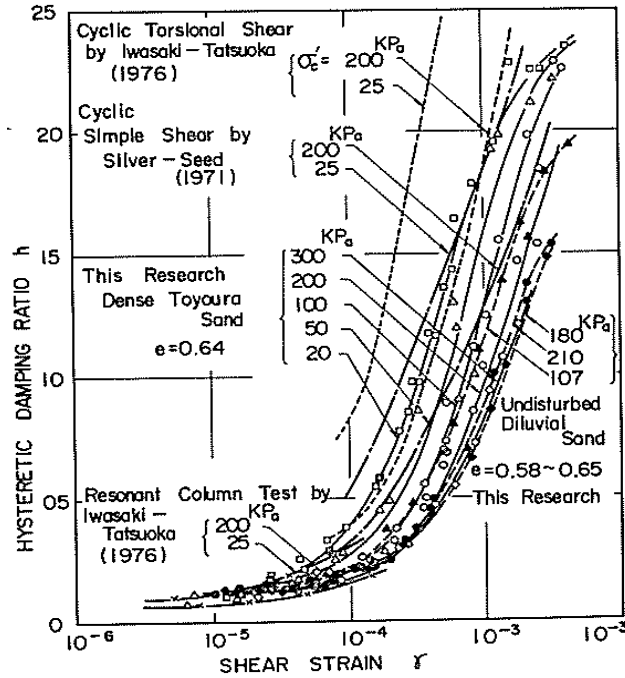


Figure 1.21- Variation du rapport d'amortissement en fonction de la déformation (Kokusho & Esashi, 1981)

De ces résultats, ils ont proposé l'Équation 1.8 et l'Équation 1.9 permettant d'estimer le module de cisaillement pour des graviers arrondis :

$$G_0 = 8\,400 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma'_m{}^{0,6}$$

Équation 1.8

Et pour des roches écrasées :

$$G_0 = 13\,000 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma'_m{}^{0,55}$$

Équation 1.9

avec la contrainte effective moyenne telle que : $\sigma'_m = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$.

H. B. Seed, Wong, Idriss, et Tokimatsu (1984) présentent à la suite d'une étude basée sur du sable l'Équation 1.10 qui utilise, notamment, des paramètres pouvant être trouvés lors d'essai in situ :

$$G_{max} = 1000 \cdot K_{2\ max} \cdot (\sigma'_0)^{0,5}$$

Équation 1.10

avec σ'_0 la contrainte effective principale, $K_{2\ max}$ une constante dépendante de la résistance lors d'un essai de pénétration standard corrigé $(N_1)_{60}$ (la correspondance peut être faite grâce au Tableau 1.5). Il est à noter que les modules et les contraintes sont exprimés en livre par pied carré.

Tableau 1.5 - Correspondance entre $(N_1)_{60}$ et $K_{2\ max}$

$(N_1)_{60}$	$K_{2\ max}$
5	34
8	40
10	43
18	52
28	61
44	71

Yasuda et Matsumoto (1994) ont également publié une étude portant sur des essais triaxiaux cycliques en grandes déformations sur de l'enrochement provenant des barrages Miho et Shichigashuku (Japon). Ils ont pu, à partir de leurs résultats, proposer l'Équation 1.11 et l'Équation 1.12 permettant d'estimer respectivement le module de cisaillement de l'enrochement utilisé dans le barrage Miho et dans le barrage Schichigashuku :

$$G_0 = 558 \cdot P_a \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{0,88}$$

Équation 1.11

$$G_0 = 947 \cdot P_a \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{0,62}$$

Équation 1.12

avec $\sigma'_m = \frac{1}{3} (1 + K) \cdot \rho_h \cdot g \cdot D$, K le rapport des contraintes principales et D la profondeur considérée.

Rollins, Evans, Diehl, et Daily (1998) ont mis en évidence que les paramètres influençant le plus les résultats sur la valeur du module de cisaillement et du rapport d'amortissement étaient évidemment la déformation en cisaillement et la pression de confinement de la cellule durant l'essai, mais aussi, comme le montrent les équations développées l'indice des vides du matériau (Yasuda & Matsumoto, 1993). Ceci souligne donc l'importance d'estimer correctement cet indice et au cours de la construction de réaliser un compactage des couches suffisant pour atteindre la valeur de l'indice des vides désirée.

Ils ont également proposé les Équation 1.13 et Équation 1.14 pour les graviers, respectivement, holocènes et pléistocènes.

Gravier holocène :

$$V_s = 53 \cdot (N_{60})^{0,19} \cdot (\sigma'_0)^{0,18}$$

Équation 1.13

Gravier pléistocène :

$$V_s = 115 \cdot (N_{60})^{0,17} \cdot (\sigma'_0)^{0,12}$$

Équation 1.14

Ces équations sont basées, comme celle de Seed et Idriss (1984), sur la résistance lors d'un essai normalisé BPT (Becker Penetration Test).

$$G_{max} = \rho \cdot V_s^2$$

Équation 1.15

avec V_s la vitesse des ondes de cisaillement et ρ la masse volumique du matériau.

Rollins, Evans, Diehl, et Daily (1998) ont effectué des tests triaxiaux sur des graviers et les ont comparés à différents résultats obtenus lors d'autres études (Figure 1.22). Il est possible

d'encadrer la plupart des résultats obtenus lors des différentes études par une enveloppe relativement fine, ce qui permet de pouvoir caractériser le matériau.

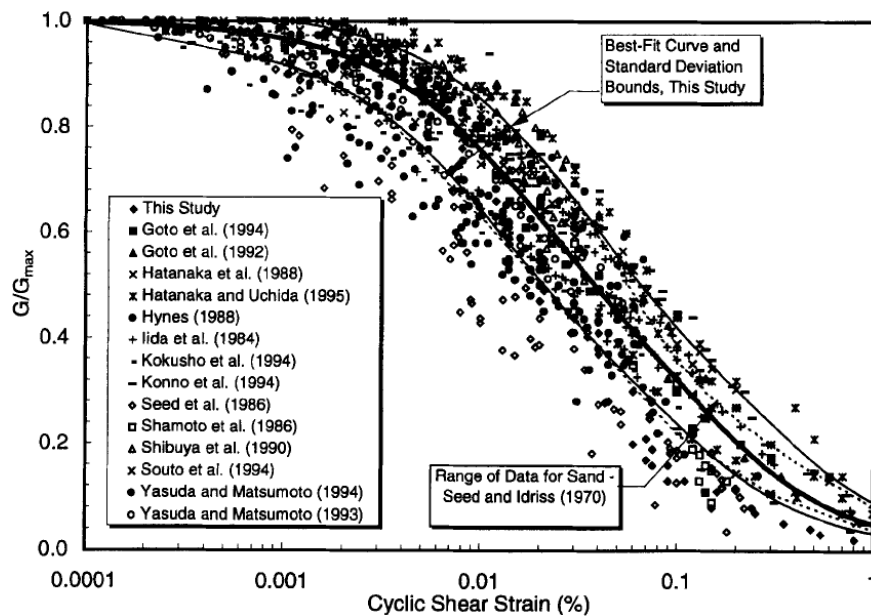


Figure 1.22 - Résultats d'études mettant en relation le module de cisaillement et les déformations en cisaillement (Rollins, Evans, Diehl, & Daily, 1998)

L'enrochement est sensible à la présence d'eau. Comme le montre la Figure 1.23 le module en cisaillement est moins élevé lorsque le matériau est saturé que lorsqu'il est sec.

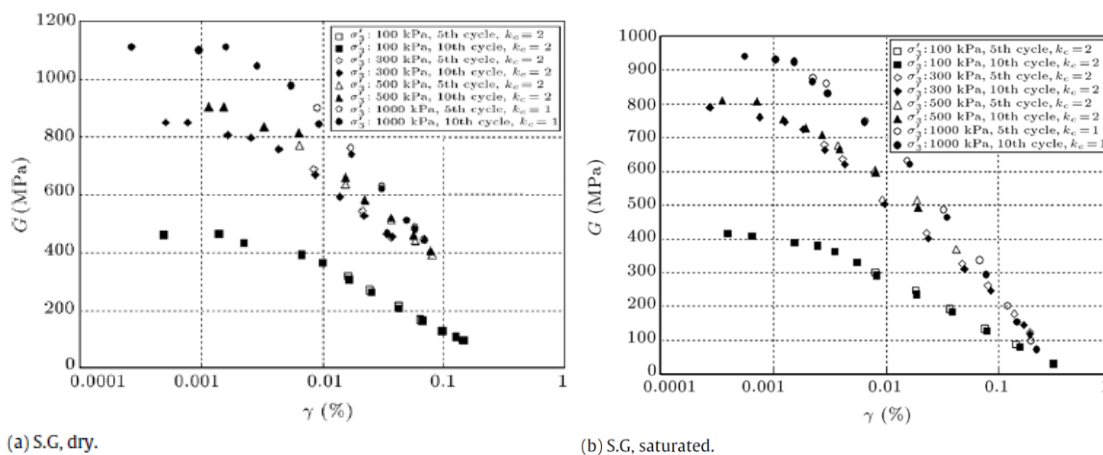


Figure 1.23- Résultat typique de la mesure du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement à différentes pressions de confinement pour de l'enrochement sec (a) et saturé (b) (Araei et al., 2011)

1.2.3.5 Effet du compactage sur l'enrochement

Il est important d'insister sur le rôle primordial du compactage lors de la construction afin d'assurer un comportement acceptable et l'imperméabilité du matériau et donc de l'ouvrage. La compaction joue un rôle majeur dans le comportement de l'ouvrage, ou plus exactement, sur les déformations de l'ouvrage. En effet, comme le montre la Figure 1.24 un barrage bien compacté (I) se déforme très faiblement verticalement et horizontalement – moins de 1% - tandis que pour un barrage mal compacté ces déformations sont quasiment multipliées par 10.

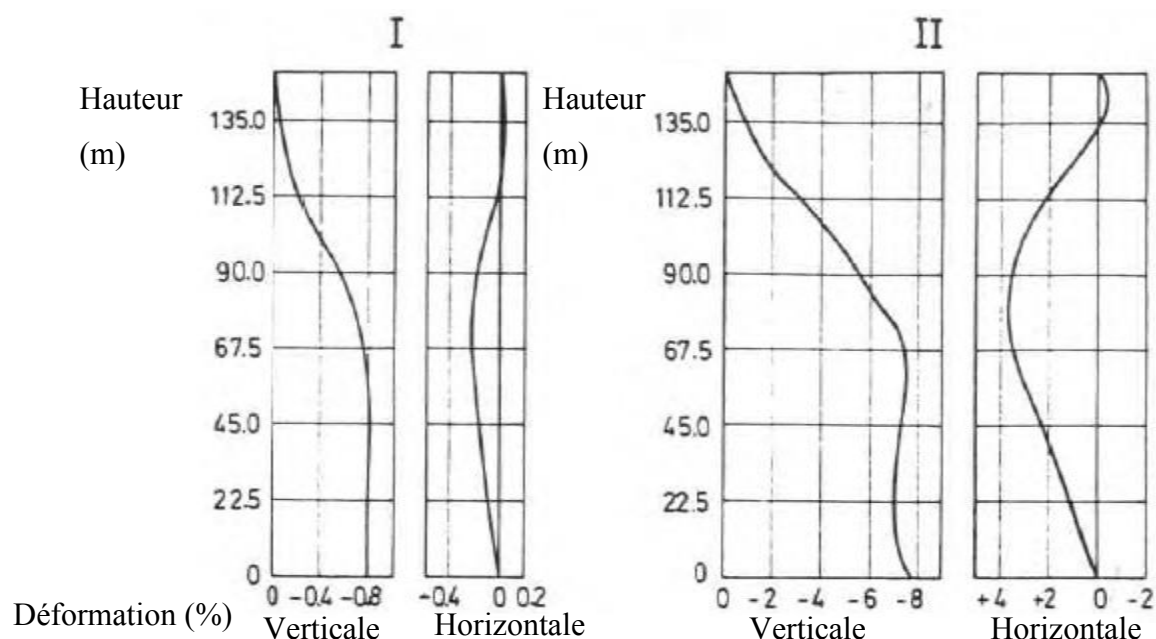


Figure 1.24 - Déformations horizontales et verticales de deux barrages de 150 m calculées par la méthode des éléments finis, I cas bien compacté, II cas mauvais compactage (Larocque, 1992).

1.2.4 Modèles de comportement des matériaux

Le comportement des matériaux utilisés lors de cette étude a été modélisé à l'aide de trois modèles. Plus précisément, le roc servant de fondation a été modélisé par le modèle linéaire élastique, le béton bitumineux par le modèle Mohr-Coulomb (ou modèle dit linéaire-élastique) et les sols granulaires par le modèle Duncan-Chang.

1.2.4.1 Modèle linéaire élastique

Le modèle linéaire élastique considère que le matériau est isotrope indéfiniment élastique. Autrement dit, il n'y a pas de notion de rupture jointe au matériau décrit par un tel modèle et son comportement sera identique quelle que soit la direction selon laquelle il est sollicité. Ainsi, toutes les déformations sont entièrement réversibles. Son comportement est décrit par la loi de Hooke en une dimension (Équation 1.16) donnant ainsi une relation linéaire entre les contraintes et les déformations.

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

Équation 1.16

avec ε la déformation unitaire dans la direction de la contrainte, σ , appliquée et E le module de Young du matériau.

Ce modèle est donc particulièrement simple, mais doit être utilisé avec précaution. Cependant, il tout à fait convenable pour modéliser la fondation du barrage composée de roc intact qui ne subira ni déformation significative ni altération de son comportement après la construction du barrage et après, ou pendant, un tremblement de terre.

1.2.4.2 Modèle Mohr-Coulomb élastique-plastique

Le modèle Mohr-Coulomb élastique-plastique est l'un des modèles les plus utilisés. En effet, celui-ci requiert peu de paramètres d'entrée et permet de modéliser facilement le comportement d'un sol sous plusieurs conditions de chargement, mais il ne convient pas pour les sols subissant une perte de résistance lors d'un chargement dynamique ou expérimentant de grandes déformations. Son comportement peut être décrit par deux phases linéaires : une première représentant l'élasticité du matériau et qui est basée sur la loi de Hooke en une dimension (Équation 1.16) reliant les contraintes aux déformations et la seconde représentée par une droite à valeur constante modélisant le comportement plastique du matériau après que celui-ci ait franchi son point de rupture. Ce comportement est illustré par la Figure 1.25. Les déformations subies dans le domaine plastique sont non réversibles.

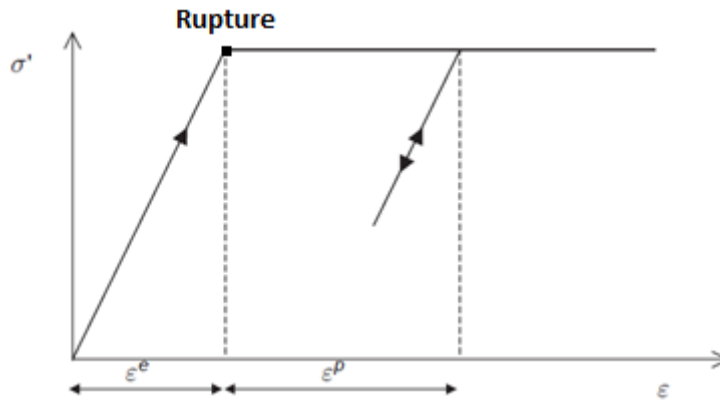


Figure 1.25 – Comportement du modèle Mohr-Coulomb élastique-plastique (PLAXIS, 2010)

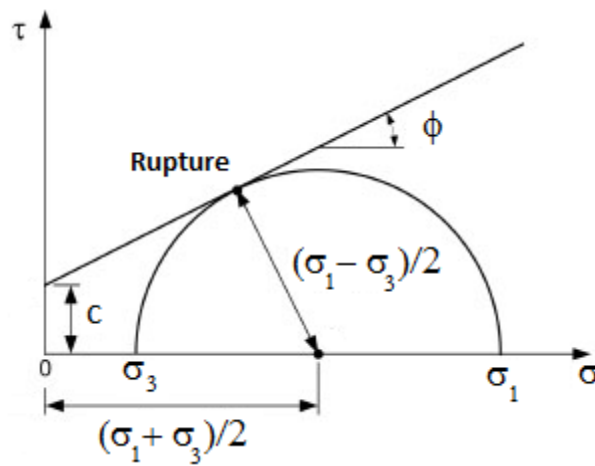


Figure 1.26 – Critère de rupture du modèle Mohr-Coulomb élastique-plastique dans un diagramme cisaillement (τ) - contrainte (σ)

La Figure 1.26 présente le critère de rupture associé au modèle Mohr-Coulomb. Lorsque le déviateur des contraintes intercepte le plan de rupture, ce qui est représenté par le point Rupture sur la Figure 1.26, le matériau passe du domaine élastique au domaine plastique. Ce plan de rupture est décrit par l'Équation 1.17 :

$$\tau_{ff} = c + \sigma \cdot \tan(\phi)$$

Équation 1.17

avec τ_{ff} le critère de rupture du modèle Mohr-Coulomb, c la cohésion du matériau, σ la contrainte et ϕ l'angle de frottement du matériau.

1.2.4.3 Modèle Duncan-Chang

Le premier modèle hyperbolique, permettant de mieux modéliser le comportement d'un sol soumis à un chargement qu'avec le modèle linéaire-élastique quand celui-ci est non-linéaire, est attribué à Kondner (1963). Ce modèle a plus tard été repris pour arriver à sa forme sous laquelle il est utilisé actuellement grâce à Duncan et Chang (1970). Comme le montre la Figure 1.27, ce modèle permet de modéliser de le comportement du matériau de manière plus réaliste par rapport aux résultats expérimentaux.

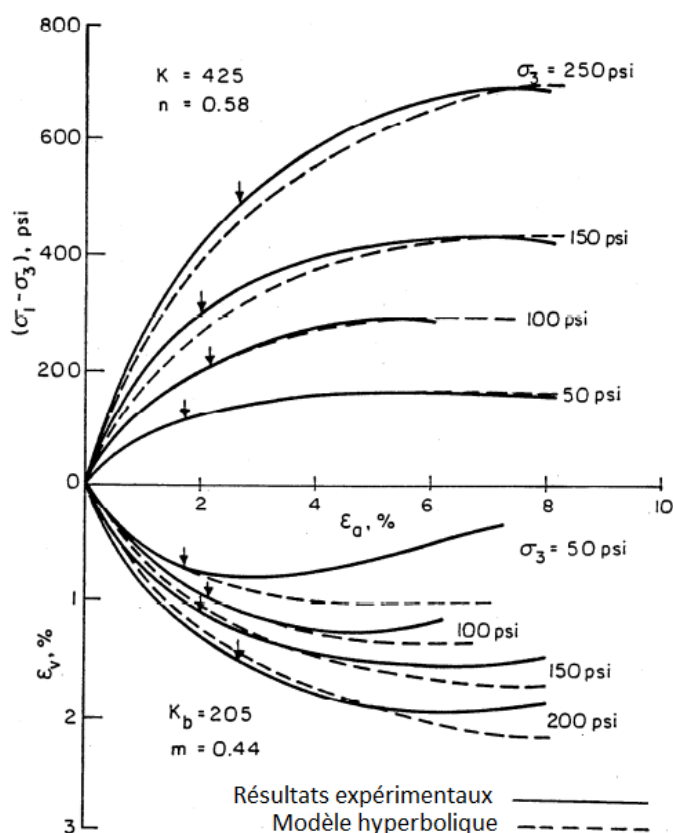


Figure 1.27 - Comparaison de résultats expérimentaux avec la modélisation du matériau par le modèle Duncan et Chang (Duncan, Byrne, Wong, & Mabry, 1980)

Les travaux de Kondner et Zelasko (1963) ont permis d'établir l'Équation 1.18.

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

Équation 1.18

avec $\sigma_1 - \sigma_3$ le déviateur des contraintes, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ la valeur de l'asymptote du déviateur des contraintes, la déformation axiale et E_i le module initial du matériau, ces paramètres sont trouvés grâce aux résultats d'un essai de compression triaxiale en condition drainée.

Cette équation permet de décrire la déformation subie par le matériau lors d'un essai triaxial de manière hyperbolique. Ceci représente une modélisation virtuelle très proche de la réponse de celui-ci dans la réalité.

Le rapport suivant, Équation 1.19, est alors introduit :

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

Équation 1.19

avec $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ la valeur du déviateur à la rupture. Celle-ci peut être déterminée grâce au critère de Mohr-Coulomb :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Équation 1.20

avec φ l'angle de frottement interne du matériau et c sa cohésion.

Ce rapport, R_f , est par définition inférieur à 1. Dans leur première étude, Duncan et Chang (1970) estiment que la valeur de celui-ci, pour un sable, est située aux alentours de 0,9 dépendant, entre autres, s'il s'agit d'un sable dense ou lâche. Plus généralement, la valeur de ce ratio varie usuellement entre 0.5 et 0.9 (Massiéra, Boncompain, & Merheb-Harb, 1999).

L'Équation 1.21 établit la relation qui existe entre le module initial E_i et la contrainte de confinement σ_3 lors de l'essai de compression triaxiale drainée (Duncan & Chang, 1970) :

$$E_i = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n$$

Équation 1.21

avec K la rigidité du matériau, P_a la pression atmosphérique et n un paramètre déterminé expérimentalement. En prenant le coefficient de Poisson, ν :

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

Équation 1.22

L'Équation 1.23 permet de déterminer le K_0 du matériau à partir de son angle de frottement interne (Jacky, 1948) :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Équation 1.23

De là, il est alors possible de déterminer le module tangent, E_t , en un point de la courbe en fonction de la contrainte comme le montre l'Équation 1.24 (Duncan & Chang, 1970). Ce module sert alors à déterminer le module œdométrique grâce à l'Équation 1.25 (Lambe & Whitman, 1979).

$$E_t = \left(1 - \frac{R_f \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot K_0}{2 \cdot (c \cdot \cos \varphi + \sigma_3 \cdot \sin \varphi)}\right)^2 \cdot E_i$$

Équation 1.24

$$E_{oed} = \frac{E_t \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$$

Équation 1.25

La valeur de la rigidité peut alors être calculée par l'Équation 1.26 (Massiéra et al., 1999).

$$K = \frac{E_{oed} \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu) \cdot \left(1 - \frac{R_f}{2}\right)^2 \cdot P_a \cdot \left(K_0 \cdot \frac{\sigma_1'}{P_a}\right)^n}$$

Équation 1.26

Il est également possible de définir la rigidité due aux déformations volumiques à partir du paramètre hyperbolique, K_b , qui est lié au module de volume (Massiéra et al., 1999) :

$$K_b = K \cdot \frac{\left(1 - \frac{R_f}{2}\right)^2}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \cdot \left(K_0 \cdot \frac{\sigma_1'}{P_a}\right)^{n-m}$$

Équation 1.27

avec K la rigidité pour un sol normalement consolidé et sans cohésion, K_0 le coefficient des terres au repos, σ_1' la contrainte effective principale, n et m des coefficients et R_f le ration de rupture.

Comme le montre l'Équation 1.18 la valeur des différents modules, qui sont interdépendants, varie en fonction des contraintes appliquées. Ainsi les déformations calculées grâce aux Équation 1.26 et Équation 1.27 sont plus proche de la réalité que celles calculées avec un modèle linéaire où les modules sont constants.

Ce modèle permet également de prendre en compte la dilatance du matériau, comme le montre la Figure 1.27. À partir d'une certaine déformation, les comportements expérimentaux et théoriques divergent.

Le modèle de Duncan – Chang est donc un modèle hyperbolique permettant de mieux modéliser le comportement des sols soumis à des contraintes que le modèle linéaire et donc de mieux prédire les déformations qu'expérimentera l'ouvrage.

1.3 Méthode d'évaluation de la stabilité d'un barrage

La stabilité d'un barrage doit être étudiée de façon statique, dans différentes conditions, et de manière dynamique pour évaluer l'effet qu'aurait un tremblement de terre sur l'ouvrage.

1.3.1 Statique

De manière générale, la stabilité des barrages au Canada est régie par différents codes selon la province dans laquelle le barrage est situé. Cependant, le guide sur les digues et barrages en remblai établi par l'Association Canadienne des Barrages (ACB, 2007) est souvent utilisé comme référence. Lors d'une étude de stabilité d'un barrage, l'ACB (2007) propose trois critères

permettant de classer le risque associé au barrage. Ces trois critères sont en cas de rupture du barrage : le risque de pertes de vie, le risque de pertes sur le plan environnemental et culturel et le risque de pertes économiques et d'infrastructures. Pour un niveau de risque donné, déterminé par ces critères, le barrage est soumis à un ensemble de contrôle et de recommandations. De plus, le design du barrage doit respecter des coefficients de sécurité minimaux fixés par ce même code.

1.3.2 Dynamique

1.3.2.1 L'intensité d'Arias

L'intensité d'Arias a pour objectif de donner une indication sur l'énergie d'un tremblement de terre, c'est-à-dire sur les dommages qu'il pourrait engendrer. Pour ce faire, Arias (1970) suppose que les dommages causés par un tremblement de terre sont proportionnels à l'énergie dissipée par celui-ci. L'Équation 1.28 a pu être déterminée, elle décrit l'intensité d'un tremblement de terre passant par un point dans une direction donnée par unité de masse (Arias, 1970).

$$I_x = \frac{\pi}{2 \cdot g} \cdot \int a_x^2(t) \cdot dt$$

Équation 1.28

avec I_x l'intensité du tremblement de terre dans la direction x en m/s, $a_x(t)$ l'accélération à ce point à un temps t dans la direction x , et g l'accélération gravitaire.

L'intensité d'Arias est donc une mesure de l'énergie par unité de masse d'un tremblement de terre lorsqu'il traverse un matériau.

1.3.2.2 Procédure d'analyse

Grâce à la classification de l'ACB (2007) et des cartes sismiques établies par le gouvernement Canadien il est possible de déterminer le chargement sismique maximal auquel doit pouvoir résister le barrage.

Une méthode d'analyse de la stabilité d'un barrage au Canada lors d'un tremblement de terre a été proposée par l'Association Canadienne des Barrages. Elle se décompose en plusieurs étapes et permet de créer un design du barrage de façon itérative qui respecte les recommandations du code. Cette méthode propose de suivre les étapes suivantes (ACB, 2007) :

- Examiner les données concernant le matériau de la fondation et du barrage.
- Estimer les risques de liquéfaction.
- Effectuer une analyse pseudostatique.
- Effectuer une analyse des déplacements permanents.
- Effectuer une analyse en contrainte totale (c'est-à-dire évaluer les risques de liquéfaction et la stabilité de l'ouvrage en y incluant la perte de résistance causée par la génération de pressions interstitielles en excès).
- Effectuer une analyse dynamique numérique non-linéaire en contrainte effective.

1.3.2.3 Méthode d'analyse de la stabilité

1.3.2.3.1 La méthode pseudostatique

L'enrochement bien compacté, donc dense, est un matériau qui ne connaît pas, lors d'une sollicitation cyclique, une diminution significative de sa résistance. Ceci permet de pouvoir appliquer à un ouvrage constitué d'enrochement la méthode pseudostatique (Valstad, Selnes, Nadim, & Aspen, 1991).

L'analyse pseudo statique d'un barrage a été initialement développée par 1950 par Terzaghi (1950). C'est la première technique permettant de calculer le facteur de sécurité d'un ouvrage soumis à un tremblement de terre. Cette méthode consiste à appliquer une force horizontale permanente à l'ouvrage étudié. Cette force appliquée est calculée, ou plutôt estimée, à partir des données sismiques de la zone considérée. Au fil des années celle-ci s'est vue améliorée par différents auteurs. Le code actuel ACB (2007) préconise de suivre la méthode décrite par Hynes-Griffin et Franklin (1984). Il est donc possible de calculer un coefficient pseudostatique k . Celle-

ci est déterminée à partir de la valeur de l'accélération maximale de surface (AMS) prévue à la base du barrage, tel que :

$$k = 0,5 \cdot \frac{AMS_{base} \cdot \left(\frac{m}{s^2}\right)}{g}$$

Équation 1.29

Cette méthode suggère de réduire les propriétés de tous les matériaux de 20%, c'est-à-dire leur angle de frottement interne et leur cohésion, afin de prendre en compte la perte de résistance du matériau durant une sollicitation dynamique (qu'elle soit due à la diminution des propriétés du matériau ou à l'augmentation des pressions interstitielles). Ceci se fait en utilisant les Équation 1.30 et Équation 1.31.

$$c_{red} = 0,8 \cdot c$$

Équation 1.30

$$\phi_{red}' = \tan^{-1}(0,8 \cdot \tan \phi')$$

Équation 1.31

1.3.2.3.2 La méthode des déplacements permanents

L'analyse des déplacements permanents est une méthode empirique permettant d'estimer les déplacements permanents dans un barrage ayant subi un tremblement de terre. Cette dernière se base sur la probabilité qu'un déplacement se produise dans un ouvrage en remblai soumis à un tremblement de terre donné. La méthode fut initialement proposée par Newmark (1965), puis modifiée par Seed, Lee, Idriss et Makdisi (1973) . Bray et Travararou (2007) ont proposé une approche actualisée de cette méthode. Cette approche sera utilisée dans cette étude.

La méthode des déplacements permanents proposée suppose qu'il convient d'appliquer une charge horizontale de telle sorte que le facteur de sécurité associé à la surface critique soit égal à 1 (Bray & Travararou, 2007).

Dans un premier temps, l'Équation 1.32 permet de déterminer la probabilité que les déplacements permanents dans l'ouvrage soient nuls. Dans un second temps, l'Équation 1.34 permet de calculer les déplacements permanents.

$$P(D = 0) = 1 - f(1,76 - 3,22 \cdot \ln(k_y) - 0,484 \cdot T_s \cdot \ln(k_y) + 3,52 \cdot \ln(S_a))$$

Équation 1.32

Avec f la loi de distribution normale, k_y le facteur de charge horizontale, S_a la valeur du spectre d'accélération en g pour une période de $1,5 \cdot T_s$ pour un taux d'amortissement de 5% et T_s la période fondamentale initiale du bloc glissant (tel que décrit dans l'Équation 1.33).

$$T_s = \frac{4 \cdot H}{V_s}$$

Équation 1.33

avec H la hauteur moyenne du bloc glissant et V_s la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans la masse glissante.

Si $T_s < 0,05$ secondes il convient d'utiliser l'équation :

$$\ln(D) = -1,10 - 2,83 \cdot \ln(k_y) - 0,333 \cdot \ln(k_y)^2 + 0,566 \cdot \ln(k_y) \cdot \ln(S_a) + 3,04 \cdot \ln(S_a) - 0,244 \cdot \ln(S_a)^2 + 1,5 \cdot T_s + 0,278 \cdot (M - 7) \pm \varepsilon$$

Équation 1.34

avec M la magnitude du séisme, ε l'incertitude prise par défaut égale à 0,66.

La vitesse moyenne des ondes de cisaillement, V_s , peut être estimée grâce à l'Équation 1.35. Dans leur article Bray et Travarasrou (2007) se basent, pour calculer le module en cisaillement, G , sur l'Équation 1.10 développée par Seed et Idriss (1970), ce qui sera également fait dans cette étude.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Équation 1.35

Cette méthode a été développée en se basant sur des données de déplacements dans des barrages lors de tremblements de terre réels de la côte ouest des États-Unis d'Amérique. Aucune vérification basée sur des cas réels n'a été faite pour des tremblements de terre de la côte est de l'Amérique du Nord.

1.3.2.3.3 Analyse en contrainte totale

Cette analyse se base sur une approche élastique équivalente en contrainte totale du problème, afin d'évaluer le risque que le phénomène de liquéfaction survienne lors d'une sollicitation dynamique donnée.

Plus précisément, l'analyse consiste à évaluer le ratio des contraintes cycliques (CSR, cyclic stress ratio), qui est un ratio dépendant du séisme étudié. Puis, il faut évaluer le ratio de résistance cyclique (CRR, cyclic resistance ratio) du matériau qui caractérise la capacité du sol à résister à un chargement cyclique. À partir de ces paramètres, il est possible d'estimer le risque de liquéfaction. Il faut alors évaluer la perte de résistance engendrée par l'augmentation des pressions interstitielles dans le matériau. Enfin, une analyse de stabilité basée sur la méthode des équilibres limites peut être réalisée en utilisant des résistances réduites pour les matériaux (Byrne, Imrie, & Morgenstern, 1994).

1.3.2.3.4 La méthode d'analyse dynamique numérique

La méthode d'analyse numérique, basée sur les éléments finis ou les différences finies, est la méthode donnant le plus d'information (contraintes, déformations,...), en tout point du barrage, et permettant de pouvoir estimer le mieux le comportement d'un barrage durant un tremblement de terre. Cependant, ces analyses sont complexes et de nombreux aspects doivent être pris en compte lorsqu'elles sont réalisées. En effet, comme le décrit le triangle de Burland, présenté à la Figure 1.28, la modélisation numérique doit être le reflet à la fois de la connaissance du site et de la compréhension des différents phénomènes qui s'y produisent, tout en gardant un jugement critique face à des solutions trouvées. Ses solutions étant basées sur des modèles, et qui dit modèle dit tentative de décrire un phénomène physique par des équations mathématiques, ne donnent pas une réponse exacte et absolue (Barbour & Krahn, 2004).

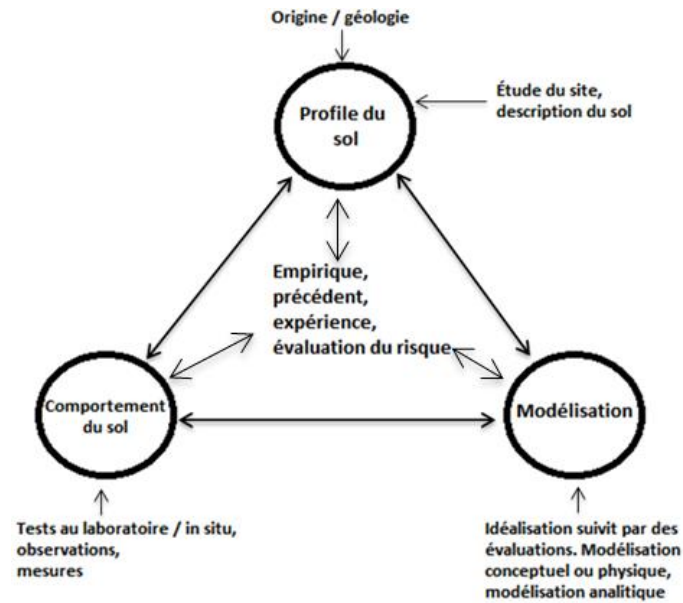


Figure 1.28 - Triangle de Burland

Lors d'une analyse par éléments finis le calcul des déplacements d'un élément est régi par l'Équation 1.35 :

$$[M] \cdot \ddot{u} + [\xi] \cdot \dot{u} + [K] \cdot u = [F]$$

Équation 1.36

avec $[F]$ le vecteur force s'appliquant sur l'élément, u la matrice des déplacements de l'élément, \dot{u} la matrice des dérivées premières des déplacements par rapport au temps (donc la matrice des vitesses des nœuds de l'élément), \ddot{u} la matrice des dérivées seconde des déplacements par rapport au temps (donc la matrice des accélérations des nœuds de l'élément), $[M]$ la matrice de masse de l'élément, $[\xi]$ la matrice des amortissements et $[K]$ la matrice de rigidité de l'élément.

Il existe différentes manières et techniques de résoudre cette équation. Chaque logiciel procède donc à un ensemble d'hypothèses et de choix permettant cette résolution. Les différents paramètres, hypothèses et la méthodologie suivie lors de cette étude seront décrits au Chapitre 2 et au Chapitre 3.

1.4 Études de cas

Dans la littérature, il existe peu d'analyses sismiques menées sur des barrages ACRD. Les premières études sismiques publiées sur ce sujet datent des années 1990.

1.4.1 Valstad, Selnes, Nadim et Aspen (1991)

Valstad et al. (1991) ont étudié le comportement du barrage Storvatn situé au sud-ouest de la Norvège mesurant 90 m de haut. Sa pente aval est de 1V : 1,4H et sa pente amont est de 1V : 1,5H. La largeur du noyau en béton bitumineux est de 80cm. Leurs analyses furent réalisées à l'aide des logiciels BEAST et FLUSH.

En premier lieu, ils ont réalisé une analyse pseudo statique, puis des déplacements permanents basée sur la méthode de Newmark (Newmark, 1965). Leur analyse se basait sur le tremblement de terre survenu à Taft (Californie, É.-U.) en 1952 d'une magnitude de 7,6 et dont l'accélération maximale horizontale était de 0,5 g. Ces analyses ont révélé que la surface de rupture traverserait le noyau bitumineux et que plus cette brisure dans le noyau serait située profondément dans l'ouvrage plus la fuite qui en résulterait sera importante.

Leurs conclusions furent que le barrage résisterait au tremblement de terre considéré, mais ils suggèrent d'adoucir les pentes du barrage afin d'accroître le coefficient de sécurité de celui-ci ainsi que de placer des matériaux fins en contact avec le noyau pour permettre une meilleure rigidité de la structure et donc de réduire les risques de rupture du noyau. De plus, ils constatent que le barrage peut connaître de grandes déformations sans pour autant qu'il devienne incontrôlable (Valstad et al., 1991).

1.4.2 Meintjes et Jones (1999)

Meintjes et Jones (1999) ont étudié le comportement du barrage Ceres situé en Afrique du Sud mesurant 60 m de haut. Sa pente aval est de 1V:1,5H et sa pente amont est de 1V:1,6H. La largeur du noyau en béton bitumineux est de 50 cm. Leurs analyses furent réalisées à l'aide des

logiciels FLUSH et FLAC. Une analyse pseudostatique puis une analyse des déplacements permanents basée sur la méthode de Newmark (Newmark, 1965) ont été réalisées. Leur analyse se basait sur deux tremblements de terre : celui survenu à Friuli (Italie) en 1976 et celui de Nahanni (Territoire du Nord-Ouest, Canada) en 1985 dont les magnitudes étaient, respectivement, de 6,4 et de 6,9 et dont les accélérations maximales horizontales étaient, respectivement, de 0,345 g et 0,163 g. Leurs analyses ont montré que la surface de rupture traversait le noyau en béton bitumineux du barrage et que celui-ci se déplaçait d'une vingtaine de millimètres.

Ils ont trouvé au cours de l'analyse dynamique que le facteur d'amplification entre la base et la crête du barrage durant le tremblement de terre était de $\frac{a_{crête}}{a_{base}} = 1,42$ et que la fréquence de la crête du barrage était comprise entre 1,2 et 2 Hz. Leurs analyses ont permis de montrer que les coefficients de sécurité calculés étaient suffisamment grands pour considérer le barrage comme sécuritaire. (Meintjes & Jones, 1999)

1.4.3 Gürdil (1999)

Gürdil (1999) a étudié le comportement du barrage Köprü situé en Turquie mesurant 139 m. Le barrage est composé : du noyau en béton bitumineux, d'un filtre, d'une zone de transition et d'encrochement. Ses pentes aval et amont sont de 1V:1,6H et sa crête mesure 10 m. Son analyse fut réalisée à l'aide du logiciel SAP90.

Le modèle utilisé est linéaire-élastique. Cependant, afin de se rapprocher au plus près du comportement réel du matériau, à savoir hyperbolique, une approche de découpage en tranche du matériau dans la modélisation du barrage a été suivie. C'est-à-dire qu'à chaque tranche les caractéristiques d'un même matériau sont modifiées dans le but de mieux modéliser le caractère non linéaire de ce matériau. De plus, les paramètres de ces matériaux sont déterminés à partir du modèle hyperbolique de Duncan-Chang (décrit à la section 2.2.1). Pour l'analyse dynamique, le module de cisaillement maximal a été déterminé en utilisant une relation proposée par H. B. Seed et al. (1984). Leur analyse a utilisé le tremblement de terre le plus important possible avec une accélération horizontale maximale de 0,3 g.

Au cours de son analyse, l'auteur souligne le fait suivant : la méthode pseudostatique est mal adaptée à l'évaluation d'un tel barrage. En effet, elle « ne prend pas en compte l'interaction de la roche avec l'ouvrage et ne donne pas suffisamment d'informations concernant la distribution des contraintes et des déformations » (Gürdil, 1999).

L'analyse menée pour le plus grand séisme pouvant avoir lieu dans la région ($AMS = 0,3\text{ g}$) où est construit l'ouvrage a mené au ratio d'amplification d'accélération suivant : $\frac{a_{crête}}{a_{base}} = 1,84$. Pour ce séisme un déplacement maximal horizontal de 1,15 m et un déplacement maximal vertical à la crête de 0,07 m ont été prédits.

1.4.4 Ghanooni et Mahin (2002)

Ghanooni et Mahin (2002) ont étudié le comportement d'un ACRD représentatif de 115 m. Le barrage a été modélisé par quatre matériaux : le noyau en béton bitumineux, une fine transition, une transition grossière et le remblai en enrochement. Ses pentes, aval et amont, sont de 1V:1,6H et sa crête mesure 10 m. Leurs analyses furent réalisées sur FLAC.

Dans un premier temps, ils ont réalisé une analyse statique du barrage en utilisant le modèle hyperbolique de Duncan et Chang, puis une analyse dynamique. Lors de cette dernière, ils ont mis en parallèle la méthode linéaire équivalente classique et une méthode élastique non-linéaire utilisant une variation de la valeur de la cohésion, de l'angle de frottement et de dilatation à partir du moment où le matériau rentre dans le domaine plastique.

L'analyse statique a montré une déformation symétrique du barrage avant remplissage dont les maximums étaient de 30 cm verticalement au niveau de la crête et 7,5 cm horizontalement au niveau des pentes. Après remplissage, une nouvelle déformation horizontale fut observée. Le maximum, situé en haut de la crête, était de 26 cm. Il a également été relevé que les contraintes étaient plus importantes dans le noyau que dans le reste du barrage.

Lors de l'analyse dynamique, ils ont choisi d'utiliser le modèle de Mohr-Coulomb et de définir les propriétés élastiques grâce aux équations de Ishihara (1986) et de Kokusho et Esashi (1981) reliant le module de cisaillement du matériau à la moyenne des trois contraintes principales appliquées. Afin de prendre en compte l'amortissement des matériaux lors des faibles

déformations, un amortissement visqueux de 4 % a été utilisé. Pour l'analyse linéaire équivalente, ils ont utilisé une courbe de réduction du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement qui est, implicitement, relié au rapport d'amortissement. Ainsi, plus le module de cisaillement diminue, plus le rapport d'amortissement augmente. Ils ont mené l'analyse pour un tremblement de terre dont l'accélération maximale horizontale était de 0,54g.

L'analyse élastique-plastique non-linéaire a révélé que le noyau n'atteignait pas le domaine plastique contrairement aux zones de transitions fines qui elles subissaient de grandes déformations durant la sollicitation cyclique. L'analyse linéaire a pour sa part montré l'apparition de différentes surfaces de ruptures traversant le noyau en béton bitumineux.

Les deux méthodes donnent des résultats différents. Cependant, les auteurs estiment que celles-ci sont dues aux hypothèses utilisées dans la méthode linéaire équivalente et que l'analyse non-linéaire est plus adéquate pour ce type de travaux, car elle offre une meilleure modélisation des mécanismes réellement mis en jeu. (Ghanooni & Mahin, 2002)

1.4.5 Baziar, Salemi et Heidari (2006)

Baziar, Salemi et Heidari (2006) ont étudié le comportement du barrage Meyjaran situé dans le nord de l'Iran mesurant 60 m de haut. La largeur du noyau en bitume est de 1m. Leurs analyses furent réalisées à l'aide du logiciel 3D FLAC qui est un logiciel basé sur le calcul par différences finies.

Une analyse statique utilisant le modèle hyperbolique puis une analyse dynamique basée sur le modèle Mohr-Coulomb ont été réalisées. Leur analyse se basait sur trois tremblements de terre : Friuli (Italie) en 1976, Irpinia (Italie) en 1980 et Manjil (Iran) en 1990 dont les magnitudes étaient, respectivement, de 6, 6,8 et 7,3 et dont les accélérations maximales horizontales étaient, respectivement, de 0,25 g, 0,5 g et 0,6 g. Ils ont trouvé au cours de l'analyse dynamique que les facteurs d'amplification associés à trois tremblements de terre différents variaient de $\frac{a_{crête}}{a_{base}} = 1,7$ à 2,9.

1.4.6 Feizi-Khankandi, Ghalandarzadeh, Mirghasemi, Hoeg (2008)

Feizi-Khankandi, Ghalandarzadeh, Mirghasemi, et Hoeg (2008) réalisent une étude similaire à celle de Ghanooni & Mahin. Leur étude porte sur le barrage Garmrood situé dans le nord de l'Iran. C'est un ACRD de 110m de haut, de pente amont et aval de 1V:1,65H. Leur modélisation comporte également quatre zones : le noyau bitumineux, une fine transition, une transition grossière et le remblai en enrochement. Les analyses statiques et dynamiques sont réalisées sur le logiciel FLAC 2D (Itasca Consulting Group, 1998) et les modèles utilisés sont les mêmes que ceux décrits précédemment lors de l'étude de Ghanooni & Mahin.

L'analyse statique révèle une déformation symétrique du barrage avant remplissage dont les maximums sont de 1,5 m verticalement au niveau de la crête et 35 cm horizontalement au niveau des pentes amont et aval. Après remplissage, une nouvelle déformation horizontale fut observée de près de 60 cm. Un soulèvement de 25 cm dû à l'action de l'eau, qui du côté amont augmente la contrainte verticale totale mais diminue les contraintes effectives, est présenté.

Lors de l'analyse dynamique élastique-plastique non-linéaire un amortissement visqueux de 4 % est employé. Le facteur d'amplification de l'accélération dans l'ouvrage était : $\frac{a_{crête}}{a_{base}} = 2,59$. Pour ce séisme, un déplacement maximal vertical de 1.5 m au niveau de la crête du côté amont a été prédit.

Ils constatent également que si le noyau n'a pas atteint sa zone de plasticité, les zones de transition l'ont elles atteinte et ont subi de grandes déformations. Si pour eux l'apparition de fissures dans le noyau est plausible, le noyau pouvant s'autocicatriser, la question est caduque. Ils estiment également le barrage suffisamment résistant pour pouvoir résister à de forts tremblements de terre. (Feizi-Khankandi, Ghalandarzadeh, et al., 2008)

En 2009, ces mêmes auteurs publient un article dans lequel ils confirment, à l'aide de tests pratiqués sur des modèles réduits du barrage, que le comportement du barrage est indépendant du noyau, ainsi que l'apparition de déformations lors du remplissage du réservoir. (Feizi-Khankandi, Ghalandarzadeh, Mirghasemi , & Hoeg, 2009)

1.4.7 Akhtarpour et Khodaii (2009)

Akhtarpour et Khodaii (2009) ont étudié le comportement du barrage Shur River situé en Iran mesurant 85 m de haut et qui est situé dans une zone de forte activité sismique. La largeur du noyau en bitume varie de 1,2 m à sa base à 60 cm proche de la crête. Leurs analyses furent réalisées à l'aide du langage de programmation FISH.

Une analyse statique utilisant le modèle hyperbolique puis une analyse dynamique basée sur le modèle Mohr-Coulomb utilisant un amortissement hystérétique ont été réalisées. Un amortissement de Rayleigh de 1% a également été utilisé, car l'amortissement hystérétique ne permet pas d'amortir les hautes fréquences. Leurs analyses se basaient sur trois tremblements de terre : Loma Prieta (Californie, É.-U.) en 1989, Cape Mendocino (Californie, É.-U.) en 1992 et Nahanni (Territoires du Nord-Ouest, Canada) en 1985 dont les magnitudes étaient respectivement, de 7,1, 7,2 et 6,9 et dont les accélérations maximales horizontales étaient, respectivement, de 1,34g, 1,1g et 1,68g. Leurs analyses, en accord avec les travaux déjà réalisés, ont montré que la zone critique lors d'un séisme était la zone amont.

Ils ont trouvé au cours de l'analyse dynamique que les facteurs d'amplification associés à trois tremblements de terre différents variaient de $\frac{a_{crête}}{a_{base}} = 1,4$ à 2,1 et que le tassement à la crête était de l'ordre de 1 à 3 % de la hauteur du barrage.

Chapitre 2 RESSOURCES

Afin de réaliser l'analyse de stabilité d'un barrage, l'utilisation de moyens et de logiciels adaptés a été nécessaire. Il existe différents logiciels utilisés en géotechnique afin de réaliser l'étude d'un projet. Parmi eux, PLAXIS (PLAXIS, 2010), FLAC (Itasca Consulting Group, 1998) ou bien Géo-Studio (GEO-SLOPE International, 2010) font partie des logiciels les plus courants. Ils s'appuient tous trois sur des méthodes de résolution différentes. En effet, PLAXIS utilise un système de résolution basé sur les éléments finis, FLAC sur les différences finies et GÉO-SLOPE (qui est un module de GéoStudio) propose une utilisation de la méthode des équilibres limites.

Pour l'étude présente, le choix du logiciel GéoStudio pour les analyses analytiques et du logiciel PLAXIS pour les analyses numériques a été effectué.

2.1 GéoStudio

2.1.1 Méthode des équilibres limites

La méthode des équilibres limites consiste en la supposition qu'une surface de rupture puisse être décomposée en un nombre fini de tranches. Sur chaque tranche, comme le montre la Figure 2.1, s'applique différentes forces. En résolvant l'équation de stabilité de chaque tranche, il est possible de connaître les forces de cisaillement mobilisées pour maintenir le matériau en équilibre. En divisant par la valeur des forces admissibles, on obtient la valeur du coefficient de sécurité.

Plusieurs surfaces de rupture sont calculées. La surface de rupture donnant le coefficient de sécurité est définie comme la surface de rupture critique.

Cependant, le système d'équations associé à cette méthode ne peut pas être résolu directement, des hypothèses doivent être faites, notamment concernant l'orientation des forces entre les tranches.

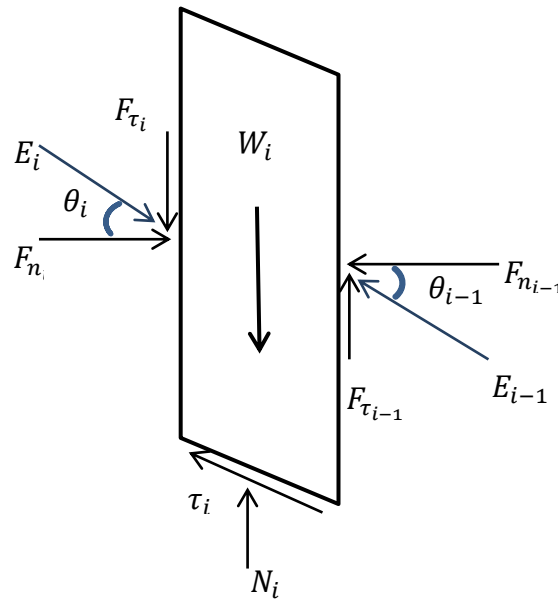


Figure 2.1 – Schéma des forces s'exerçant sur une tranche i de la méthode des équilibres limites :

2.1.2 Méthode de Morgenstern et Price

Pour résoudre la méthode des équilibres limites, le modèle Morgenstern et Price du demi-sinus a été utilisé. Ce modèle repose sur les hypothèses suivantes :

- L'inclinaison des forces latérales inter tranche suit une fonction prévisible (ici appelée $f(x)$)
- L'inclinaison des forces latérales inter tranche peut être la même ou différente pour chaque tranche.
- L'inclinaison des forces inter tranche est calculée pendant la résolution du modèle afin de vérifier les différents équilibres.
- Le nombre d'inconnues et d'équations sont de $3N$ (avec N le nombre de tranche).

Grâce à ces hypothèses il est possible d'en déduire l'Équation 2.1.

$$F_t = \alpha \cdot F_n \cdot f(x)$$

Équation 2.1

avec F_t la force de cisaillement entre les tranches, α le pourcentage sous forme décimale de la fonction utilisée, F_n la force normale entre les tranches (voir la Figure 2.1), $f(x)$ une fonction demi-sinus (voir la Figure 2.2)

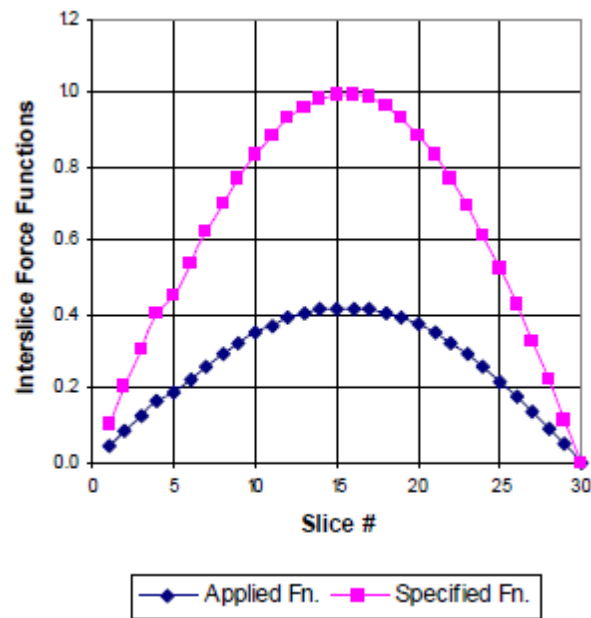


Figure 2.2- Fonction demi-sinus, en rose avec les carrés la fonction théorique utilisée comme donnée d'entrée dans le logiciel et en bleu avec les losanges la fonction calculée par le logiciel identique à celle théorique à un coefficient multiplicateur prêt (GEO-SLOPE International, 2010).

La Figure 2.2 représente la fonction demi-sinus de référence et utilisée lors d'une analyse de stabilité. Cette courbe est déterminée de façon itérative par le logiciel. En effet, le logiciel fait varier les valeurs de cette courbe jusqu'à obtenir un équilibre entre les tranches. En d'autres termes, le logiciel fait varier l'amplitude de la courbe semi-sinusoïdale jusqu'à obtenir un équilibre des forces verticales et un équilibre des forces horizontales.

Une fois cette étape terminée, le logiciel connaît l'inclinaison des forces latérales appliquées sur une tranche pour un profil et un nombre de tranches donnés. Il peut alors calculer les facteurs de

stabilité du profil étudié : facteur de sécurité des moments (Équation 2.2) et facteur de sécurité des forces horizontales (Équation 2.3).

$$F_m = \frac{\sum(c' \cdot \beta \cdot R + (N - u \cdot \beta) \cdot R \cdot \tan\phi')}{\sum(W \cdot x - N \cdot f \pm D \cdot d)}$$

Équation 2.2

$$F_h = \frac{\sum((c' \cdot \beta + (N - u \cdot \beta) \cdot \tan\phi') \cdot \cos\alpha)}{\sum(N \cdot \sin\alpha) - \sum(D \cdot \cos\omega)}$$

Équation 2.3

avec c' la cohésion effective du matériau, ϕ' l'angle de frottement interne effectif du matériau, u la pression de l'eau dans les pores, N la force normale à la base de la tranche, W le poids de la tranche, α l'inclinaison de la base de la tranche, D charge concentrée, $\beta, R, x, f, d, \omega$ des paramètres géométriques de la tranche

2.2 PLAXIS

PLAXIS est un logiciel de géotechnique développé par la société néerlandaise éponyme PLAXIS. Ce logiciel fut développé en premier lieu dans les années 1970 afin de pouvoir analyser le cas du barrage de Oosterschelde en Allemagne. Le logiciel utilisait originellement un modèle linéaire élastique. Depuis, de nombreux autres modèles ont été ajoutés. Il permet de résoudre deux types de problèmes : ceux axisymétriques (d'où provient le nom PLAXIS pour PLasticity AXI-Symmetry) et ceux répondant aux hypothèses de déformations planes. Ces hypothèses sont que la géométrie du domaine d'étude peut être considérée quasiment constante selon une direction (il est donc nécessaire pour un ouvrage de modéliser une ou des section(s) typique(s) de celui-ci) et que les sollicitations sont appliquées perpendiculairement à la section modélisée et qu'elles sont pratiquement constantes suivant cette section.

PLAXIS offre une large gamme de modèles décrivant le comportement des matériaux (11 en tout) et permet également à l'utilisateur de créer et de définir son propre modèle. Parmi ceux-ci,

des modèles linéaires et non-linéaires ainsi que dépendants du temps sont proposés. Il est donc possible de procéder à l'analyse statique et dynamique.

Les modèles prennent également en compte l'écoulement de l'eau à travers les sols modélisés ainsi que la génération de pressions inertielles offrant la possibilité d'effectuer des calculs en contraintes totales ou effectives, mais aussi de donner au sol des caractéristiques telles que drainé, non-drainé et non poreux. Il existe trois sous-modèles proposés pour la caractéristique non drainée, permettant d'ajuster au plus près les caractéristiques du sol au type de modélisation désirée.

Ainsi, PLAXIS offre la possibilité de traiter un large spectre de problèmes de géotechnique et notamment parce qu'il prend en compte l'interaction sol-structure. En effet, il est possible de définir différentes zones d'interface (PLAXIS, 2010).

Enfin, PLAXIS offre une interface très intuitive ce qui rend son apprentissage et son utilisation par l'utilisateur relativement aisé.

2.2.1 Méthode de résolution

2.2.1.1 Analyse bi-dimensionnelle en déformations planes

Les modélisations ont été effectuées à l'aide du logiciel 2D PLAXIS 2011.02 sous l'hypothèse des déformations planes. Cette hypothèse suppose que la géométrie est constante selon une direction donnée et que les charges appliquées agissent selon un plan perpendiculaire à cette direction. Concrètement, cela permet au logiciel de déterminer les matrices de rigidité des éléments du maillage. Cette hypothèse n'est pas valable pour un barrage encastré dans une vallée étroite.

La section choisie pour modéliser le comportement doit donc être une section critique, c'est-à-dire là où l'ouvrage a la plus grande susceptibilité de connaître une défaillance, ou une coupe représentative de l'ouvrage.

Avant de réaliser une analyse bi-dimensionnelle il faut s'assurer que les bords, c'est-à-dire les parois auxquelles le barrage est rattaché sont suffisamment éloignées. Si ce n'est pas le cas, il faudra considérer l'effet qu'elles ont sur le comportement du barrage et donc réaliser une analyse

tri-dimensionnelle. Mejia et Seed (1983), en s'appuyant notamment sur les travaux de Hatanaka (1955) et de Ambraseys (1960), estiment que l'analyse en deux dimensions donne des résultats ayant moins de 10% de différence avec l'analyse en trois dimensions à condition que le ratio entre la longueur de la crête et la hauteur du barrage soit inférieur à 4. Cependant, au cours d'une étude comparative entre des analyses en deux et trois dimensions, une différence de 20% a été trouvée pour un barrage ayant un ratio longueur de crête – hauteur de 7. Il est donc recommandé de toujours porter un jugement critique entre les résultats numériques trouvés et ceux les phénomènes réels qui pourraient se produire dans la réalité.

Dans les analyses réalisées les parois du canyon, dans lequel les barrages se trouvent, seront considérées suffisamment éloignées pour ne pas influencer de manière significative les résultats.

2.2.1.2 Intégration de Newmark (1959)

L'Équation 1.36, présentée à la section 1.3.2.3.4, présente l'équation de mouvement modélisant le déplacement d'un point en fonction du temps. Cette équation est une équation différentielle matricielle. Il faudra donc, afin de la résoudre, réaliser des produits de matrice et des intégrations. Pour ce faire, PLAXIS 2011.02 utilise la méthode d'intégration de Newmark (1959) Cette méthode se base sur deux équations qui sont présentées ci-dessous.

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \cdot \Delta t + \left(\left(\frac{1}{2} - \alpha_N \right) \cdot \ddot{u}^t + \alpha_N \cdot \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \cdot \Delta t^2$$

Équation 2.4

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left((1 - \beta_N) \cdot \ddot{u}^t + \beta_N \cdot \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \cdot \Delta t$$

Équation 2.5

avec u le déplacement du point considéré, \dot{u} sa vitesse et \ddot{u} son accélération, t le temps de l'étape considéré, Δt le pas de temps et α_N et β_N les constantes d'intégration de Newmark.

α_N et β_N sont des constantes d'intégration utilisées dans la méthode, elles n'ont rien à voir avec les coefficients α et β de l'amortissement de Rayleigh. Elles sont calculées de la façon suivante :

$$\alpha_N = \frac{(1+\gamma_N)^2}{4} \text{ et } \beta_N = \frac{1}{2} + \gamma_N$$

Équation 2.6

avec γ_N une constante comprise entre $[0; 1/3]$.

Leur valeur influe sur les résultats trouvés de deux façons principales : l'amortissement numérique et la stabilité des résultats. Comme le montre la Figure 2.3, selon la valeur des coefficients choisie un amortissement du signal plus ou moins important apparaît. La notion de stabilité réfère à l'aptitude des résultats à converger vers la solution, c'est-à-dire que l'accumulation des erreurs soit inférieure à une valeur prescrite. Dans cette méthode selon les coefficients choisis la stabilité peut être conditionnelle ou inconditionnelle.

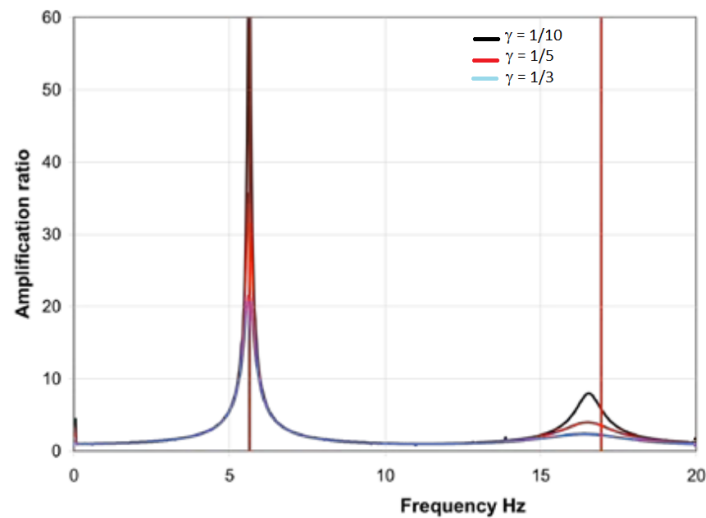


Figure 2.3- Influence des coefficients de Newmark sur l'amortissement numérique (Visone, Bilotta, & Santucci de Magistris, 2008)

Par défaut, la valeur des coefficients correspondant à $\gamma_N = 1/10$, a été retenue dans l'ensemble des modélisations réalisées. Elle permet d'assurer un amortissement numérique très faible et une stabilité des résultats (Wilson, 2013).

2.2.1.3 Méthode d'intégration implicite

Afin de résoudre les équations de Newmark, PLAXIS 2011.02 utilise une méthode de résolution implicite. Un des avantages de cette méthode est qu'elle est inconditionnellement stable. De plus dans cette méthode le pas de temps n'est pas limité par les ondes se propageant dans le matériau. Cependant, plus le pas de temps est grand plus la précision de la méthode diminue. Enfin, l'inconvénient majeur de cette méthode est qu'elle calcule intégralement les matrices de rigidité, d'amortissement et de masse ce qui peut induire des temps de calcul significatifs et requiert une large capacité de stockage de l'information (Owen & Hinton, 1980; Reddy, 2004).

2.2.1.4 Choix du type d'élément – élément triangulaire à 15 nœuds

PLAXIS 2011.02 propose deux types d'éléments : triangulaire à 6 ou à 15 nœuds. Les éléments à 15 nœuds, présentés à la Figure 2.4 (a), ont été utilisés tout au long de cette étude. Ils permettent d'obtenir des résultats précis à l'aide d'un moins grand nombre d'éléments à 6 nœuds, mais il engendre bien évidemment des calculs plus importants c'est-à-dire qu'ils utilisent une part plus importante de la mémoire. De plus, le temps de calcul associé à ces éléments sera plus grand. Le logiciel utilise la quadrature Gaussienne pour résoudre l'intégrale puis, il se sert de fonctions de formes isoparamétriques afin de calculer les déplacements aux nœuds. Pour les éléments à 15 nœuds, 12 points d'intégration sont utilisés, comme le présente la Figure 2.4 (b).

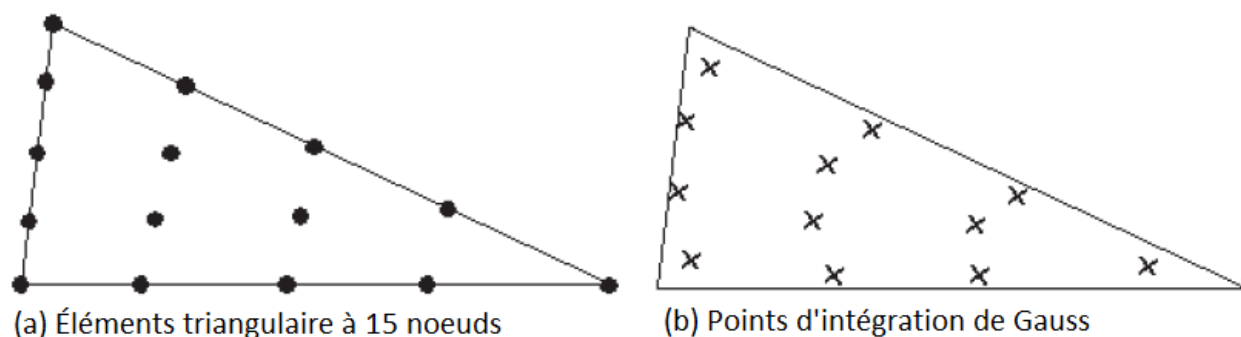


Figure 2.4 - Éléments finis utilisés dans l'analyse numérique (PLAXIS, 2010)

2.2.2 Modèles constitutifs du comportement des matériaux

2.2.2.1 Modèle linéaire élastique

PLAXIS propose un modèle linéaire élastique basé sur les principes décrits à la section 1.2.4.1.

Les paramètres d'entrée sont les suivants :

E'	Le module de Young
ν'	Le coefficient de poisson

2.2.2.2 Modèle Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb de PLAXIS se base sur les principes développés à la section 1.2.4.2. Une description plus particulière notamment vis-à-vis des critères de rupture est ici donnée.

Le domaine élastique est décrit par la loi de Hooke, comme expliqué précédemment et le domaine plastique correspond à une valeur constante pour une contrainte donnée. La transition entre ces deux domaines se fait grâce à une fonction f . Plus exactement, PLAXIS utilise six équations que le modèle doit vérifier pour rester dans le domaine élastique quel que soit le plan du matériau considéré :

$$f_{1a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \leq 0 \quad \text{Équation 2.7}$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_2) \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \leq 0 \quad \text{Équation 2.8}$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \leq 0 \quad \text{Équation 2.9}$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \leq 0 \quad \text{Équation 2.10}$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \leq 0 \quad \text{Équation 2.11}$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_1) \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \leq 0 \quad \text{Équation 2.12}$$

Ces fonctions permettent de dessiner un cône dans un diagramme 3D où chaque axe représente une des trois contraintes principales comme le montre la Figure 2.5. À l'intérieur de ce cône se trouve le domaine élastique. Si le niveau de contrainte dans le matériau devait intercepter ce cône, le matériau atteindrait le point de rupture et serait dans le domaine plastique.

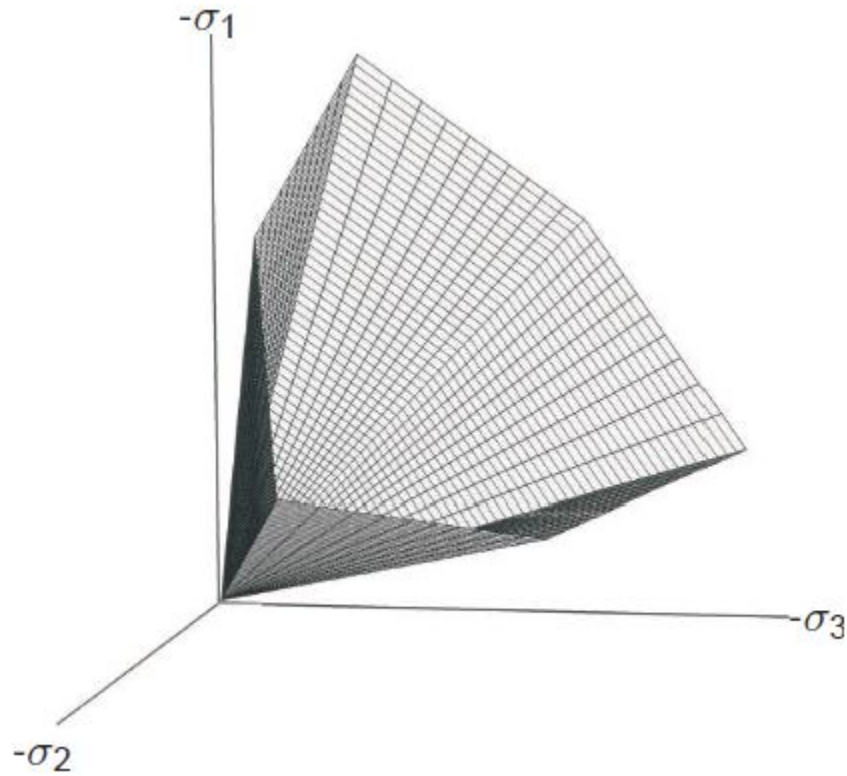


Figure 2.5 - Cône de rupture de Mohr Coulomb en trois dimensions pour une cohésion nulle (PLAXIS, 2010)

Ce modèle utilise également six fonctions potentielles de plasticité faisant intervenir l'angle de dilatance, ce qui permet de prendre en compte les changements de volumes plastiques dus à la dilatance ou aux contraintes :

$$g_{1a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \sin \psi \quad \text{Équation 2.13}$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_2) \cdot \sin \psi \quad \text{Équation 2.14}$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \sin \psi \quad \text{Équation 2.15}$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \psi \quad \text{Équation 2.16}$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \sin \psi \quad \text{Équation 2.17}$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_1) \cdot \sin \psi \quad \text{Équation 2.18}$$

Enfin, le modèle Mohr-Coulomb permet pour les matériaux cohésifs l'apparition de tensions. Il est possible de limiter celles-ci à une valeur maximale. Ce qui rajouterait trois fonctions de rupture afin de les limiter dans la direction des trois contraintes principales.

Les paramètres d'entrée du modèle requis sont les suivants :

E	Le module de Young
ν	Le coefficient de poisson
C	La cohésion
φ	L'angle de frottement interne
ψ	L'angle de dilatance

2.2.2.3 Modèle HS small de PLAXIS

Le modèle « HS small » de PLAXIS est basé sur le modèle « Hardening Soil » de PLAXIS auquel le comportement hystérétique du module de cisaillement a été ajouté.

Le modèle « Hardening Soil » a été créé afin de modéliser le comportement hyperbolique d'un matériau. Il est basé sur le modèle de Duncan et Chang (1970) auquel des modifications ont été apportées. Tout d'abord, le modèle est basé sur la théorie de plasticité et non sur celle d'élasticité (il utilise donc la relation de Coulomb et non celle de Hooke). Il introduit une enveloppe de rupture permettant de prendre en compte la plasticité volumique et il tient également compte de la dilatance du matériau.

Les différents paramètres d'entrée utilisés par le logiciel sont :

c	La cohésion
φ	L'angle de frottement interne
ψ	L'angle de dilatation
E_{50}^{ref}	Le module sécant à 50% de déformation de référence
E_{oed}^{ref}	Le module œdométrique à la pression de référence
E_{ur}^{ref}	Le module de chargement – déchargement de référence

m	La puissance pour le niveau de contrainte en fonction de la rigidité
ν_{ur}	Le coefficient de Poisson en chargement – déchargement
G_0^{ref}	Le module de cisaillement de référence
$\gamma_{0,7}$	La valeur de la déformation en cisaillement tel que $G_s = 0,722 \cdot G_0$
p^{ref}	La pression de référence
K_0^{NC}	La valeur de K_0 normalement consolidé
R_f	Le ratio de rupture

Le modèle suppose que $\sigma'_2 = \sigma'_3$ et considère que σ'_1 est la contrainte principale effective de compression (Schanz, Vermeer, & Bonnier, 1999). Il utilise la relation contrainte - déformation suivante :

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}}$$

Équation 2.19

avec q le déviateur des contraintes, q_a la valeur du déviateur des contraintes asymptotique à la rupture et q_f la valeur du déviateur des contraintes à la rupture (voir Figure 2.6).

Le module sécant à 50% de déformation et le rapport R_f permettent de trouver la valeur du module initial grâce à l'Équation 2.20 :

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f}$$

Équation 2.20

Comme décrit dans la section, 2.2.1 la valeur du déviateur à la rupture peut être déterminée par le critère de Coulomb :

$$q_f = (c \cdot \cot \varphi - \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Équation 2.21

Les valeurs des modules rentrées dans PLAXIS sont des valeurs de référence pour une pression donnée. PLAXIS détermine la valeur des modules en fonction de la pression de confinement appliquée au matériau durant l'étude en utilisant les Équation 2.22, Équation 2.23 et Équation 2.24 (Schanz et al., 1999). Ces modules permettent au logiciel de pouvoir établir la courbe hyperbolique contrainte – déformation d'un test triaxial standard drainé comme présenté à la Figure 2.6.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma_3' \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \cdot \sin\varphi} \right)^m$$

Équation 2.22

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos\varphi - \frac{\sigma_3'}{K_0} \cdot \sin\varphi}{p^{ref} \cdot \sin\varphi + c \cdot \cot\varphi} \right)^m$$

Équation 2.23

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma_3' \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \cdot \sin\varphi} \right)^m$$

Équation 2.24

La valeur du coefficient des terres au repos K_0 est déterminée en fonction de l'angle de frottement interne du matériau d'après l'Équation 2.25 de Jacky (1948) :

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

Équation 2.25

Pour déterminer la valeur E_{ur}^{ref} et E_{oed}^{ref} à partir de E_{50}^{ref} PLAXIS suggère d'utiliser l'Équation 2.26 et l'Équation 2.27.

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$$

Équation 2.26

$$E_{50}^{ref} = 1,25 \cdot E_{oed}^{ref}$$

Équation 2.27

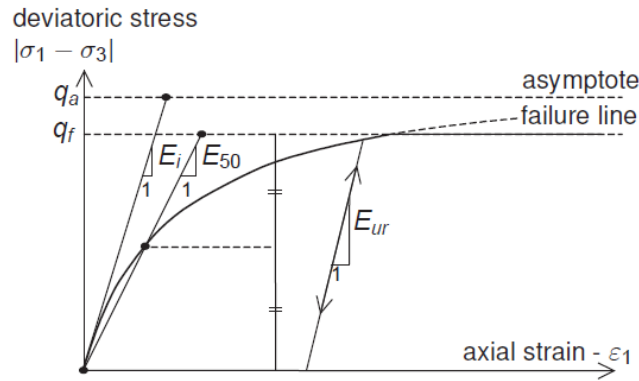


Figure 2.6 - Relation contrainte-déformation utilisée dans PLAXIS (PLAXIS, 2012)

En ce qui concerne le module de cisaillement, le modèle HS Small de PLAXIS prend en compte la réduction de celui-ci en fonction des déformations en cisaillement subies par le matériau (Figure 2.7). Autrement dit, il modélise le comportement hystérétique de ce type de matériau (sable, enrochement) quand il est soumis à un chargement cyclique.

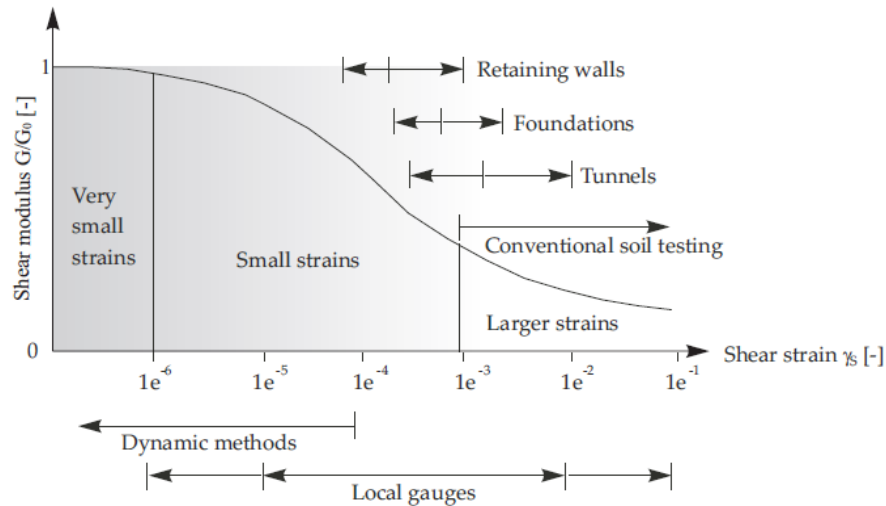


Figure 2.7 – Courbe type de réduction du module de cisaillement en fonction de la déformation (Atkinson & Sallfors, 1991)

Cette courbe est calculée grâce à l'Équation 2.28 qui fut proposée par Hardin et Drnevich (1972a) et modifiée par Santos et Correia (2002) et en connaissant la valeur $\gamma_{0,7}$ qui correspond à la déformation en cisaillement quand $\frac{G}{G_0} = 72,2\%$.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 0,385 \cdot \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|}$$

Équation 2.28

À cette équation est associée une limitation basse de la réduction du module de cisaillement, c'est-à-dire que celui-ci ne peut être réduit que jusqu'à un certain pourcentage et qu'à partir d'une déformation en cisaillement, qui est calculée par l'Équation 2.29, ce module est constant.

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0,385} \cdot \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \cdot \gamma_{0,7}$$

Équation 2.29

avec G_{ur} le module de cisaillement de chargement-déchargement défini d'après l'Équation 2.30, tel que $G_t \geq G_{ur}$, avec G_t le module de cisaillement tangent calculé à partir de l'Équation 2.31 .

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2 \cdot (1 + \nu_{ur})}$$

Équation 2.30

$$G_t = \frac{E_t}{2 \cdot (1 + \nu_{ur})}$$

Équation 2.31

Comme pour les autres modules, le module en cisaillement initial, G_0 , est déterminé en fonction de la pression appliquée à partir de la valeur du module de cisaillement à la pression de référence (Équation 2.32)

$$G_0 = G_0^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma_3' \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \cdot \sin\varphi} \right)^m$$

Équation 2.32

Afin de déterminer G_0^{ref} le manuel de PLAXIS recommande d'utiliser l'Équation 2.33 basée sur l'Équation 1.7 de Hardin et Black (1968) (décrit à la section 1.2.3.3). Cette équation est vraie pour une pression initiale de 100 kPa.

$$G(MPa) = \frac{(2,97 - e)^2}{(1 + e)} \cdot 33$$

Équation 2.33

Parallèlement à la réduction du module en cisaillement, le modèle propose une augmentation de l'amortissement en fonction des déformations en cisaillement. Pour ce faire le rapport d'amortissement est calculé à partir de l'Équation 1.1 définie à la section 1.2.1 et à l'Équation 2.34 et à l'Équation 2.35 tant que la déformation en cisaillement reste inférieure à la déformation en cisaillement limite, $\gamma_{cut-off}$, définie à l'Équation 2.29. Au-delà de cette déformation limite le rapport l'amortissement reste constant.

$$E_D = \frac{4 \cdot G_0 \cdot \gamma_{0,7}}{0,385} \cdot \left(2 \cdot \gamma - \frac{\gamma}{1 + \frac{\gamma_{0,7}}{0,385 \cdot \gamma}} - \frac{2 \cdot \gamma_{0,7}}{0,385} \cdot \ln \left(1 + \frac{0,385 \cdot \gamma}{\gamma_{0,7}} \right) \right)$$

Équation 2.34

$$E_s = \frac{G_0 V \gamma^2}{2 + \frac{2 \cdot 0,385}{\gamma_{0,7}}}$$

Équation 2.35

avec E_D l'énergie dissipée dans le matériau, E_s l'énergie emmagasinée due aux déformations élastiques, G_0 le module de cisaillement au point considéré calculé à partir de l'Équation 2.32, γ la déformation en cisaillement, $\gamma_{0,7}$ la déformation en cisaillement quand $\frac{G}{G_0} = 72,2\%$.

De plus, le modèle prend en compte deux types de déformations plastiques : les déformations plastiques en cisaillement γ^p et les déformations plastiques volumiques ε_v^p . Ces deux types de déformations sont reliés par l'Équation 2.36.

$$\varepsilon_v^p = \sin \psi_m \cdot \gamma^p$$

Équation 2.36

avec ψ_m l'angle de dilatation mobilisé qui dépend de l'angle de friction mobilisé.

Ces équations sont basées sur la théorie de contrainte - dilatance de Rowe (1962).

Enfin, en plus des critères de rupture de Mohr-Coulomb (présentés à la section 2.2.2.2), une enveloppe ellipsoïdale permettant de limiter les déformations volumiques est utilisée (Figure

2.8). Ainsi, lorsque le matériau connaît une déformation volumique importante celui-ci, grâce à cette enveloppe, a alors un comportement plastique. En effet, le seul critère de Mohr-Coulomb permet de délimiter la région élastique et plastique pour une déformation en cisaillement, mais pas pour une déformation volumique.

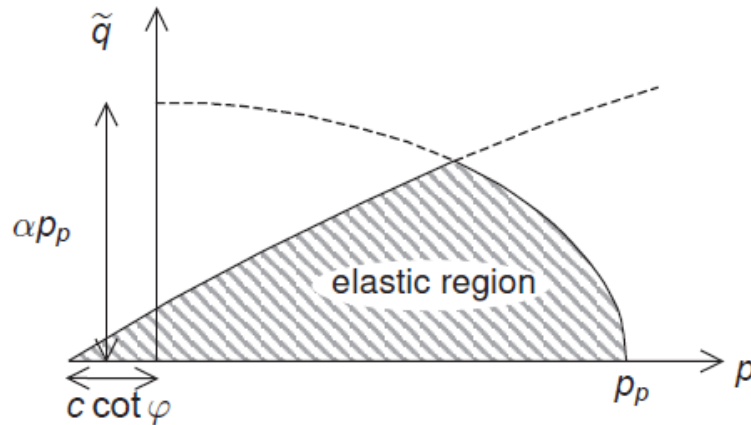


Figure 2.8 - Limitation de la zone élastique du matériau par le critère de Mohr-Coulomb et par une enveloppe de rupture (PLAXIS, 2010)

Cette limitation revient à imposer une déformation volumique maximale. Ceci permet de ne pas avoir une augmentation volumique infinie du matériau qui serait due à ses propriétés de dilatance. Le comportement du matériau de contractance, puis de dilatance et enfin la limitation de cette dilatance sont représentés à la Figure 2.9. Autrement dit, en fixant des indices des vides maximaux il est possible d'imposer une valeur maximale des déformations volumiques.

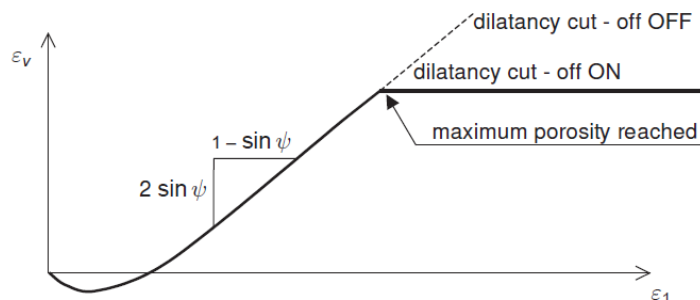


Figure 2.9 - Limitation de la dilatance dans PLAXIS (PLAXIS, 2010)

2.2.3 Option des modèles

2.2.3.1 Amortissement de Rayleigh

L'amortissement de Rayleigh est un amortissement imposé sur tout le modèle qui varie selon la fréquence de la charge sismique transmise dans le matériau. Il modélise l'amortissement réel qui se produit dans le matériau dû à l'apparition de déformations plastiques, mais surtout dû à la viscosité du sol et à la friction entre les grains. L'amortissement de Rayleigh est décrit en fonction de la masse et de la rigidité du matériau, comme le montre l'Équation 2.37.

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K]$$

Équation 2.37

avec $[C]$ la matrice d'amortissement, $[M]$ la matrice de la masse du matériau, $[K]$ la matrice de la rigidité et α et β des scalaires.

La masse ayant une plus grande influence sur les basses fréquences, et la rigidité sur les hautes fréquences. Plus α est élevé plus les basses fréquences sont amorties, réciproquement plus β est élevé plus les hautes fréquences sont amorties. Ces deux scalaires, α et β , sont reliés par l'Équation 2.38.

$$\alpha + \omega^2 \cdot \beta = 2 \cdot \xi \cdot \omega$$

Équation 2.38

avec ξ le rapport d'amortissement et ω la vitesse radiale telle que :

$$\omega = 2 \pi \cdot f$$

Équation 2.39

avec f une fréquence.

L'Équation 2.38 est vraie quels que soient la vitesse radiale et le rapport d'amortissement.

La Figure 2.10 représente une courbe typique de l'amortissement de Rayleigh en fonction de la fréquence.

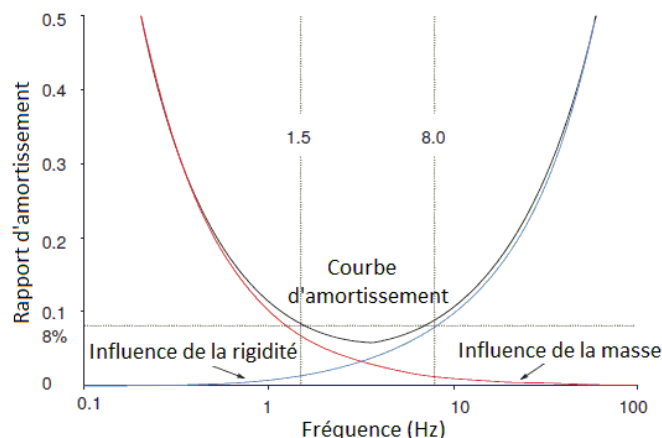


Figure 2.10 – Amortissement de Rayleigh en fonction de la fréquence (PLAXIS, 2010)

2.2.3.2 Types de drainage

Le logiciel 2D PLAXIS 2011.02 propose cinq manières de décrire le comportement du matériau vis-à-vis de l'eau : non-poreux, drainé, et non drainé (A), (B) et (C).

Les modélisations des barrages réalisées au Chapitre 4, au Chapitre 5 et au Chapitre 6 ont utilisé une fondation en roc dur, non fracturé et supposé imperméable. La membrane en béton bitumineux, modélisée au Chapitre 5 et au Chapitre 6, a dans la réalité une perméabilité très faible. Cependant, l'auteur a supposé que durant la durée de l'analyse dynamique, qui est de quelques secondes, cette membrane pouvait être considérée comme complètement imperméable. Le roc et le béton bitumineux ont donc été systématiquement modélisés comme des matériaux non-poreux.

L'enrochement, modélisé au Chapitre 5 et au Chapitre 6, a une perméabilité très élevée, ce qui ne permet pas à des surpressions interstitielles d'être générées, ce qui est également vrai lors d'un chargement rapide, tel qu'un séisme. L'enrochement a donc été modélisé comme un matériau drainé. Autrement dit, aucune surpression interstitielle n'est générée.

Le matériau modélisé lors de l'analyse du barrage Sannokai (voir Chapitre 4) a une perméabilité relativement faible. Lors d'une analyse sismique, des surpressions interstitielles seront générées, son comportement doit donc être décrit comme non-drainé. Le logiciel propose trois modèles non-drainés : (a), (b) et (c). Le modèle (a) propose une approche en contrainte effective. Les pressions interstitielles sont générées, même si elles peuvent être imprécises. Les paramètres

d'entrée sont l'angle de frottement effectif et la cohésion effective du matériau. Le modèle (b) propose d'utiliser la résistance au cisaillement non drainée (S_u ou C_u) ainsi que le module et le coefficient de Poisson effectifs. Cependant, les pressions interstitielles sont générées, mais peuvent être très imprécises. De plus, dans le modèle HS Small la valeur des modules ne dépend plus du niveau de contrainte et le modèle ne présente plus de durcissement lors de compression. Le modèle non-drainé (c) propose une approche en contrainte totale, cependant il n'est pas disponible dans le modèle HS Small.

Afin de pouvoir comparer les analyses réalisées avec le modèle Mohr-Coulomb et HS Small, le modèle non-drainé (c) n'est pas retenu, le modèle non-drainé (b) présente une trop grande incertitude pour être choisi. Les modélisations réalisées au Chapitre 4 ont donc utilisé le modèle non-drainé (a). Lors de ces analyses les caractéristiques du matériau en condition non drainée ont été utilisées.

2.2.3.3 Limitation des contraintes de tension dans les matériaux

PLAXIS offre la possibilité d'imposer une valeur maximale des contraintes en tension dans le matériau. En effet, lorsque la cohésion d'un matériau est supérieure à 0, le modèle de rupture de Mohr-Coulomb permet une résistance en tension du matériau. Il est possible de limiter celle-ci en imposant une valeur de tension admissible maximale. Ce qui revient à imposer au modèle les conditions suivantes :

$$\sigma_1' - \sigma^t \leq 0$$

Équation 2.40

$$\sigma_2' - \sigma^t \leq 0$$

Équation 2.41

$$\sigma_3' - \sigma^t \leq 0$$

Équation 2.42

avec σ_1' , σ_2' et σ_3' les contraintes effectives principales et σ^t la tension maximale admissible dans le matériau définie en fonction de la cohésion et l'angle de frottement du matériau tel que :

$$\sigma^t = \frac{c}{\tan(\phi)}$$

Équation 2.43

Chapitre 3 MÉTHODOLOGIE

3.1 Méthodologie de modélisation des analyses analytiques

Lors des analyses réalisées avec GÉO-SLOPE la méthode de Morgensten et Price et la fonction demi-sinus, décrites à la section 2.1.2, ont été utilisées.

De plus, les surfaces de rupture ont été définies par l'option entrée et sortie. C'est-à-dire que la zone de rupture calculée interceptera deux lignes, l'une spécifiant le début de la zone de rupture et l'autre sa fin.

Elles ont été définies de manière à avoir une surface de rupture critique pour la stabilité de l'ouvrage. Pour ce faire elles ont été déterminées de manière à intercepter le noyau.

Une profondeur minimale de la surface de rupture de 10 m a été utilisée afin d'assurer que la surface de rupture soit représentative d'une rupture menaçant la stabilité de l'ouvrage.

Le modèle Mohr-Coulomb a été utilisé pour tous les matériaux.

3.2 Méthodologies de modélisation des analyses numériques

3.2.1 Pas de temps

Comme il a été expliqué à la section 2.2.1.3, une attention particulière doit être donnée au pas de temps choisi lors d'une analyse numérique dynamique. Tout d'abord, il convient de définir le pas de temps de sorte que celui-ci soit au moins égal à celui utilisé dans le fichier d'entrée de la sollicitation dynamique. Si le pas de temps utilisé lors de l'analyse est inférieur à celui utilisé dans le fichier sismique d'entrée, une perte d'information importante peut avoir lieu comme le montre la Figure 3.1. Par contre si le pas de temps utilisé dans l'analyse est supérieur à celui utilisé dans le fichier sismique une perte d'information peut également apparaître, car les temps

de calcul peuvent être situés légèrement avant ou après un pic. Cependant, cela permet d'avoir plus de précision sur des points situés dans le barrage.

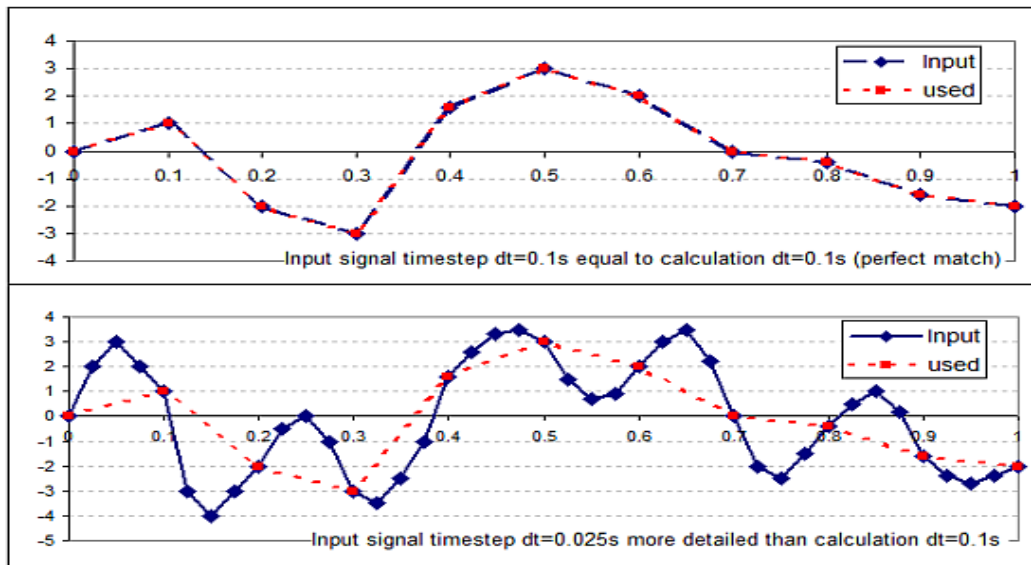


Figure 3.1 - Influence du pas de temps sur la précision de l'analyse dynamique (PLAXIS, 2012).

Le pas de temps est défini en fonction de la durée totale de l'analyse dynamique et du nombre d'étapes et sous étapes de calcul choisi comme le montre l'Équation 3.1 :

$$\delta t = \frac{\Delta t}{m \cdot n}$$

Équation 3.1

avec m le nombre d'étapes de calcul, n le nombre de sous étapes réalisées lors d'une étape, Δt la durée de l'analyse dynamique et δt le pas de temps utilisé lors du calcul dynamique par le logiciel.

Il est donc recommandé de choisir les paramètres m et n de telle sorte que le pas de temps total soit au moins égal à celui d'entrée. De plus, un autre critère doit être respecté. En effet, même si la méthode implicite est utilisée, il doit y avoir une bonne adéquation entre le pas de temps choisi et la taille du maillage utilisé. Ce critère est défini pour un élément triangulaire à 15 nœuds, qui sera utilisé dans toutes les analyses présentées, par un pas de temps critique régit par l'Équation

3.2. Le respect de ce critère permet de s'assurer que l'onde durant une seule étape ne se déplace pas plus que la dimension la plus petite de l'élément.

$$\Delta t_{critique} = \frac{l_e}{0,748 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot (1 - \nu)}{\rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}} \cdot \sqrt{1 + \frac{B^4}{4 \cdot S^2} - \frac{B^2}{2 \cdot S} \cdot \left(1 + \frac{1 - 2 \cdot \nu}{4} \cdot \frac{2 \cdot S}{B^2}\right)}}$$

Équation 3.2

avec B la plus grande dimension de l'élément fini, S la surface de l'élément fini, l_e la longueur moyenne d'un élément, E le module de Young et ρ la masse volumique.

Le pas de temps a donc été déterminé en fonction du pas de temps critique qui est dépendant du maillage. Il est possible d'estimer que plus le pas de temps est petit, meilleurs sont les résultats escomptés, mais plus grand sera le temps de calcul. De plus, il est possible de remarquer à l'Équation 3.2, grâce à l'Équation 3.3, que la première racine sous la fraction représente la vitesse de compression des ondes. Le critère de convergence proposé par le logiciel PLAXIS tient donc bien compte à la fois de la taille du maillage et des paramètres du modèle.

$$E_{oed} = \frac{E \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$$

Équation 3.3

3.2.2 Convergence du maillage

Lors de la réalisation d'une modélisation par éléments finis, il est important de s'assurer de la convergence du maillage. C'est-à-dire que la taille des éléments utilisés est suffisamment petite pour obtenir une réponse contenant le moins d'erreurs et d'incertitudes possibles. En effet, un maillage trop grossier risquerait de donner des réponses moins précises. Ceci est d'autant plus important lors d'une analyse numérique dynamique. Pour ce faire l'Équation 3.4 (Kuhlemeyer & Lysmer, 1973) présente un critère qui est très largement utilisé lorsqu'une analyse numérique dynamique est réalisée :

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10}$$

Équation 3.4

avec Δl la longueur d'un élément fini et λ la longueur d'onde correspondante à la fréquence la plus élevée associée à une quantité d'énergie importante.

Il convient néanmoins de souligner que ce critère a été conçu pour des éléments à quatre nœuds et pour un modèle élastique-plastique. Or, les éléments utilisés dans cette étude sont des éléments triangulaires à 15-nœuds et le modèle hyperbolique est utilisé pour les modélisations réalisées avec le modèle HS Small. La longueur Δl sera ici considérée comme la distance maximale entre deux points. La longueur de l'onde sera calculée à partir des paramètres dynamiques du matériau, à savoir son module en cisaillement. Comme le montrent l'Équation 3.4 et l'Équation 3.5, ce critère dépend de la valeur de la vitesse des ondes de cisaillement.

$$\lambda = \frac{V_s}{f}$$

Équation 3.5

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Équation 3.6

avec f la fréquence la plus élevée associée à une quantité d'énergie importante, V_s la vitesse des ondes de cisaillement, G le module de cisaillement, ρ la masse volumique, ν le coefficient de poisson et E le module de Young.

Il est nécessaire de trouver un juste équilibre entre le pas de temps choisi et la taille du maillage afin d'assurer que le modèle converge. Une analyse de convergence peut également être effectuée afin de s'assurer que la bonne solution a bien été trouvée.

Une analyse assurant que le maillage permettait d'assurer la transmission de l'onde a été effectuée au cours des différentes analyses. Ceci a permis de s'assurer de la convergence du maillage.

3.2.3 Conditions aux frontières et sollicitations dynamiques

Lors de l'analyse dynamique, le barrage est modélisé sur une fondation en roc dur, non fracturé et imperméable. La sollicitation sismique est appliquée au bas de cette fondation. Si aucune condition aux frontières n'est appliquée, les ondes sont réfléchies au niveau des extrémités latérales et inférieures de la fondation, ce qui n'est pas le cas dans la réalité puisque le sol est 'infini'. Cet effet est appelé l'effet boîte, car les ondes peuvent être vues comme enfermées dans une boîte dans laquelle elles se répercutent indéfiniment, se mélangeant aux ondes générées par la sollicitation dynamique. Il convient donc de définir des conditions aux frontières permettant d'absorber ces ondes et donc d'éviter qu'elles soient réfléchies. Ces conditions aux frontières ont été appliquées dans toutes les analyses dynamiques réalisées. Pour ce faire, les conditions aux frontières doivent pouvoir absorber deux types d'ondes : celles arrivant perpendiculairement à la frontière et celles arrivant tangentiellement à celle-ci. Le logiciel PLAXIS 2011.02 offre la possibilité d'ajuster ces conditions aux frontières grâce à deux paramètres afin d'obtenir la meilleure absorption possible des ondes dans la fondation.

Durant un tremblement de terre, des accélérations horizontales et verticales sont produites. Cependant, seule l'accélération du sol horizontale a été prise en compte dans le fichier d'entrée des analyses dynamiques. En effet, les accélérations verticales se produisant au niveau du sol durant le tremblement de terre ont été considérées négligeables devant l'accélération de la pesanteur à la surface de la Terre. Lors de chaque analyse dynamique réalisée, une vérification de la correcte modélisation des conditions aux frontières a été faite. Pour ce faire, l'accélération horizontale à la surface du sol doit être la même que celle au bas de la fondation en tout temps, et l'accélération verticale au niveau du sol doit demeurer nulle ou quasi-nulle en tout temps également.

3.2.4 Correction des tremblements de terre

Lorsqu'un fichier sismique est utilisé, il est possible qu'à la fin du fichier l'accélération et la vitesse du tremblement de terre ne soient pas nulles. Ce qui est d'autant plus vrai si celui-ci provient d'un enregistrement réalisé par un sismographe lors d'un tremblement de terre, car s'il est produit par un logiciel de génération de séisme ce phénomène est facile à éviter en concevant correctement le fichier. La non-nullité de la vitesse et de l'accélération à la fin de la modélisation engendre des déplacements permanents non réalistes dans le modèle comme le montre la Figure 3.2(b).

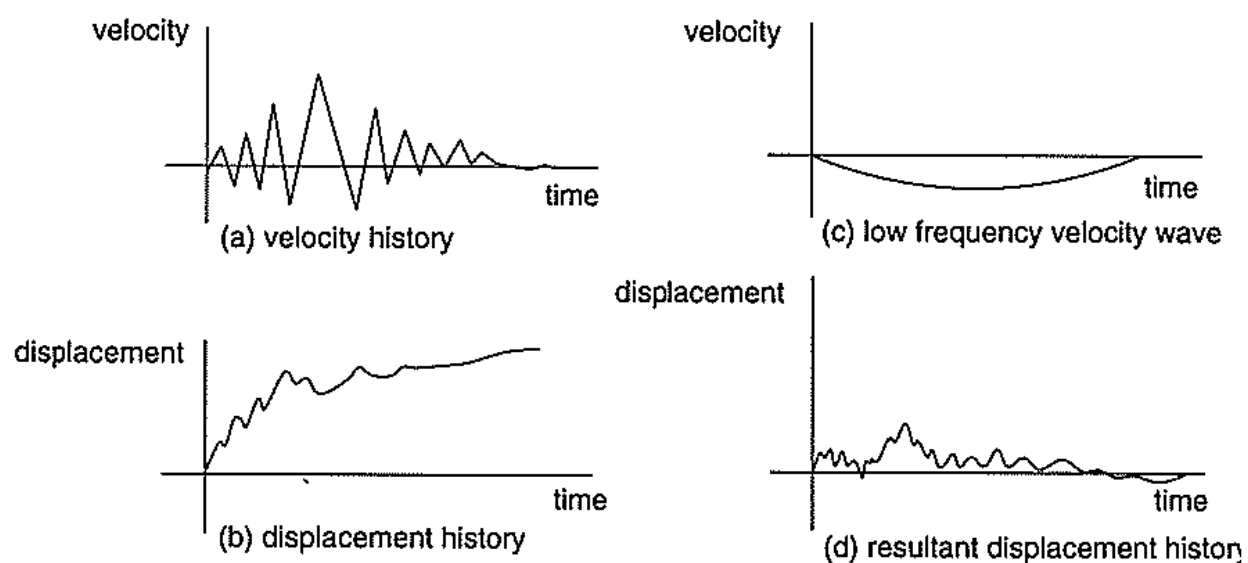


Figure 3.2 - (a) diagramme des vitesses en fonction du temps (b) déplacements engendrés par les vitesses décrites en (a), (c) onde à faible fréquence, (d) déplacements obtenus au cours du temps en conjuguant les vitesses (a) et (c) (Itasca Consulting Group, 1998)

Il convient donc de traiter le signal d'entrée afin de s'assurer que ce phénomène ne se produise pas. Ainsi, sur toute la durée du tremblement de terre, une onde de faible fréquence est appliquée, comme présenté à la Figure 3.2(c). Le logiciel 2D PLAXIS 2011.02 offre la possibilité de corriger le fichier sismique utilisé afin d'obtenir des déplacements réalistes. Cette option ('Drift correction') sera utilisée lors des modélisations. À noter que cette correction n'influence pas le comportement du modèle lors de son analyse numérique.

3.2.5 Amortissement de Rayleigh

L'Équation 2.37, présentée à la section 2.2.3.1 est vraie quels que soient la vitesse radiale et le rapport d'amortissement. Ainsi, afin de déterminer α et β il suffit de choisir deux rapports d'amortissement associés à deux fréquences. Une autre possibilité est d'associer un unique rapport d'amortissement à une seule fréquence et de supposer d'abord que $\alpha = 0$ puis que $\beta = 0$. Ce qui revient à résoudre les Équation 3.7 et Équation 3.8.

$$\beta = \frac{2 \cdot \xi}{\omega}$$

Équation 3.7

$$\alpha = 2 \cdot \xi \cdot \omega$$

Équation 3.8

Cette possibilité a pour avantage de nécessiter moins d'informations et elle a été retenue dans cette étude. La fréquence devant être retenue doit être une fréquence dites centrale, ainsi le volume « Dynamic analysis » du manuel de FLAC recommande d'utiliser soit la fréquence principale du tremblement de terre soit la fréquence propre du barrage (Itasca Consulting Group, 1998). La fréquence principale du tremblement de terre a ici été retenue.

Lorsqu'un modèle possédant un amortissement hystérétique est utilisé, l'amortissement de Rayleigh ne devrait pas être utilisé. Cependant, pour de très faibles déformations en cisaillement la valeur de l'amortissement hystérétique est également très petite. Il est recommandé d'utiliser un faible amortissement de Rayleigh afin de mieux modéliser le comportement du matériau. De plus, cela permet de diminuer les instabilités qui pourraient apparaître dans le modèle. À noter que ces instabilités n'ont pas d'influence majeure sur l'allure générale de la réponse du barrage (Itasca Consulting Group, 1998).

3.2.6 Construction du barrage par étapes

Sur un chantier, un barrage est construit par la mise en place de couches successives. Lors d'une analyse par éléments finis il est tentant de concevoir le barrage en une fois, de réinitialiser les déplacements à zéro et de commencer l'analyse. Cette approche n'est pas recommandée. Dans le cas d'une analyse statique en utilisant une construction en une fois ou par couche successive les résultats diffèrent (Clough & Woodward III, 1967). Comme le montre la Figure 3.3 les déformations horizontales sont légèrement différentes en fonction de la façon de modéliser la construction, mais les déformations verticales sont-elles complètement différentes. Bien évidemment, il n'est pas nécessaire que les couches utilisées lors de l'analyse soient de la même taille que celles faites sur chantier (NATO ASI Series, 1991). Dans le cas d'une analyse dynamique et plus particulièrement avec l'emploi d'un modèle hyperbolique (comme le modèle HS Small décrit à la section 2.2.2.3), le cheminement de contrainte est non linéaire. Il engendre donc des déformations dont une partie est élastique et une autre plastique à chaque nouveau chargement. Cependant, même si le cheminement diffère, l'état de contrainte final est le même que le barrage soit construit par étape ou en une fois. Il n'est donc pas obligatoire de réaliser une analyse en construisant le barrage couche par couche dans le cas d'une analyse dynamique.

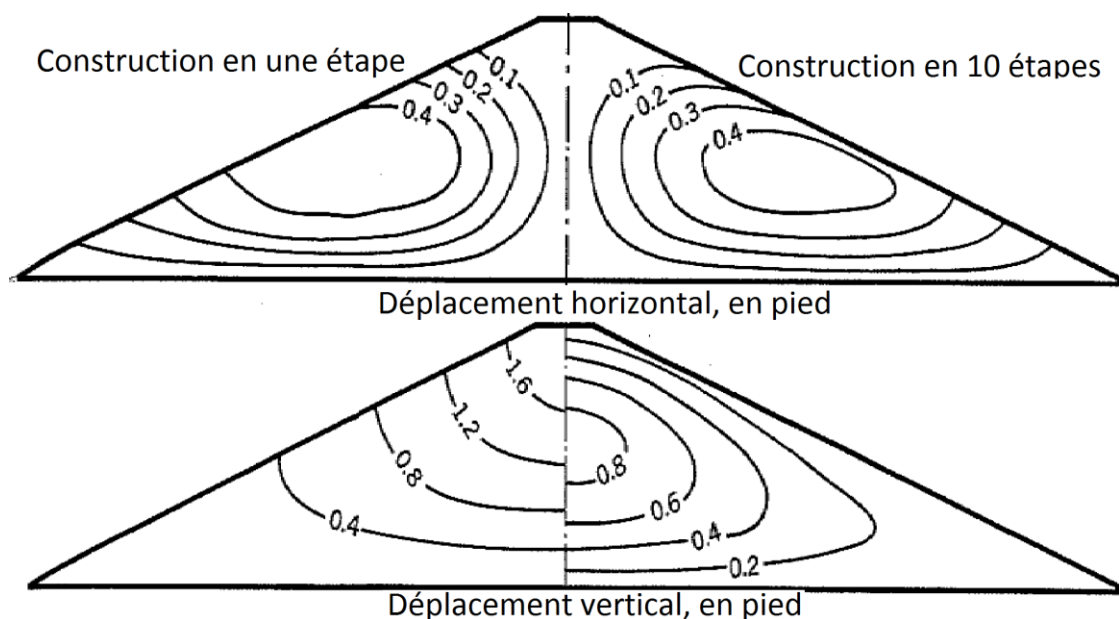


Figure 3.3 - Forme typique des déformations dans un barrage selon que sa construction soit modélisée en étape ou pas (Clough & Woodward III, 1967)

3.3 Méthodologie de résolution des analyses numérique

3.3.1 Méthode linéaire équivalente

La méthode linéaire équivalente est une méthode de résolution numérique d'ouvrages soumis à une sollicitation sismique. Cette méthode empirique permet notamment de tenir compte de la diminution du module en cisaillement ainsi que de l'augmentation de l'amortissement, bien que, généralement, le modèle Mohr-Coulomb soit utilisé pour décrire le comportement des matériaux lors de ce type d'analyse.

Cette méthode consiste en une résolution itérative du modèle. Une première simulation est réalisée permettant de déterminer la déformation en cisaillement moyenne dans le barrage. Grâce à cette valeur, une autre modélisation est réalisée en utilisant la valeur du module de cisaillement et l'amortissement correspondant à la déformation en cisaillement trouvée lors de la première modélisation. Le processus itératif est répété jusqu'à ce que la déformation en cisaillement moyenne utilisée en paramètre d'entrée soit égale à celle du modèle après la simulation.

Dans de nombreux cas, la solution recherchée est trouvée après environ cinq itérations. Cependant, il est important de souligner que la convergence de la méthode vers une solution dite correcte n'a encore jamais été démontrée (Gazetas & Dakoulas, 1992).

3.3.2 Analyse directe

L'utilisation du modèle HS Small permet de ne réaliser qu'une seule analyse. En effet, le comportement des matériaux varie en fonction des déformations et des contraintes qu'il subit durant le séisme. Or, ces déformations et ces contraintes ne sont pas constantes, elles varient avec la sollicitation dynamique qu'est le séisme. Les résultats trouvés lors de l'analyse utilisant ce modèle sont les résultats finaux, aucune itération n'est nécessaire.

Chapitre 4 **MODÉLISATION DU BARRAGE SANNOKAI**

Le barrage Sannokai (Japon) est un barrage en terre d'une hauteur maximale de 37 m. Ce barrage est un ouvrage en terre zonée, composé de quatre types d'argile compactée de plasticité moyenne à élevée. En 1964, il a subi un séisme d'une magnitude 7,2 dont l'épicentre était situé à 240 km du barrage. Les sismographes installés sur le barrage ont permis d'enregistrer ce séisme, notamment à sa base et à sa crête. Ces résultats ont été présentés par Okamoto, Hakuno, Kato, et Kawakami (1965). Afin de vérifier la capacité du logiciel d'éléments finis 2D PLAXIS 2011.02 à modéliser le comportement sismique des barrages en terre ce barrage a été modélisé et a été soumis aux mêmes accélérations que celles enregistrées.

Les modèles Mohr-Coulomb et HS Small (voir respectivement section 2.2.2.2 et 2.2.2.3) ont été utilisés. Les résultats obtenus par la méthode numérique ont alors été comparés aux sismogrammes mesurés à la crête du barrage. Les analyses numériques ont été réalisées en respectant les différents paramètres et critères présentés au Chapitre 3. De plus, afin de simplifier la modélisation, il a été considéré que le barrage reposait sur un sol en roc dur, non fracturé et imperméable.

4.1 Modélisation du barrage et des séismes

Peu de données ont pu être trouvées sur le barrage lui-même. La coupe typique du barrage est présentée à la Figure 4.1 et les caractéristiques des matériaux au Tableau 4.1. Pour pouvoir modéliser le barrage correctement les suppositions suivantes ont été faites : le barrage est homogène et est composé d'argile compactée. La coupe du barrage modélisé est présentée à la Figure 4.2. Les valeurs du module en cisaillement et de l'amortissement ont été estimées à partir des courbes présentées à la Figure 4.3 et à la Figure 4.4.

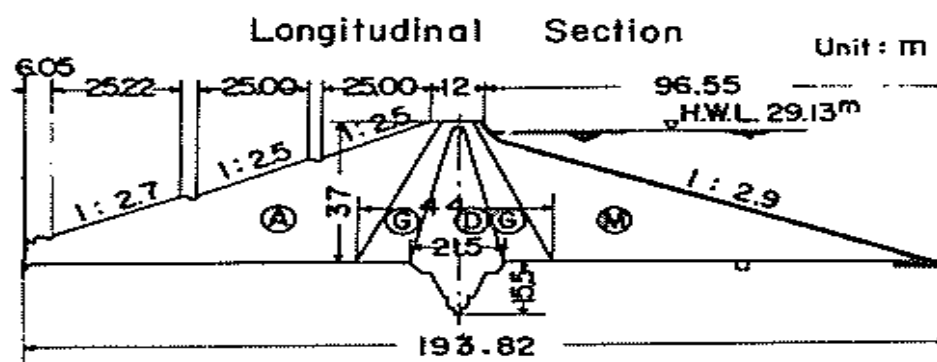


Figure 4.1- Coupe typique du barrage Sannokai (Okamoto et al., 1965)

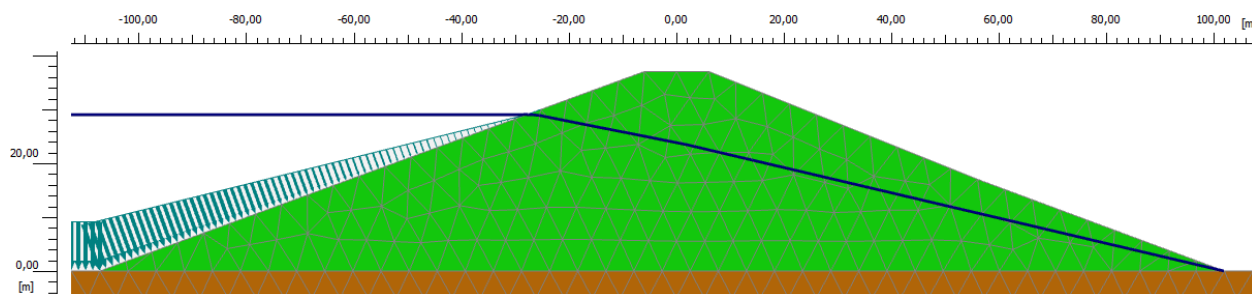


Figure 4.2 – Modélisation du barrage Sannokai sur le logiciel PLAXIS 2011.02

Tableau 4.1 – Propriétés du barrage Sannokai (Okamoto et al., 1965)

Sol	D	G	M	A
Densité relative (g/cm^3)	2,65	2,71	2,69	2,57
Limite de plasticité	38,5	42,5	37,5	30,9
Limite de liquidité	50,5	50,0	41,0	60,0
Indice plastique	12,0	7,5	3,5	29,1
Teneur en eau (%)	20 - 30	35 - 50	25 - 35	15 - 25

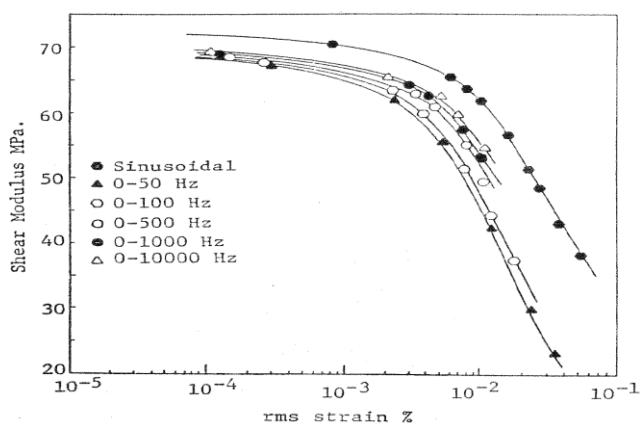


Figure 4.3 - Module de cisaillement d'une argile en fonction de la fréquence de sollicitation et de la déformation en cisaillement (Sun, Golesorkhi, & Seed, 1988)

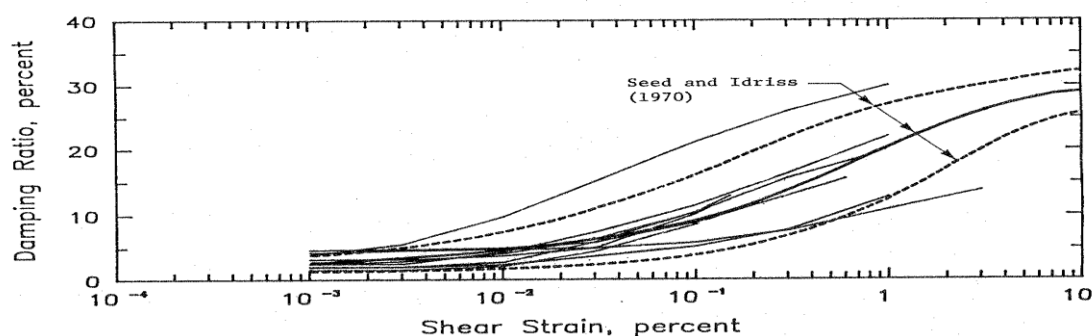


Figure 4.4 - Amortissement en fonction de la déformation en cisaillement pour l'argile (Sun et al., 1988)

Okamoto et al. (1965), réfèrent à un tremblement de terre d'une magnitude de 7,2 ayant eu lieu en 1964 (N12.2). Ils présentent également une réplique de ce dernier qui a été enregistrée (N.13). Ces deux séismes sont présentés à la Figure 4.5 et à la Figure 4.6 et leurs propriétés sont reportées au Tableau 4.2.

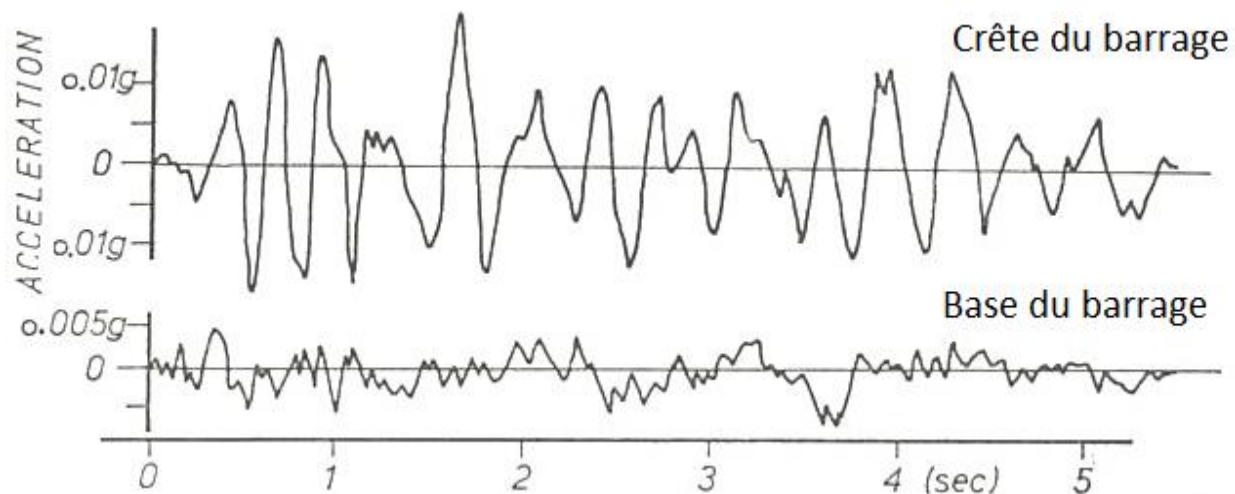


Figure 4.5 – Sismographe du tremblement de terre N.12.2 mesuré à la crête du barrage Sannokai et à sa base (Ambrassey & Sarma, 1967)

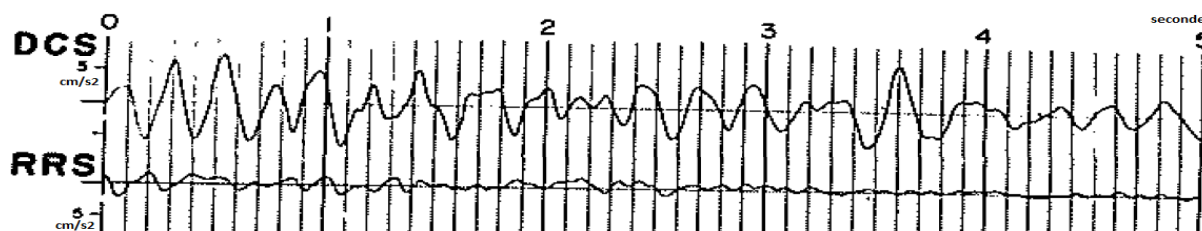


Figure 4.6 - Sismographe du tremblement de terre N.13 mesuré à la crête du barrage Sannokai (DCS) et à sa base (RRS) (Okamoto et al., 1965)

Tableau 4.2 - Résumé des caractéristiques des tremblements de terre N. 12.2 et N. 13

Tremblement de terre	Durée (seconde)	Accélération maximale (m/s^2)	Fréquence principale (Hz)	Intensité (m/s)	Magnitude
No. 12.2	5,4	0,07	4,5	$3,4 \cdot 10^{-4}$	7,2
N0. 13	5,0	0,03	3,7	$8,9 \cdot 10^{-5}$	réplique

À partir des courbes présentées, il a été possible de reconstituer les sismogrammes au niveau du sol et de la crête du barrage enregistrés lors des tremblements de terre. Ceci a permis de

soumettre les modèles numériques aux tremblements terre enregistrés et de comparer les solutions obtenues par l'analyse numérique aux sismogrammes mesurés sur le barrage.

Il est évident la reproduction de ces courbes engendre des imprécisions et une perte d'information par rapport au séisme réel. Cependant, celles-ci peuvent être considérées négligeables tant par leurs importances que par la raison de l'analyse réalisée. En effet, cette analyse n'a pas la vocation de prédire l'exacte réponse de ce barrage précis mais plutôt de présenter un comportement plausible de celui-ci dans le but de valider à la fois l'utilisation du logiciel PLAXIS 2011.02 et des modèles utilisés lors d'une analyse dynamique d'un barrage en terre.

4.2 Méthode linéaire équivalente – modèle Mohr-Coulomb

4.2.1 Tremblement de terre No. 12

4.2.1.1 Paramètres choisis

4.2.1.1.1 Amortissement de Rayleigh

Le modèle Mohr-Coulomb a été utilisé afin de modéliser le barrage par la méthode linéaire équivalente (voir section 3.3.1). À noter que dans ce modèle seul l'amortissement de Rayleigh (voir section 3.2.3) est disponible. Celui-ci est calculé à partir du rapport d'amortissement correspondant à une déformation en cisaillement donnée. Après plusieurs itérations, le modèle a convergé pour une valeur de déformation en cisaillement moyenne de $3 \cdot 10^{-5}$. Le rapport d'amortissement a été estimé à partir de la courbe représentée à la Figure 4.4 et pris égale à 3%. L'amortissement utilisé est présenté à la Figure 4.7.

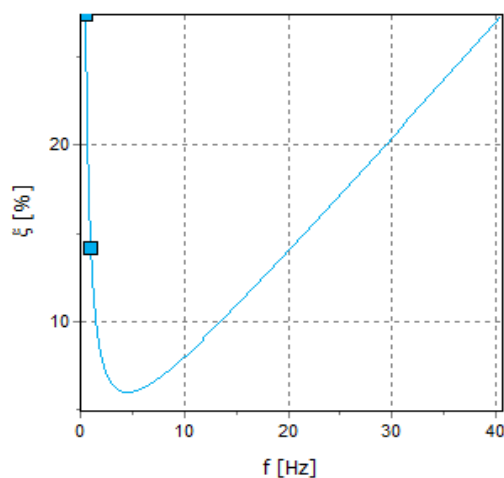


Figure 4.7 – Amortissement de Rayleigh utilisé dans le modèle Mohr-Coulomb pour le barrage Sannokai lors du tremblement de terre N. 12.2

4.2.1.1.2 Choix du module en cisaillement

Le module en cisaillement a été déterminé de manière itérative (comme expliqué à la section 3.3.1) à partir de la courbe présentée à la Figure 4.15 et pris égal à 66,5MPa pour une déformation en cisaillement de $3 \cdot 10^{-5}$.

4.2.1.1.3 Récapitulatif des différents paramètres utilisés

L'ensemble des paramètres utilisés lors de cette modélisation sont résumés dans le Tableau 4.3.

Tableau 4.3 – Propriétés du modèle Mohr-Coulomb utilisées pour le barrage Sannokai lors du tremblement de terre N.12.2

Poids unitaire sec (kN/m ³)	18,5	ν	0,3
Poids unitaire saturé (kN/m ³)	20,5	G (MPa)	66,5
α	1,70	C (kPa)	100
β	$2,12 \cdot 10^{-3}$	ϕ' (degré)	0

4.2.1.2 Résultats

L'accélérogramme, ainsi que l'accélération spectrale, trouvés lors de la modélisation sont comparés à ceux mesurés sur le barrage et sont présentés, respectivement, à la Figure 4.8 et à la Figure 4.9. Il y est possible d'y observer une certaine cohérence au niveau des fréquences et des amplitudes entre les réponses calculées et celles mesurées.

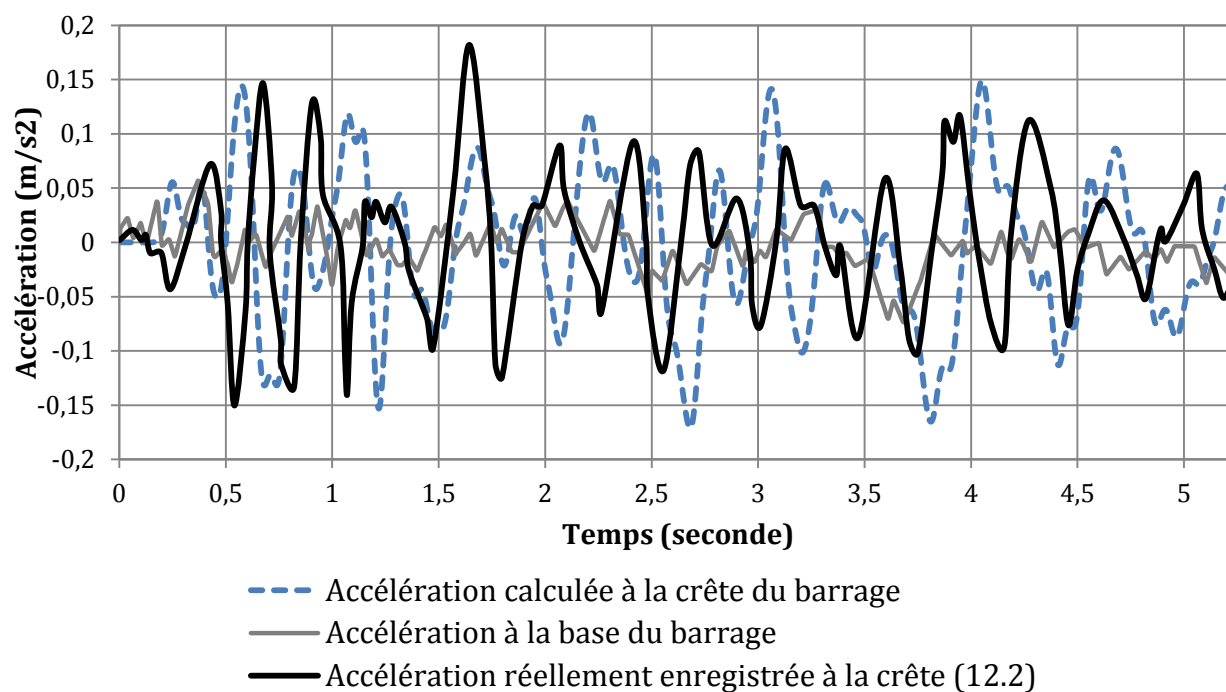


Figure 4.8 – Accélération à la crête du barrage réelle et trouvée lors de l'analyse tremblement de terre N.12.2 (avec le modèle Mohr-Coulomb)

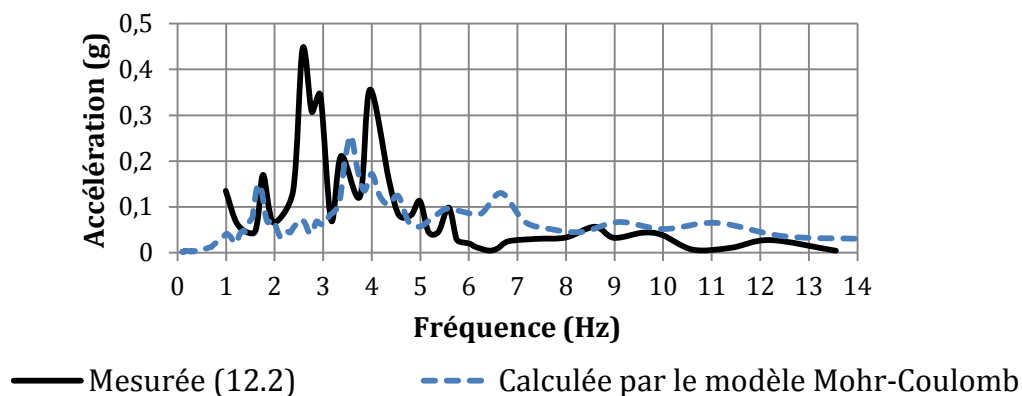


Figure 4.9 – Accélération spectrale du barrage Sannokai à la crête réelle et trouvée lors de l'analyse du tremblement de terre N.12.2 (avec le modèle Mohr-Coulomb)

La Figure 4.10 et la Figure 4.11 présentent respectivement la forme des déformations dans le barrage après le tremblement de terre. Les déformations observées sont très faibles. La forme de ces déformations semble tout à fait réaliste

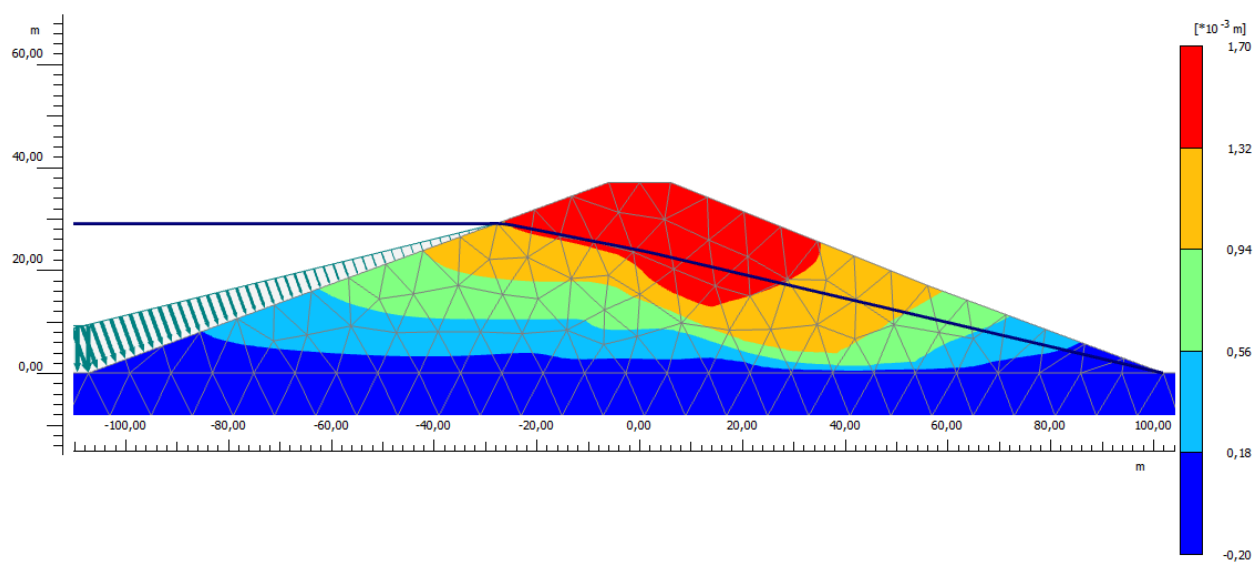


Figure 4.10 - Forme des déformations horizontales après tremblement de terre dans le barrage Sannokai avec le modèle Mohr-Coulomb (No. 12.2)

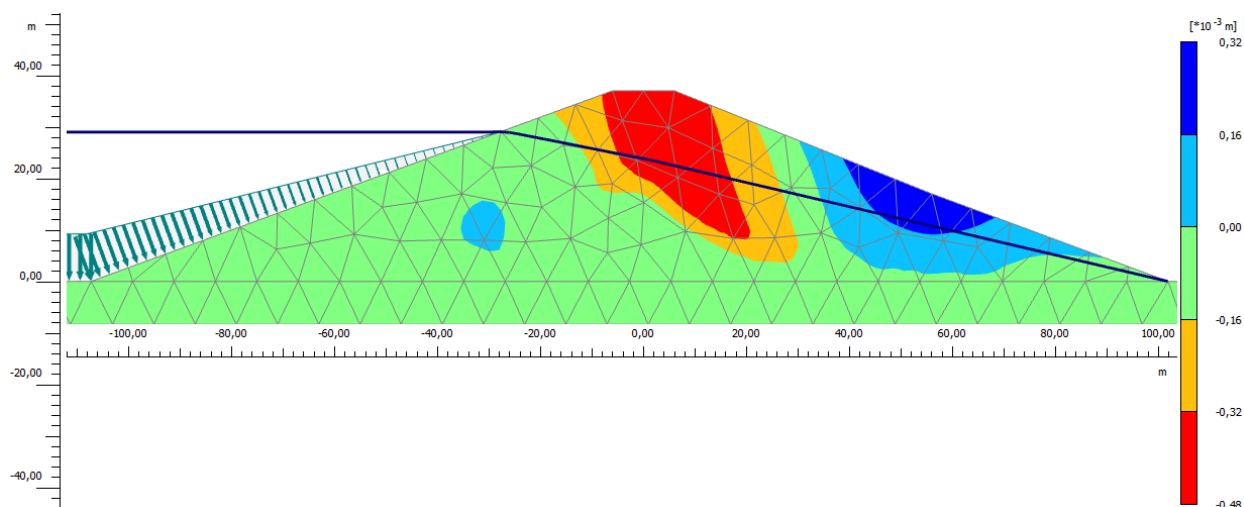


Figure 4.11 - Forme des déformations horizontales après tremblement de terre dans le barrage Sannokai avec le modèle Mohr-Coulomb

4.2.2 Tremblement de terre N.13

4.2.2.1 Paramètres choisis

4.2.2.1.1 Amortissement de Rayleigh

Le modèle Mohr-Coulomb a été utilisé afin de modéliser le barrage par la méthode linéaire équivalente (voir section 3.3.1). À noter que dans ce modèle seul l'amortissement de Rayleigh (voir section 3.2.3) est disponible. Celui-ci est calculé à partir du taux d'amortissement correspondant à une déformation en cisaillement donnée. Après plusieurs itérations, le modèle a convergé pour une valeur de déformation en cisaillement moyenne de $1 \cdot 10^{-6}$. Le taux d'amortissement a été estimé à partir de la courbe représentée à la Figure 4.4 et pris égale à 2,5%. La courbe de l'amortissement de Rayleigh utilisé est présentée à la Figure 4.7.

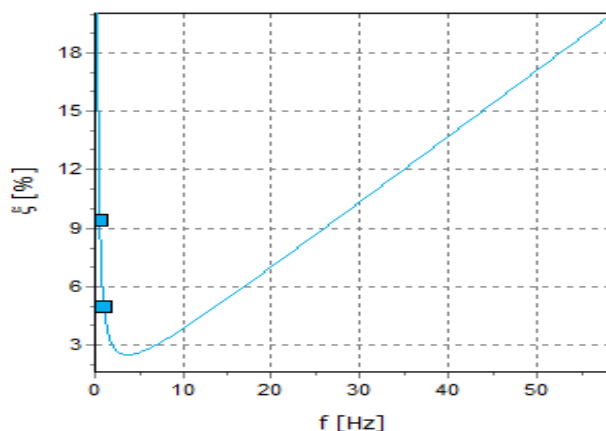


Figure 4.12 – Amortissement de Rayleigh dans le modèle Mohr-Coulomb du barrage Sannokai

4.2.2.1.2 Choix du module en cisaillement

Le module en cisaillement a été déterminé de manière itérative (comme expliqué à la section 3.3.1) à partir de la courbe présentée à la Figure 4.15 et pris égal à 70 MPa pour une déformation en cisaillement de $1 \cdot 10^{-6}$.

4.2.2.1.3 Récapitulatif des différents paramètres utilisés

L'ensemble des paramètres utilisés lors de cette modélisation sont résumés dans le Tableau 4.4.

Tableau 4.4 – Propriétés utilisées dans le modèle Mohr-Coulomb pour le barrage Sannokai

Poids unitaire sec (kN/m^3)	18,5	ν	0,3
Poids unitaire saturé (kN/m^3)	20,5	G (MPa)	70
α	$5,81 \cdot 10^{-1}$	C (kPa)	100
β	$1,08 \cdot 10^{-3}$	ϕ' (degré)	0

4.2.2.2 Résultats

L'accélérogramme, ainsi que l'accélération spectrale, trouvés lors de la modélisation sont comparés à ceux mesurés sur le barrage et sont présentés, respectivement, à la Figure 4.13 et à la Figure 4.14. Il y est possible d'y observer une certaine cohérence au niveau des fréquences et des amplitudes entre les réponses calculées et celles mesurées.

La forme des déformations obtenues pour ce tremblement de terre étant similaires à celles présentées dans la section précédente elles ne seront représentées ici.

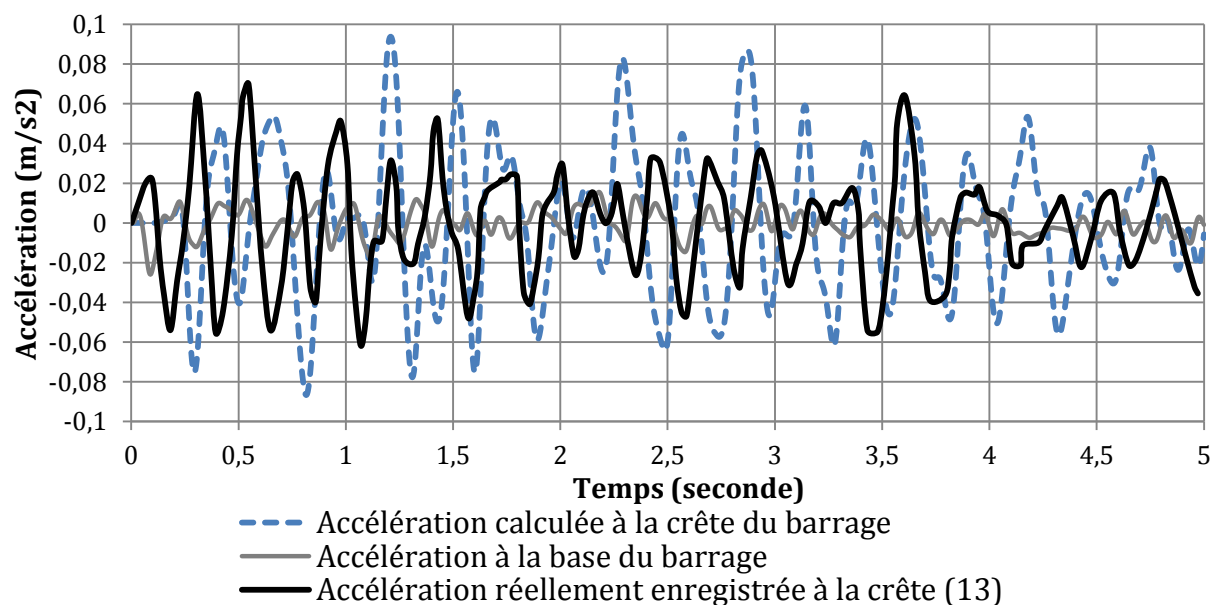


Figure 4.13 - Accélération à la crête du barrage réelle et trouvée lors de l'analyse tremblement de terre N.13 (avec le modèle Mohr-Coulomb)

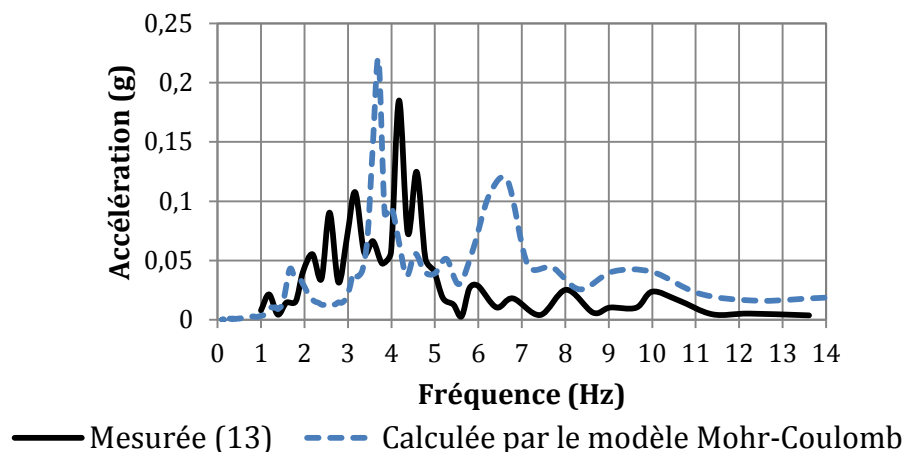


Figure 4.14 - Accélération spectrale à la crête du barrage réelle et trouvée lors de l'analyse du tremblement de terre N.13 (avec le modèle Mohr-Coulomb)

4.3 Modèle HS Small

4.3.1 Paramètres choisis

4.3.1.1 Amortissement de Rayleigh

Le modèle HS Small, tel que décrit à la section 2.2.2.3, permet de décrire un comportement réaliste du matériau qui prend en compte la diminution du module de cisaillement et l'augmentation de l'amortissement avec l'augmentation des déformations en cisaillement. Le modèle est donc défini une seule fois lors d'une analyse numérique. Un amortissement de Rayleigh, très faible, est également pris en compte, comme décrit à la section 3.2.3 – un amortissement de Rayleigh de 1% à la fréquence principale des tremblements de terre.

4.3.1.2 Choix des différents modules

Il est nécessaire de définir les différents modules (E_{50} , E_{oed} , E_{ur}) pour utiliser le modèle. Le module sécant, E_{50} , d'une argile compactée a été pris typiquement égal à 35MPa (Bowles, 1996). De là, le module œdométrique, E_{oed} , a été calculé grâce à l'Équation 3.3. Le module chargement déchargement, E_{ur} , a été pris égal à 70 MPa afin d'être au plus proche de la courbe proposée par Sun et al (1988) comme le montre la Figure 4.15.

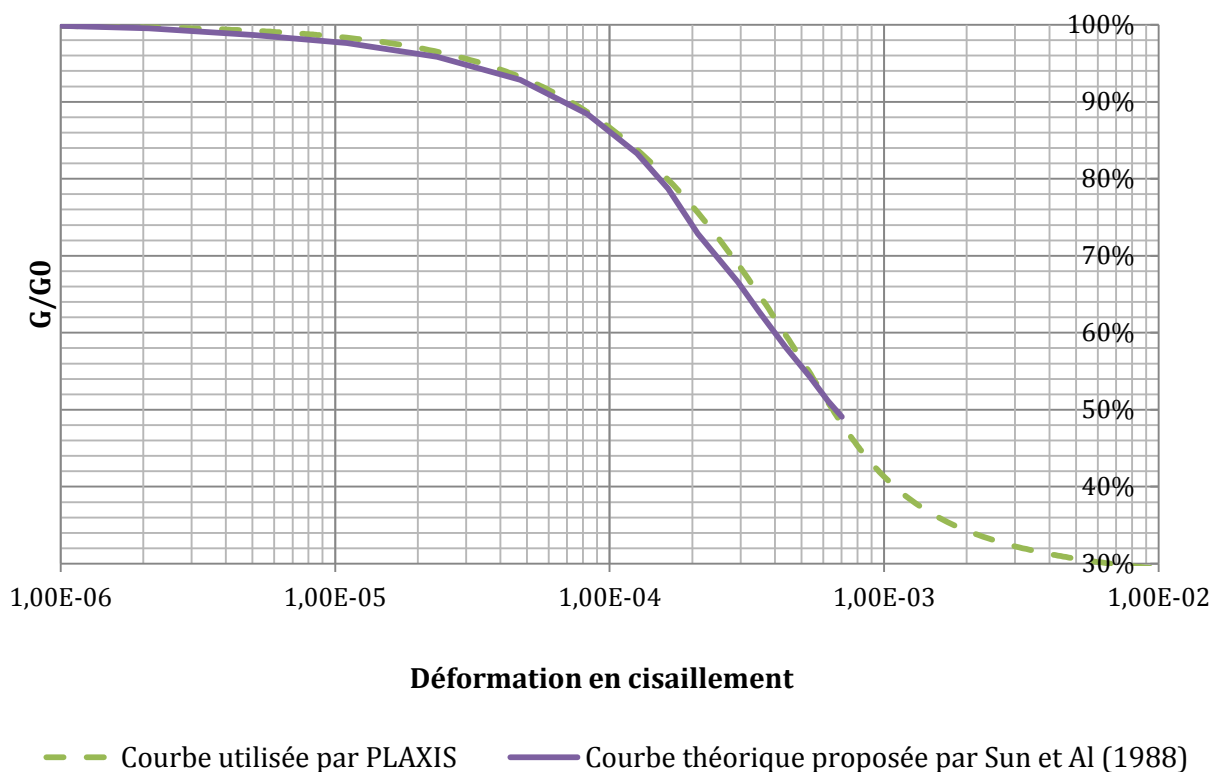


Figure 4.15 - Courbe de réduction du module utilisée et courbe proposée par Sun et al.

4.3.1.3 Récapitulatif des paramètres utilisés

L'ensemble des paramètres utilisés lors de cette modélisation sont résumés dans le Tableau 4.5.

Tableau 4.5– Paramètres utilisés lors de la modélisation avec le modèle HS Small du barrage Sannokai

Poids unitaire sec (kN/m^3)	18,5	E_{50}^{ref} (MPa)	35
Poids unitaire saturé (kN/m^3)	20,5	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (MPa)	47
Indice des vides	0,5	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (MPa)	70
α (N. 12.2)	0,56	m	0,5
β (N. 12.2)	$7,07 \cdot 10^{-4}$	$\gamma_{0,7}$	$2,5 \cdot 10^{-4}$
α (N. 13)	0,46	G_0^{ref} (MPa)	70
β (N. 13)	$8,60 \cdot 10^{-4}$	c (kPa)	100
		φ' (degré)	0
		v_{ur}	0,3
		R_f	1

4.3.2 Résultats

4.3.2.1 Déformation après le séisme

4.3.2.2 Tremblement de terre N.12.2

L'accélérogramme, ainsi que l'accélération spectrale, trouvés lors de la modélisation sont comparés à ceux mesurés à la crête du barrage et sont présentés, respectivement, à la Figure 4.16 et la Figure 4.17. Il y est possible d'y observer une certaine cohérence au niveau des fréquences et des amplitudes entre les réponses calculées et celles mesurées.

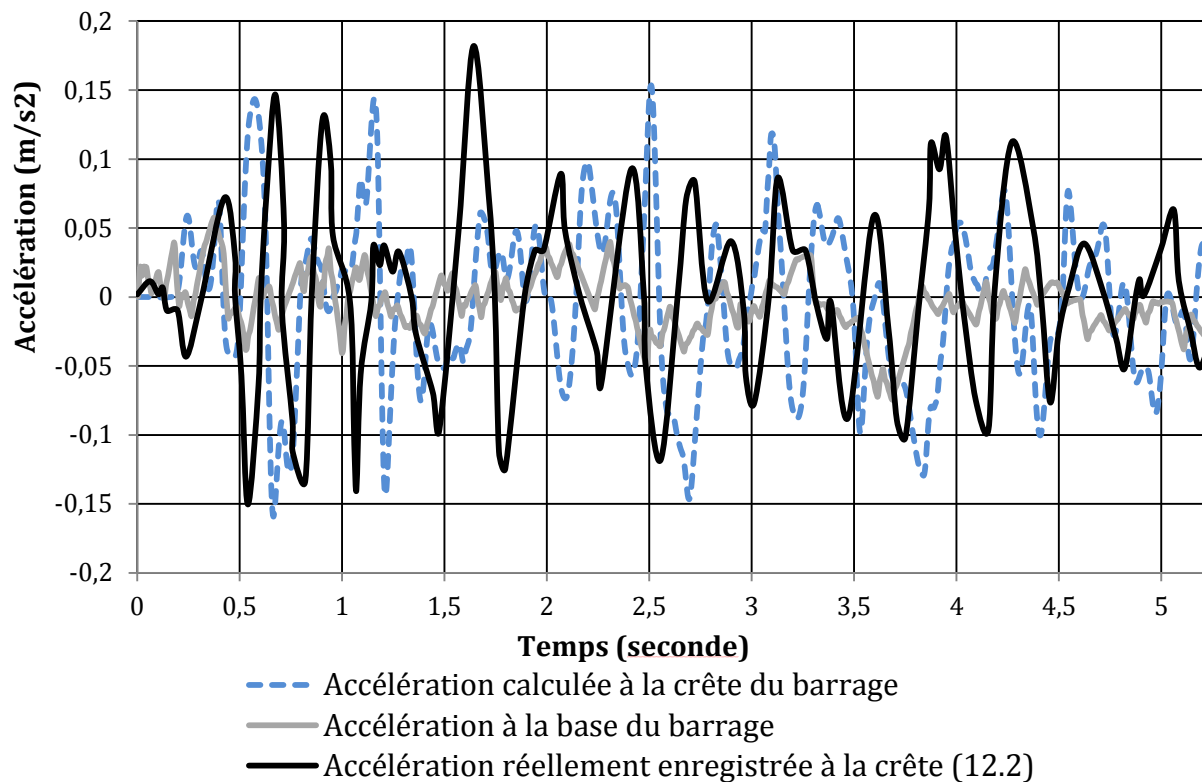


Figure 4.16 - Accélération à la crête du barrage réelle et trouvée lors de l'analyse tremblement de terre N.12.2 (avec le modèle HS Small)

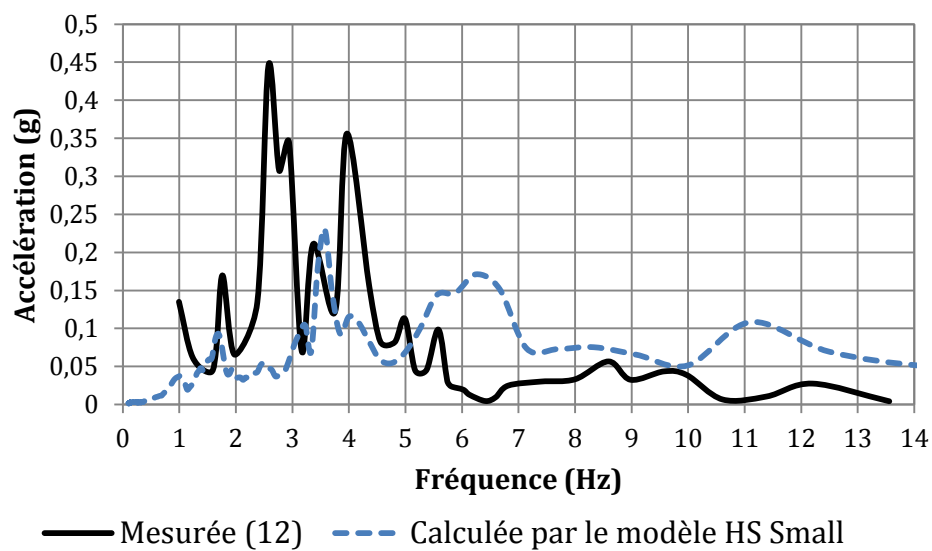


Figure 4.17 - Accélération spectrale mesurée et calculée de la crête du barrage Sannokai durant le tremblement de terre N.12.2 (avec le modèle HS Small)

La Figure 4.18 et la Figure 4.19 présentent respectivement la forme des déformations dans le barrage après le tremblement de terre. Les déformations observées sont très faibles. La forme de ces déformations semble tout à fait réaliste.

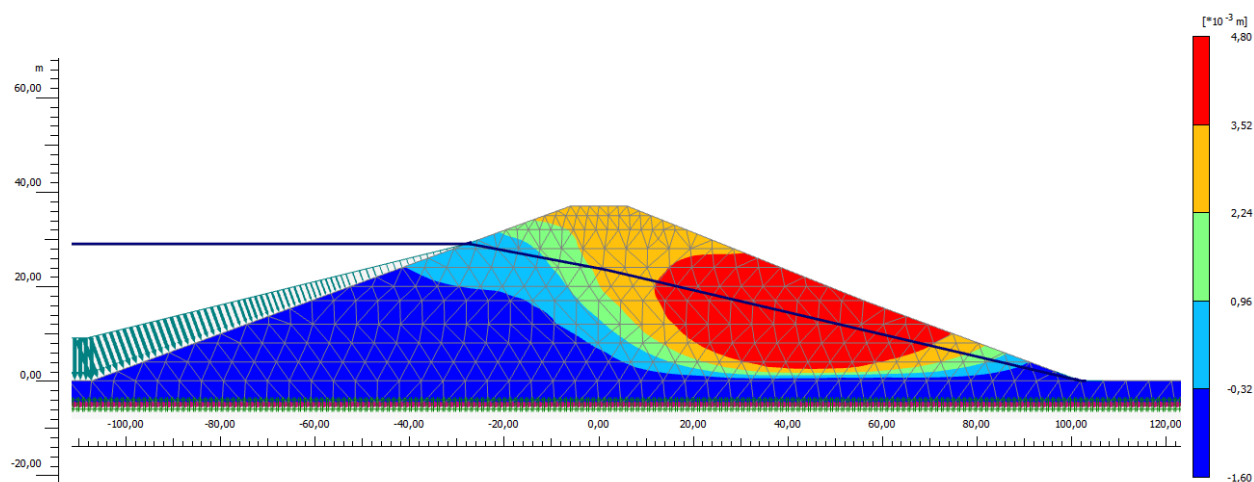


Figure 4.18 - Forme des déformations horizontales après tremblement de terre dans le barrage Sannokai avec le modèle HS Small (No. 12.2)

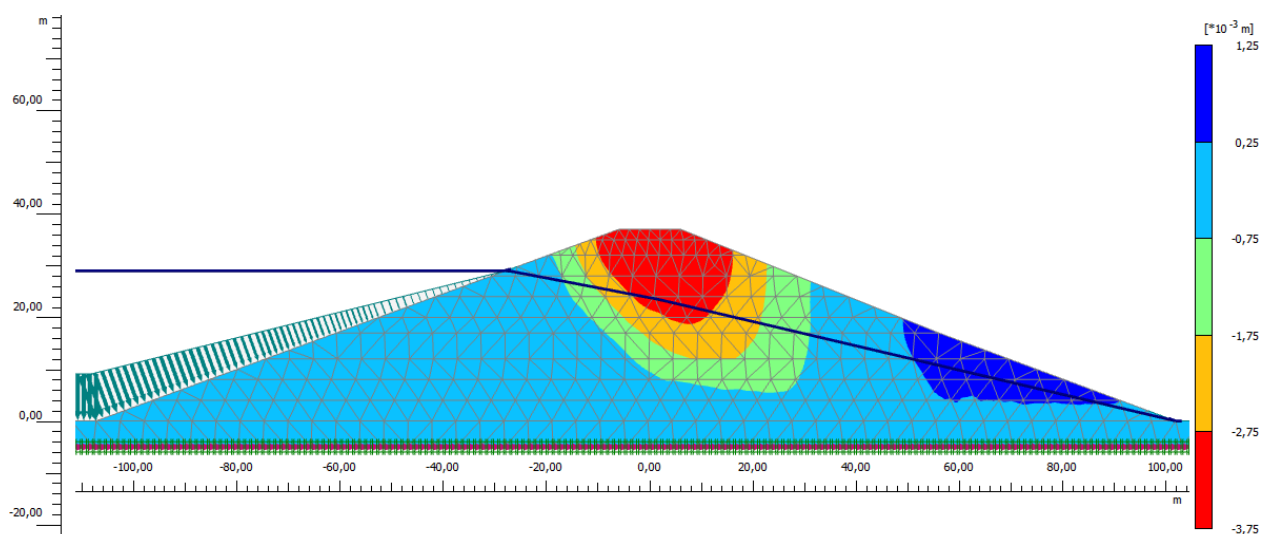


Figure 4.19 - Forme des déformations verticales après tremblement de terre dans le barrage Sannokai avec le modèle HS Small (No. 12.2)

4.3.2.3 Tremblement de terre N.13

L'accélérogramme, ainsi que l'accélération spectrale, trouvés lors de la modélisation sont comparés à ceux mesurés à la crête du barrage et sont présentés, respectivement, à la Figure 4.20 et à la Figure 4.21. Il y est possible d'y observer une certaine cohérence au niveau des fréquences et des amplitudes entre les réponses calculées et celles mesurées. La forme des déformations obtenue pour ce tremblement de terre étant similaires à celles présentées dans la section précédente elles ne seront représentées ici.

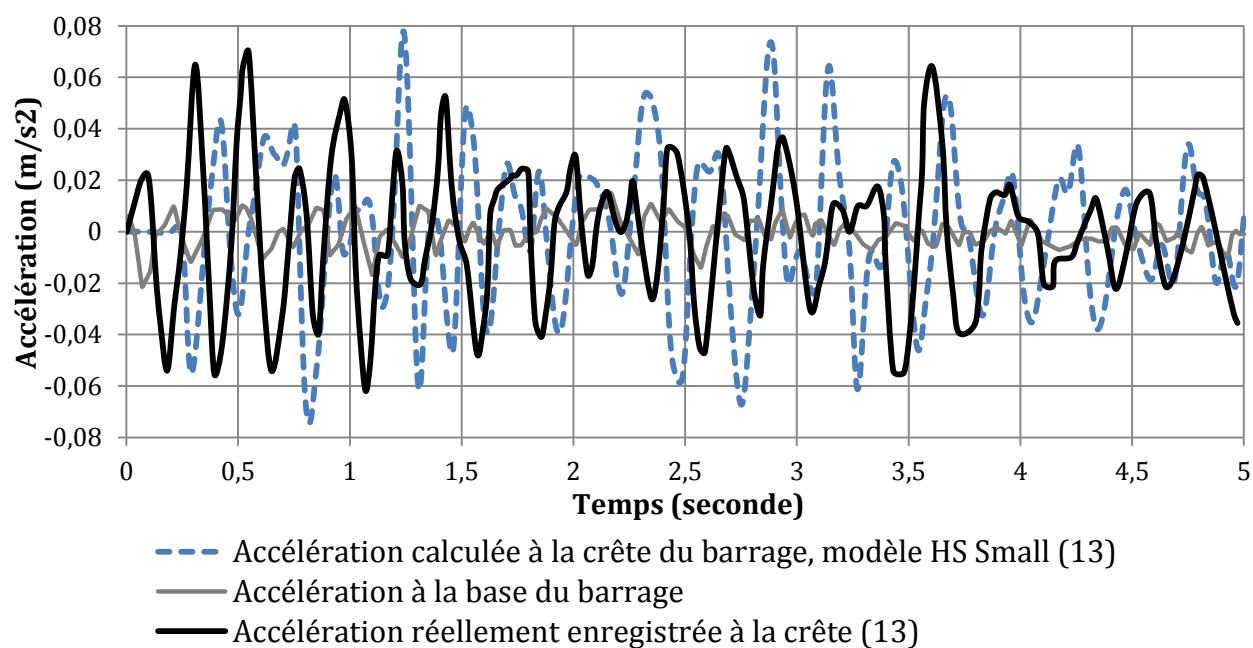


Figure 4.20 - Accélération à la crête du barrage réelle et trouvée lors de l'analyse tremblement de terre N.13 (avec le modèle HS Small)

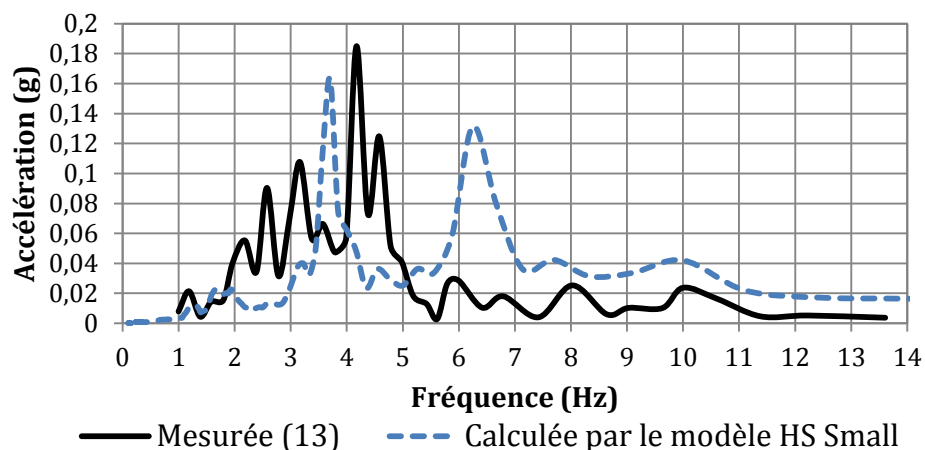


Figure 4.21 - Accélération spectrale mesurée et calculée à la crête du barrage Sannokai durant le tremblement terre N. 13 (avec le modèle HS Small)

4.4 Comparaison des résultats obtenus avec les modèles Mohr-Coulomb et HS Small

Le Tableau 4.6 compare les résultats trouvés avec les modèles Mohr-Coulomb et HS Small aux résultats réels mesurés sur le barrage Sannokai. Ceux-ci sont quelque peu différents mais leurs ordres de grandeur. Ce tableau permet de quantifier notamment les résultats trouvés et présentés précédemment. On remarque en particulier que les accélérations maximales calculées sont très proches de celles mesurées, et donc le facteur d'amplification entre l'accélération maximale à la crête et à la base du barrage aussi. Les intensités d'Arias calculées lors des analyses sont quelque peu différentes de celles mesurées, mais leurs ordres de grandeur, tout comme ceux des facteurs d'amplification de l'intensité d'Arias, sont similaires.

Tableau 4.6 – Résultats trouvés lors de l'analyse avec les modèles Mohr-Coulomb (MC) et HS Small lors de l'analyse dynamique du barrage sont Sannokai comparés à ceux mesurés sur le chantier

	Accélération maximale à la crête (m/s ²)			Facteur d'amplification des accélérations			Intensité d'Arias à la crête (.10 ⁻³ m/s)			Facteur d'amplification de l'intensité d'Arias		
	Réelle	MC	HS Small	Réel	MC	HS Small	Réelle	MC	HS Small	Réel	MC	HS Small
No. 12.2	0,18	0,17	0,16	2,6	2,4	2,3	7,11	3,92	2,95	20,9	11,5	8,7
No. 13	0,07	0,09	0,08	2,3	3,1	2,6	0,56	1,0	0,64	6,3	11,7	7,2

La Figure 4.22 présente les accélérations calculées à la crête du barrage avec le modèle Mohr-Coulomb et HS Small, et la Figure 4.23 les accélérations spectrales calculées par ces modèles pour le tremblement de terre No. 12.2. La Figure 4.24 présente les accélérations calculées à la crête du barrage avec le modèle Mohr-Coulomb et HS Small, et la Figure 4.25 les accélérations spectrales calculées par ces modèles pour le tremblement de terre No. 13.

Dans ces figures il est possible de remarquer une très bonne cohérence entre les deux modèles, tant au niveau de l'accélération calculée à la crête que de l'accélération spectrale calculée elle aussi à la crête et ce, pour les deux tremblements de terre

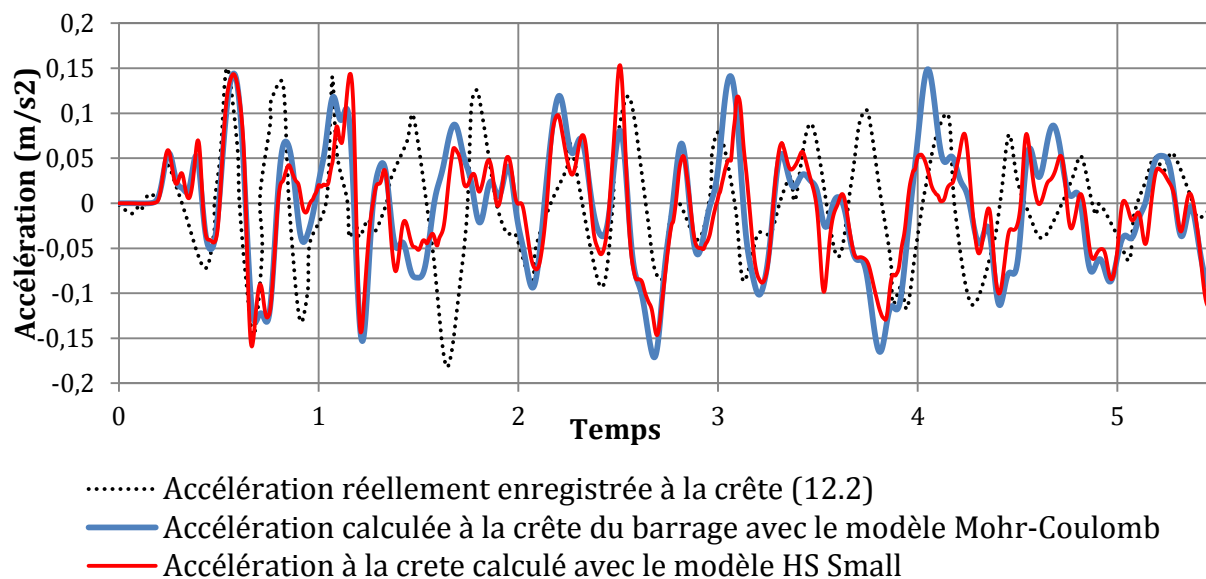


Figure 4.22 - Comparaison des accélérations à la crête du barrage trouvées avec le modèle Mohr-Coulomb et HS Small pour le tremblement de terre N. 12

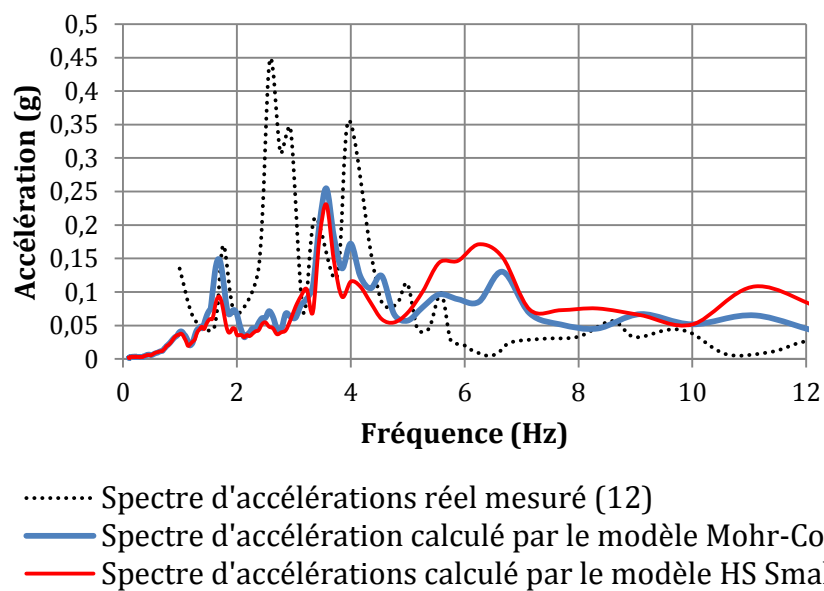


Figure 4.23 - Comparaison des accélérations spectrales à la crête du barrage trouvées avec le modèle Mohr-Coulomb et HS Small pour le tremblement de terre N. 12

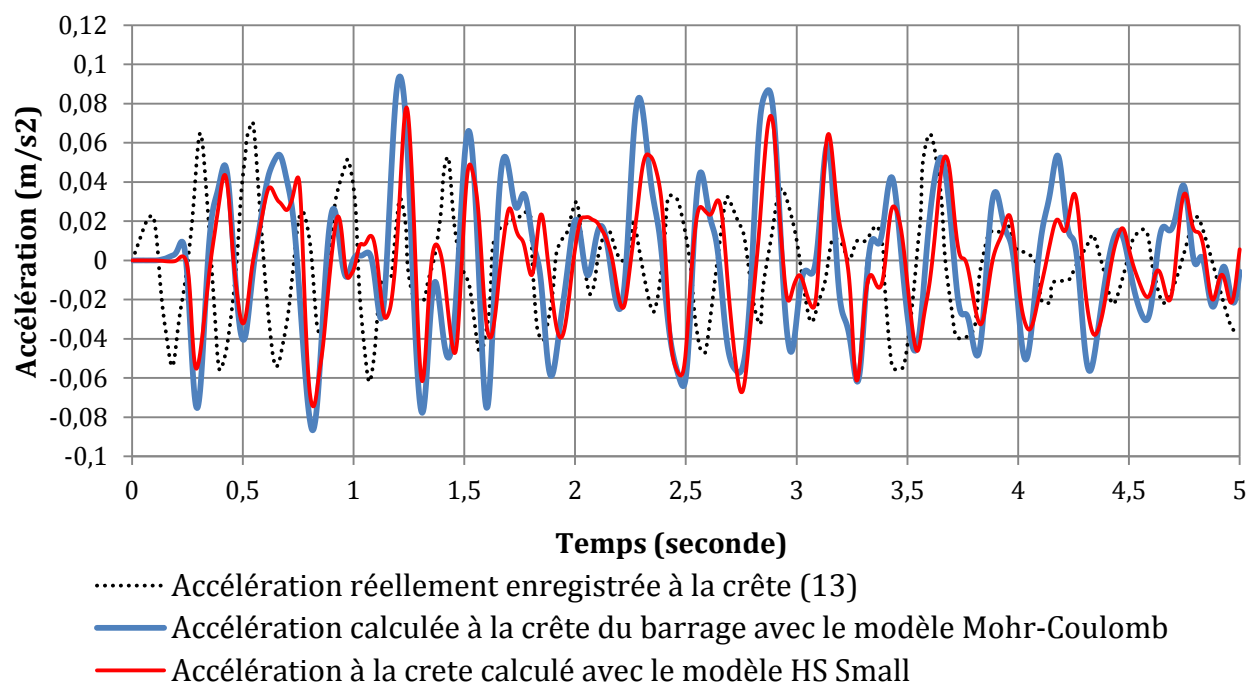


Figure 4.24 - Comparaison des accélérations à la crête du barrage trouvées avec le modèle Mohr-Coulomb et HS Small pour le tremblement de terre N. 13

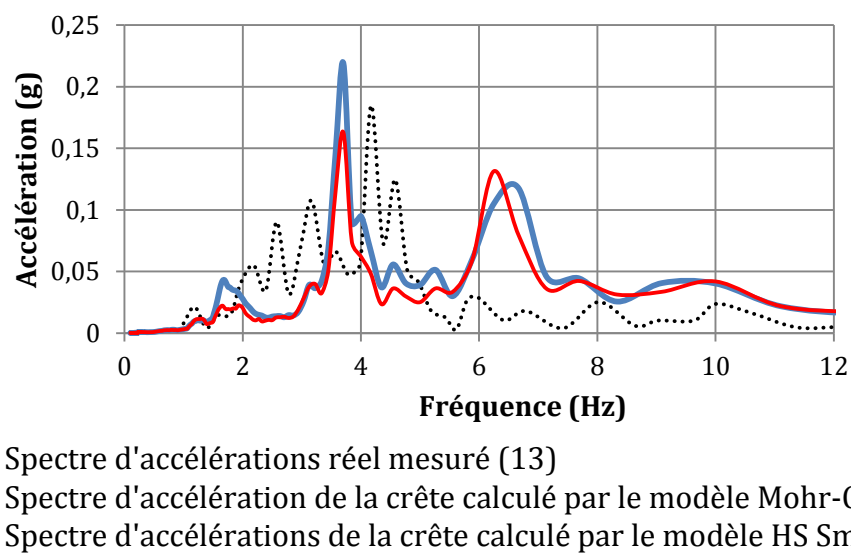


Figure 4.25 - Comparaison des accélérations spectrales à la crête du barrage trouvées avec le modèle Mohr-Coulomb et HS Small pour le tremblement de terre N. 13

Les différences entre les résultats calculés avec ceux mesurés peuvent être expliquées par plusieurs aspects :

- Le barrage a été considéré homogène, ce qui n'est pas le cas, et ses paramètres ont été estimés à partir de valeurs typiques.
- L'analyse numérique n'a pas la prétention de prédire l'exact comportement d'un ouvrage lors d'une analyse statique et donc à fortiori lors d'une analyse dynamique.
- Il convient de souligner que l'analyse est ici réalisée en deux dimensions, l'effet des bords du barrage n'est donc pas considéré.
- Enfin, le chargement appliqué est uni directionnel, alors que dans la réalité il est tridimensionnel.

La prise en compte de tous ces paramètres incite donc à conclure, sur la cohérence et finalement la bonne prédiction des résultats obtenus.

4.5 Conclusion

Ce chapitre permet de valider l'utilisation du logiciel 2D PLAXIS 2011.02 lors d'analyse dynamique d'un barrage en terre. Il permet également de souligner qu'au vu de ces résultats, il peut être considéré comme acceptable de supposer que les modèles Mohr-Coulomb et HS Small permettent d'analyser le comportement typique d'un barrage en terre durant un séisme.

Cependant, s'il met en avant que le modèle Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste l'accélération à la crête du barrage des précautions devraient être prises vis-à-vis des déformations calculées par ce modèle. En effet, comme il a été vu à la section 2.2.2.2, le modèle Mohr-Coulomb utilisé par PLAXIS 2011.02 ne prend pas en compte l'ensemble des phénomènes qui se produisent dans le matériau lorsqu'il est soumis à une charge dynamique. Or, les déformations trouvées dans ce chapitre sont tout à fait similaires à celles trouvées avec le modèle HS Small, tant au niveau de la forme des déformations que de leur ordre de grandeur. Il convient de rappeler que cet ordre de grandeur est ici très faible (de l'ordre du millimètre), le matériau se

déforme donc très peu. Celui-ci reste donc dans le domaine élastique et l'hypothèse des petites déformations sur laquelle repose le modèle Mohr Coulomb est vérifiée.

Enfin, il convient de souligner que le modèle Mohr-Coulomb converge pour un maillage plus grossier que pour le modèle HS Small. De plus, le temps de calcul associé avec le modèle Mohr-Coulomb est largement inférieur à celui associé avec le modèle HS Small mais la résolution de l'analyse est itérative tandis qu'avec le modèle HS Small une seule analyse est réalisée.

Chapitre 5 MODÉLISATION DU BARRAGE GARMROOD

Le Chapitre 5 a pour but de vérifier que le logiciel 2D PLAXIS 2011.02 permet de modéliser de façon réaliste le comportement d'un barrage de grande hauteur avec un noyau en béton bitumineux lorsqu'il est soumis à un tremblement de terre. Dans ce chapitre un barrage ayant déjà été étudié dans la littérature a été modélisé. Le barrage Garmrood (situé en Iran) dont l'analyse sismique a déjà été réalisée (voir section 1.4.5) à l'aide du logiciel basé sur les différences finies FLAC 2D a été sélectionné (Feizi-Khankandi et al., 2009).

Dans ce chapitre, et dans le reste du mémoire, les déplacements verticaux vers le haut du barrage seront considérés positifs, ceux vers la fondation du barrage négatifs, les déplacements horizontaux vers l'aval seront considérés positifs ceux vers l'amont négatifs.

5.1 Feizi-Khakandi et al. (2009)

5.1.1 Modélisation du barrage Garmrood

Le barrage Garmrood, dont le plan de coupe est présenté à la Figure 5.1, est situé dans le nord de l'Iran. C'est un ACRD de 110 m de haut, ses pentes amont et aval ont une inclinaison respective de 1V : 1,8H et 1V : 1,6H. Le barrage est constitué de quatre zones : le noyau bitumineux (d'une épaisseur d'un mètre), une fine transition, une transition grossière et l'enrochement.

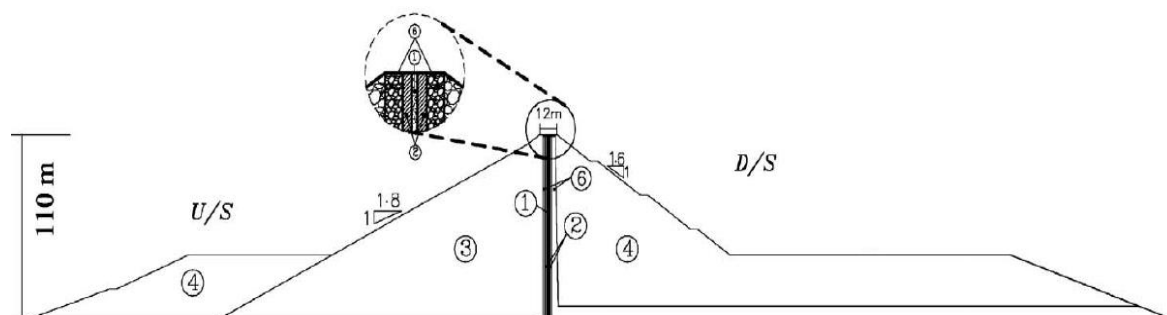


Figure 5.1 - Coupe du barrage Garmrood (1) Noyau en béton bitumineux (1 m), (2) Filtre transition fine, (3) et (4) Enrochement, (6) transition grossière (Feizi-Khankandi et al., 2009)

Lors de leur étude, les auteurs ont modélisé trois matériaux dans le barrage : le matériau le plus grossier (l'enrochement), un matériau plus fin (la zone de transition) et le noyau en béton bitumineux. Le modèle du barrage utilisé est présenté à la Figure 5.2. Les modules de cisaillement de l'enrochement et de la zone de transition ont été calculés en se basant sur les équations de Kokusho et Esashi (1981) (Équation 1.8 et Équation 1.9). Les courbes de réduction du module en cisaillement et la variation du taux d'amortissement utilisées par Feizi-Khakandi et al. (2009) sont présentées à la Figure 5.3. Celui du béton bitumineux a été estimé grâce à des essais triaxiaux cycliques. Les propriétés dynamiques des matériaux sont présentées à l'Annexe 1.

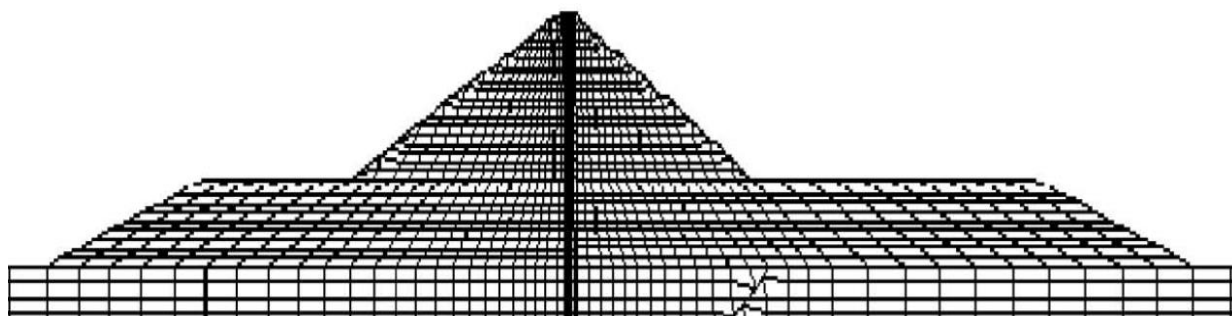


Figure 5.2 – Maillage du barrage (Feizi-Khankandi et al., 2009)

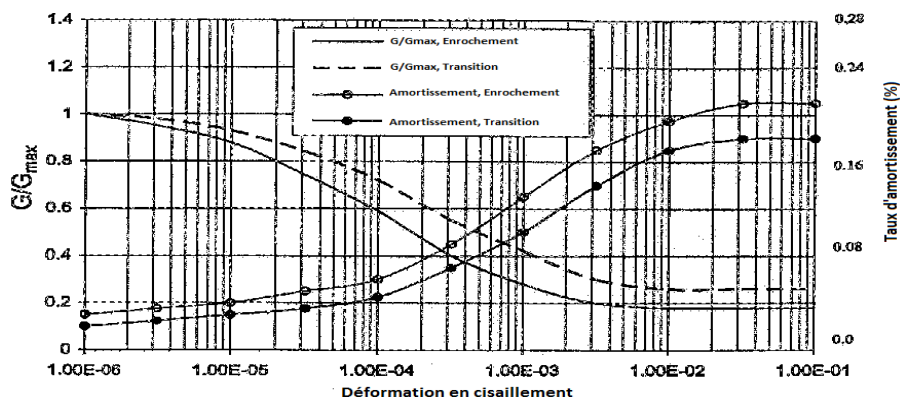


Figure 5.3 - Courbes de réduction du module en cisaillement et la variation du rapport d'amortissement utilisées pour l'enrochement et la transition (Feizi-Khankandi et al., 2009)

Feizi-Khakandi et al. (2009) ont utilisé le logiciel de différences finies en deux dimensions FLAC développé par ITASCA (Itasca Consulting Group, 1998). Ils ont utilisé le modèle Duncan-Chang pour l'analyse statique et le modèle Mohr-Coulomb pour l'analyse dynamique. Ils se sont servis d'éléments quadrangulaires dont la taille maximale était de 2 m dans le sens vertical du barrage et de 5 m dans les autres directions, le maillage utilisé est présenté à la Figure 5.2.

5.1.2 Analyse statique

L'analyse statique a été menée après construction et après remplissage à l'aide d'un modèle hyperbolique. Le barrage a été divisé en 29 couches et sa construction a été modélisée par étapes. Le Tableau 5.1 présente les déformations maximales verticales et horizontales trouvées après construction et après remplissage par les auteurs. Après construction, une déformation maximale verticale de -1,5 m au centre du barrage et une déformation horizontale de 0,25 m au niveau de la pente aval (voir Figure 5.4). Les déformations maximales verticales et horizontales causées seulement par le remplissage sont respectivement, de -0,6 m au niveau amont de la crête et de 0,9 m au niveau de la crête (voir Figure 5.5).

Tableau 5.1 –Déformations maximales trouvées par Feizi-Khakandi et al. (2009) lors de l'analyse statique

	Déformation maximale verticale (m)	Déformation maximale horizontale (m)
Après construction	-1,5	0,25
Après remplissage	-0,6	0,90

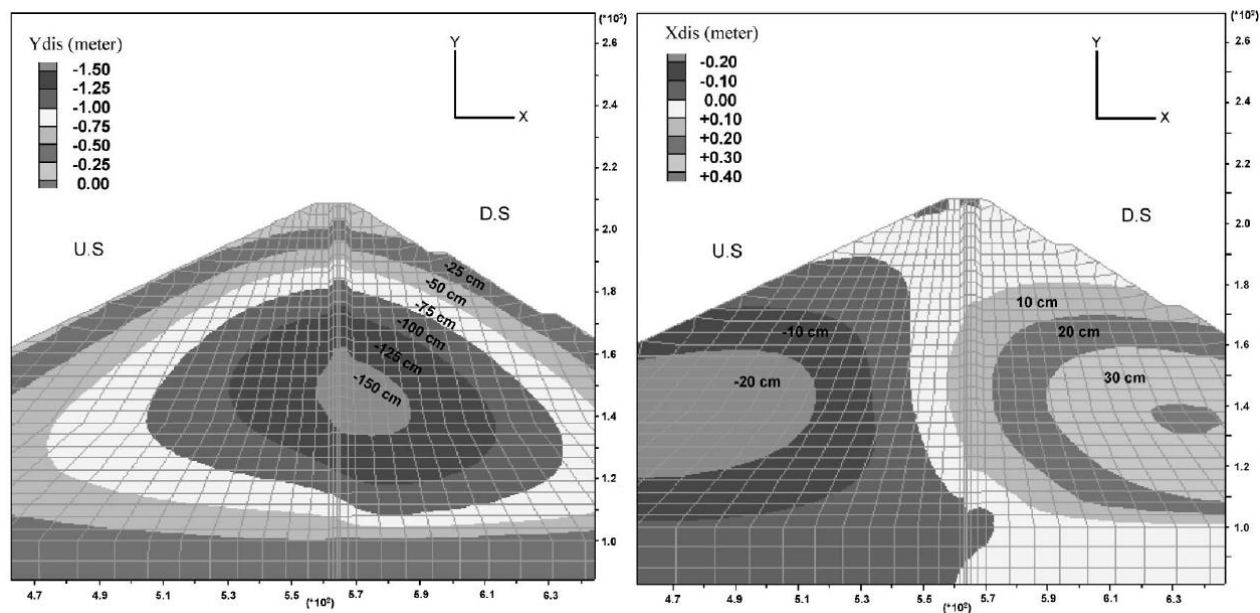


Figure 5.4 – Déformations verticales (à gauche) et horizontales (à droite) dans le barrage après construction (Feizi-Khankandi et al., 2009)

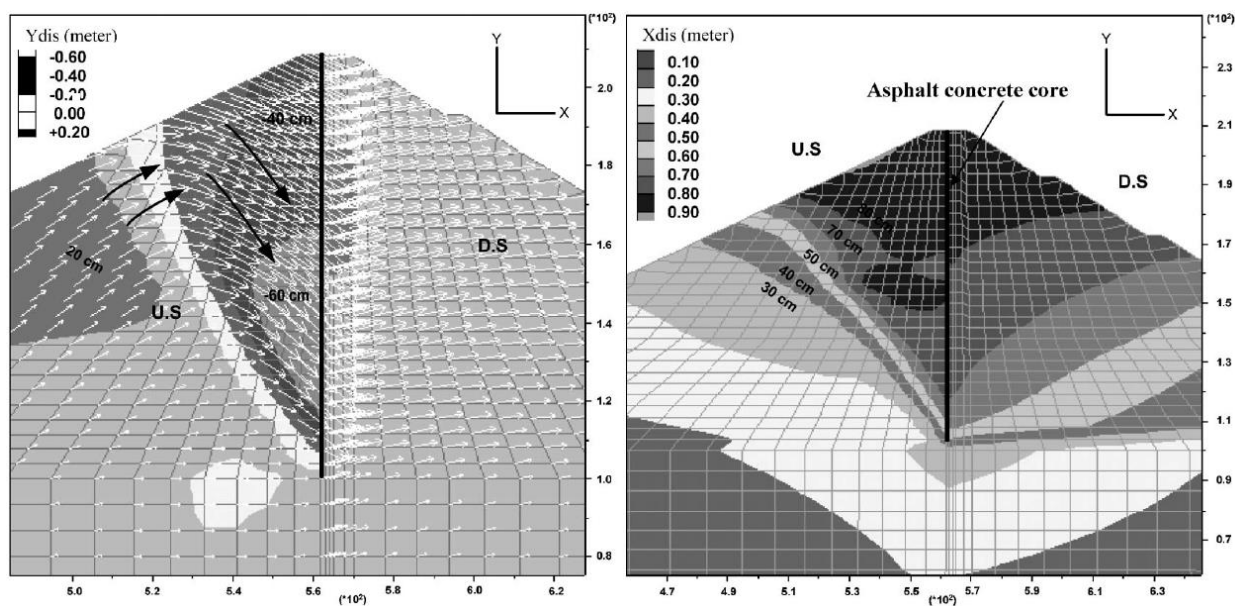


Figure 5.5 - Déformations verticales (à gauche) et horizontales (à droite) dans le barrage après remplissage (Feizi-Khankandi et al., 2009)

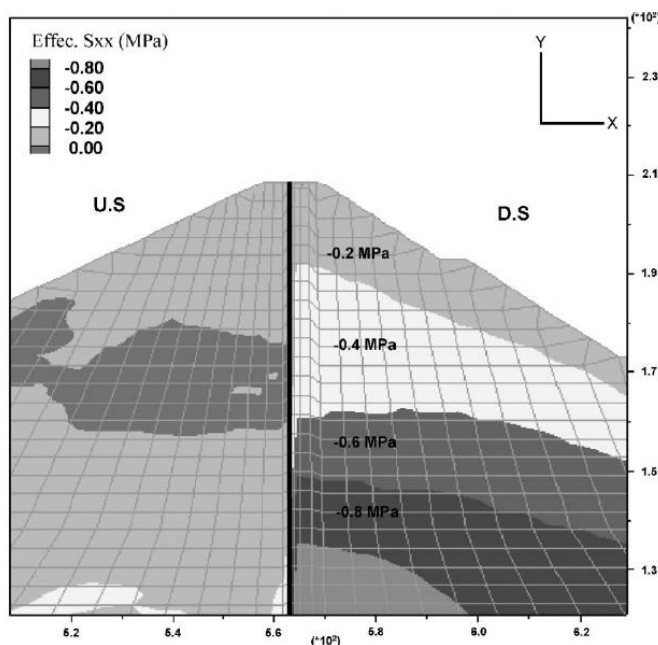


Figure 5.6 – Contraintes effectives horizontales engendrées par le remplissage (Feizi-Khankandi et al., 2009)

5.1.3 Analyse dynamique

Les auteurs ont appliqué au modèle un tremblement de terre d'une durée de 25 secondes et dont l'accélération maximale était de 0,54 g. À la fin de la sollicitation, un déplacement vertical maximal de -1,5 m a été calculé au niveau de la crête du côté amont. La répartition des déplacements verticaux dans la partie supérieure du barrage est présentée à la Figure 5.7. On note qu'au niveau de la crête un tassement se produit du côté amont du noyau et un léger soulèvement du côté aval. Les déformations en cisaillement dans le noyau et la zone de transition sont également présentées, comme le montre la Figure 5.8. Il est possible de noter que le noyau subit de faibles déformations en cisaillement alors que la zone de transition en subit de grandes ce qui engendre un comportement plastique du matériau. Enfin, l'accélération calculée à la crête du barrage est présentée à la Figure 5.9. Une amplification de 2,59 entre l'accélération à la crête et au niveau de la fondation a été trouvée.

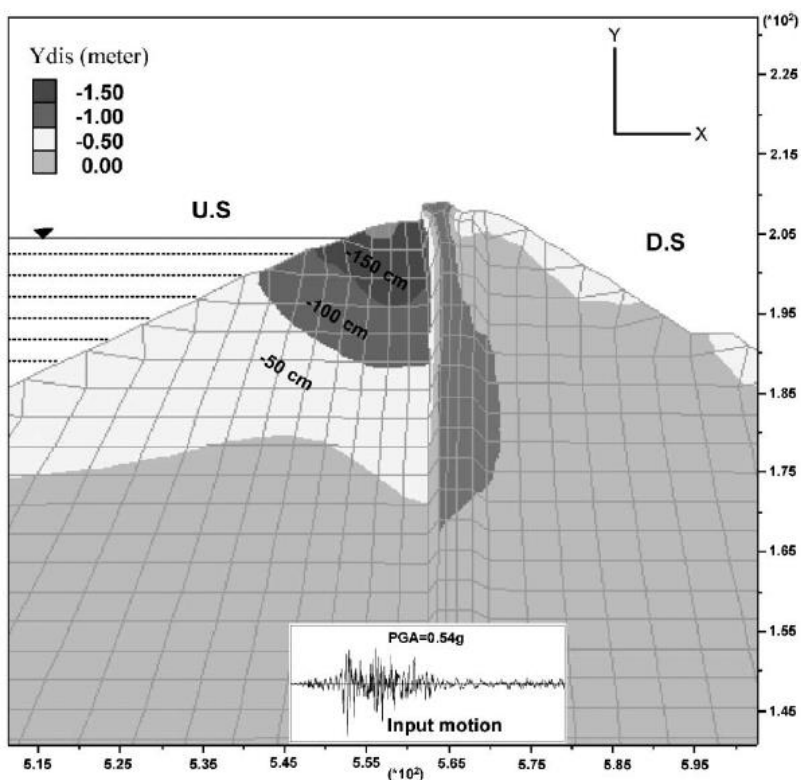


Figure 5.7 - Répartition des déplacements verticaux dans la partie supérieure du barrage (Feizi-Khankandi et al., 2009)

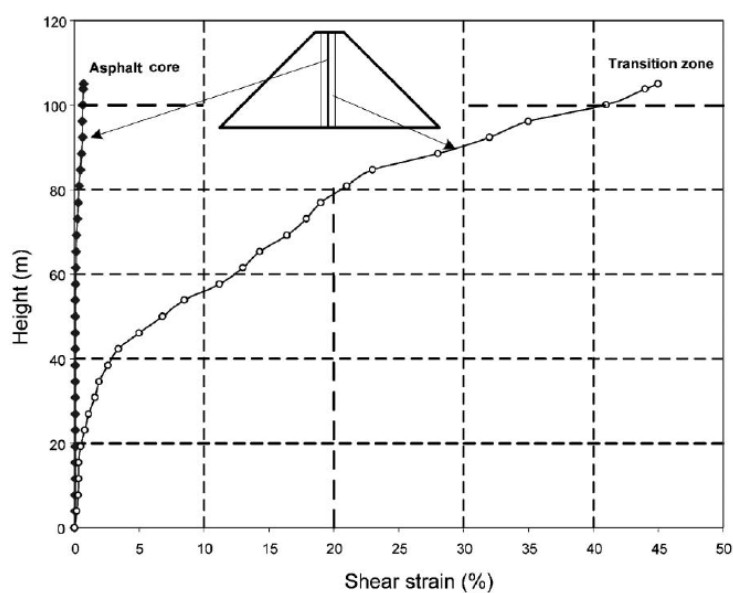


Figure 5.8 - Déformation en cisaillement dans le noyau et dans la zone de transition en fonction de la hauteur (Feizi-Khankandi et al., 2009)

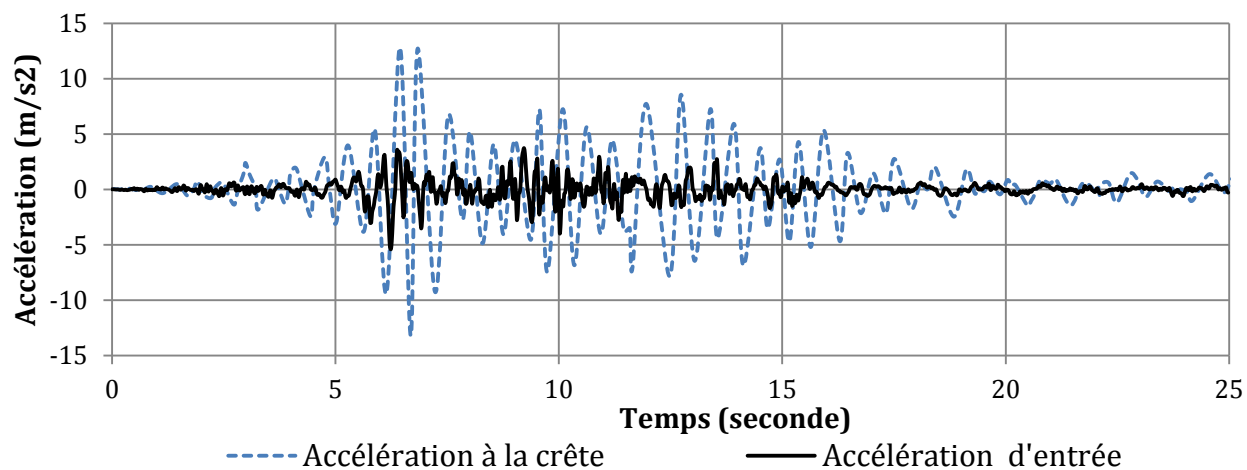


Figure 5.9 - Accélération calculée à la crête du barrage (Feizi-Khankandi et al., 2009).

5.2 Modélisation réalisée avec le modèle HS Small

5.2.1 Présentation de la modélisation réalisée

Ce barrage a été modélisé à l'aide du logiciel 2D PLAXIS 2011.2. La modélisation de la géométrie du barrage est présentée à la Figure 5.10.

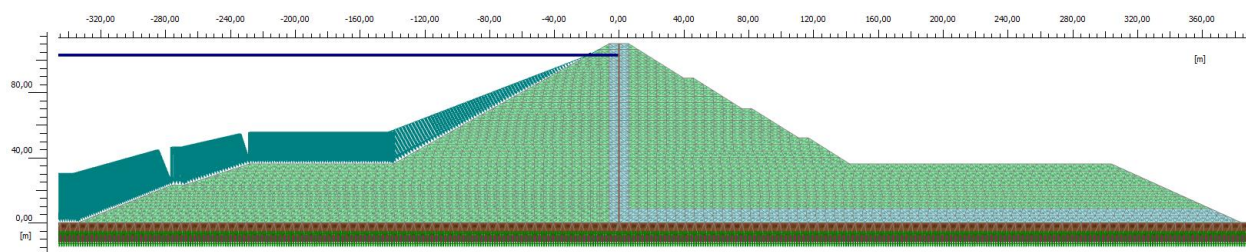


Figure 5.10 - Modélisation du barrage réalisée.

Lors de cette analyse, le modèle HS Small a été utilisé pour décrire le comportement de l'enrochement ainsi que de la zone transition. Le noyau en béton bitumineux est pour sa part décrit par le modèle Mohr-Coulomb.

Le tremblement de terre utilisé a été fourni par M. Feizi-Khakandi, auteur de l'article étudié, ce qui a permis de pouvoir faire une analyse comparative des résultats trouvés d'autant plus pertinente. Il est présenté à la Figure 5.11. Les caractéristiques de ce tremblement de terre sont présentées au Tableau 5.2.

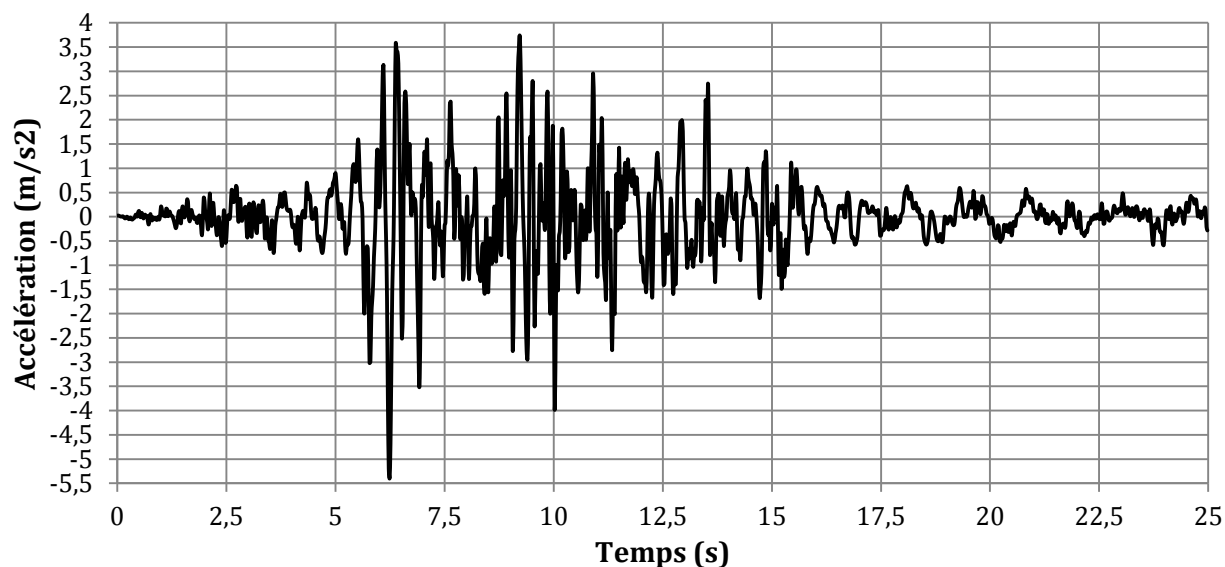


Figure 5.11 – Tremblement de terre utilisé lors de la modélisation

Tableau 5.2 - Caractéristiques du tremblement de terre utilisé

	Durée (seconde)	Accélération maximale (m/s^2)	Fréquence principale (Hz)	Intensité d'Arias (m/s)
Tremblement de terre	25	5,4	1,8	2,8

5.2.2 Choix des différents paramètres

Il est nécessaire de définir les différents modules (E_{50} , E_{oed} , E_{ur}) pour utiliser le modèle. En se basant sur les propriétés statiques proposées dans l'article de Feizi-Khakandi et al. (2009) (présentées à l'Annexe 2), le module sécant, E_{50} , a pu être déterminé pour la zone de transition ainsi que pour l'enrochement. Le module œdométrique, E_{oed} , a été calculé grâce à l'Équation 3.3. Le module chargement déchargement, E_{ur} , a été choisi afin de permettre une plus grande

corrélation entre les courbes de réduction du module en cisaillement et de l'amortissement hystérétique pour ces deux matériaux.

La valeur de la déformation en cisaillement correspondant à 70% du module en cisaillement ($\gamma_{0,7}$) a été choisie de façon à assurer la plus grande cohérence possible entre les courbes de réduction du module en cisaillement et de l'amortissement présentées dans l'article de Feizi-Khakandi et al. (2009) et en respectant l'ordre de grandeur de 1.10^{-4} à 2.10^{-4} comme le suggère la littérature (Brinkgreve et al., 2007). Ces courbes sont présentées à la Figure 5.12 et à la Figure 5.13. Le module de cisaillement a été calculé à partir des équations de Kokusho et Esashi (1981) (Équation 1.8 et Équation 1.9) pour une pression de référence de 100kPa.

Un amortissement de Rayleigh de 1% appliqué à la fréquence principale du tremblement de terre a été appliqué.

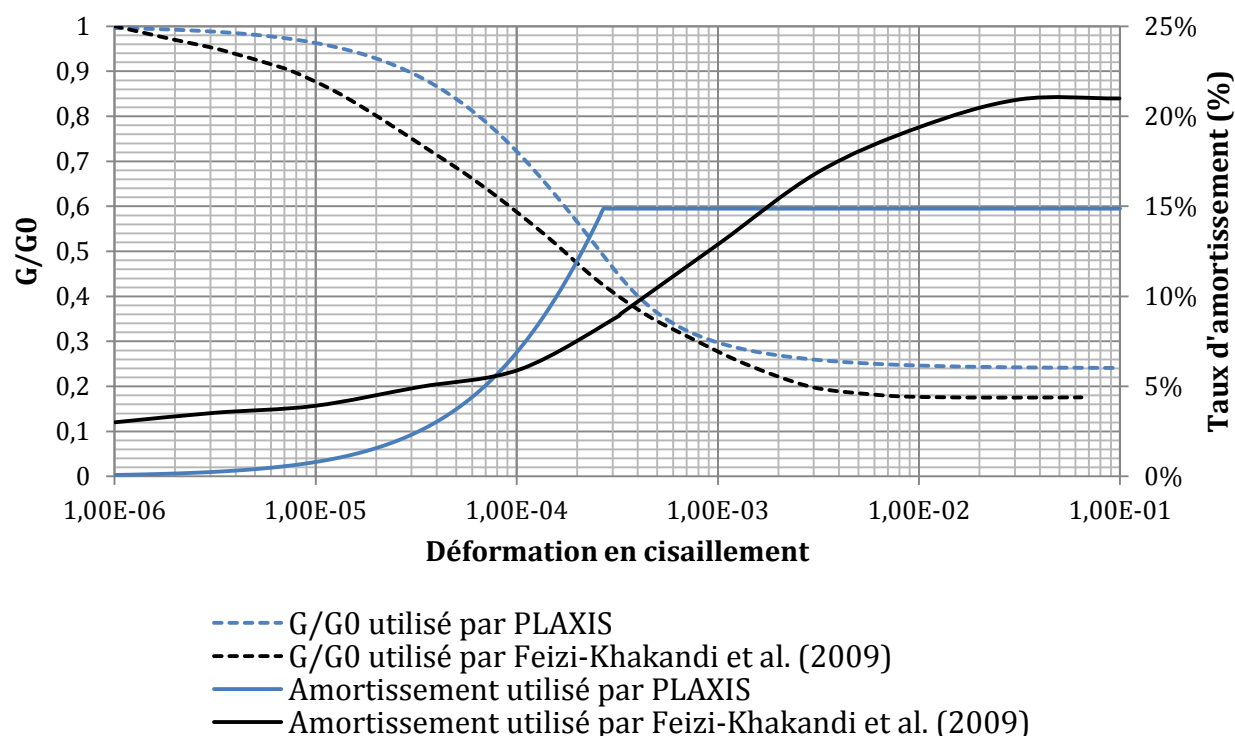


Figure 5.12 - Courbes de réduction du module en cisaillement et de variation du rapport d'amortissement utilisées et courbes proposées par Feizi-Khakandi et al. (2009) pour l'enrochement.

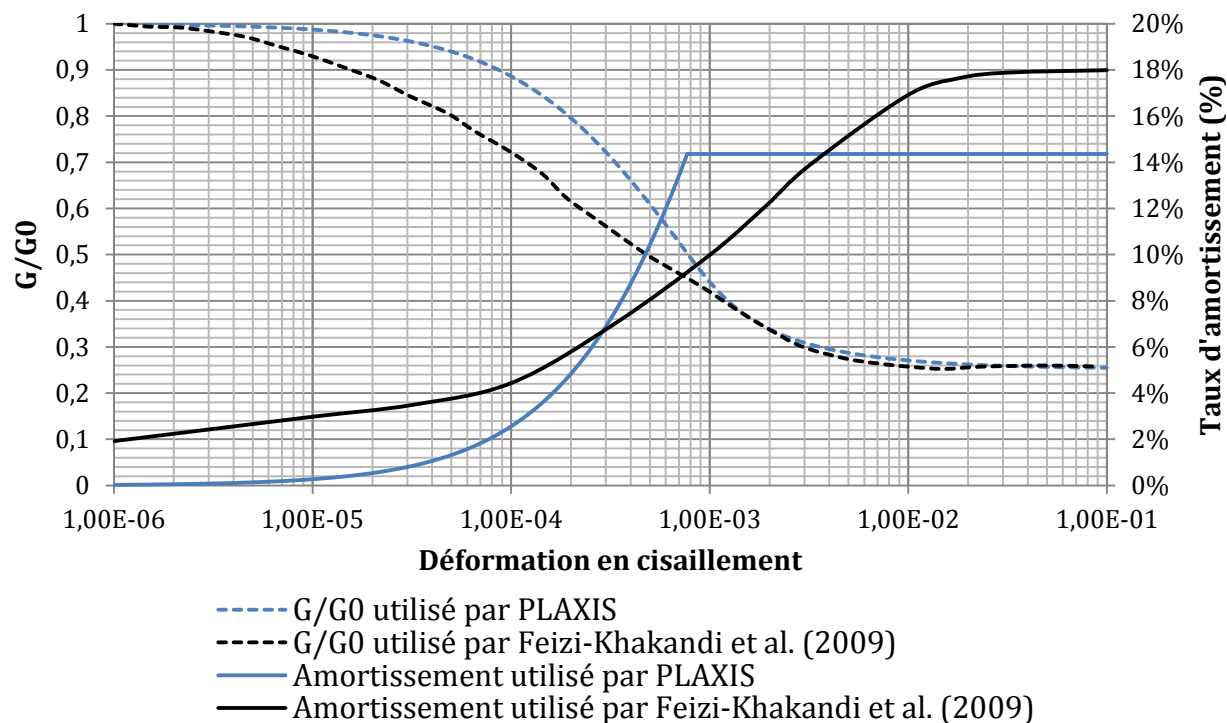


Figure 5.13- Courbes de réduction du module en cisaillement et de variation du rapport d'amortissement utilisées et courbes proposées par Feizi-Khakandi et al. (2009) pour la transition.

5.2.3 Récapitulatif des paramètres utilisés

Les paramètres utilisés lors de cette modélisation sont résumés dans le Tableau 5.3 et le Tableau 5.4. Lors de l'analyse, des modules de cisaillement statiques ont été utilisés pour modéliser le comportement de la transition et de l'enrochement. Ils ont été déterminés à partir du modèle Duncan et Chang (1970).

Tableau 5.3 – Paramètres utilisés lors de la modélisation avec le modèle HS Small du barrage
Garmrood

	Transition	Enrochement
Poids unitaire sec (kN/m³)	19	20
Indice des vides	0,25	0,43
α	0,226	0,226
β	$1,77.10^{-3}$	$1,77.10^{-3}$
E_{50}^{ref} (MPa)	19,5	24
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (MPa)	26,1	28,8
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (MPa)	200	150
m	0,6	0,55
$\gamma_{0,7}$	3.10^{-3}	1.10^{-3}
G_0^{ref} (MPa) statique	16	30
G_0^{ref} (MPa) dynamique	393	346
c (kPa)	0	0
ϕ' (degré)	32,5	36,1
Ψ' (degré)	3	4,5
ν_{ur}	0,3	0,3
R_f	0,85	0,7

Tableau 5.4 – Paramètres statiques et dynamiques utilisés pour le noyau en béton bitumineux lors de la modélisation du barrage Garmrood

	Statique	Dynamique		Statique	Dynamique
Poids unitaire sec (kN/m³)	24,2		v	0,45	
Indice des vides	0,03		G (MPa)	52	$2,3 \cdot 10^3$
α	/	4,52	c (kPa)	0	1 000
β	/	$3,54 \cdot 10^{-2}$	ϕ' (degré)	17	

5.3 Analyse statique

5.3.1 Résultats de l'analyse statique

5.3.1.1 Analyse après construction

L'analyse a été réalisée en construisant le barrage en 29 étapes. Les déformations horizontales sont présentées à la Figure 5.14, leur valeur maximale est de 0,22 m proche de la crête sur la pente amont. Il est possible de noter la symétrie très proche de ces déformations. De plus, on remarque que le centre du barrage et les pentes se déforment dans des directions opposées, ce qui est normal. Puisque ces déformations sont liées avec les déformations verticales, où un tassement se produit dans le barrage, les pentes se déforment donc dans la direction dans laquelle la résistance est la moins grande, le centre du barrage est lui comprimé par cette déformation verticale. Comme le présente la Figure 5.15, le déplacement vertical maximal est de -5,4 m à la crête. Les déplacements verticaux calculés à la crête sont élevés à cause de la méthode employée par PLAXIS 2011.02 qui sera expliquée dans la partie discussion (section 5.3.2).

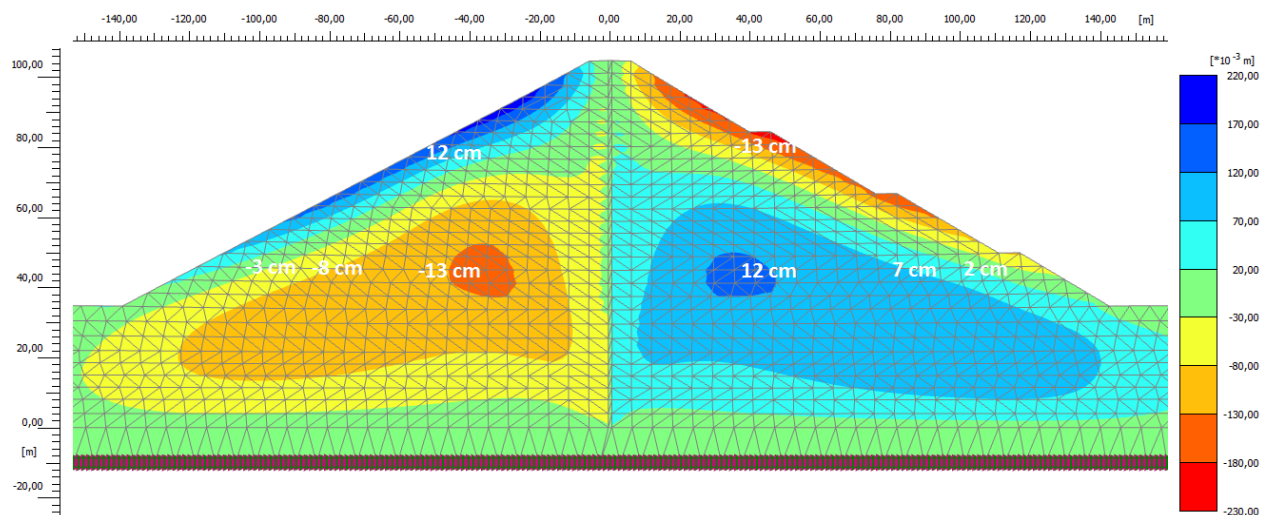


Figure 5.14 - Déformations horizontales après construction dans le barrage Garmrood modélisé.

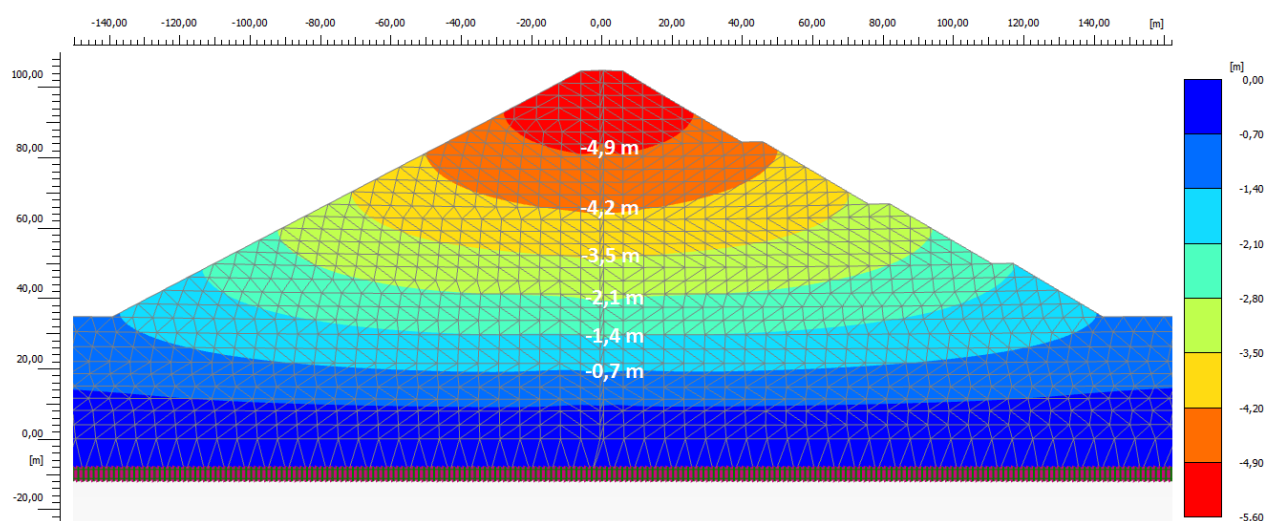


Figure 5.15 - Déformations verticales après construction dans le barrage Garmrood modélisé.

5.3.1.2 Analyse après remplissage

Avant l'analyse tous les déplacements ont été réinitialisés à zéro. L'analyse a été réalisée en remplissant le barrage en 27 étapes. Le réservoir a une hauteur finale de 103 m. Comme le montre la Figure 5.17, les déformations horizontales ont une valeur maximale qui est de 0,46 m, proche de la crête sur la pente aval. La Figure 5.16 présente les déplacements verticaux. La valeur maximale est de 0,22 m sur la pente amont. La Figure 5.18 présente la répartition des contraintes

effectives horizontales dues au remplissage du réservoir, on y voit que les contraintes effectives horizontales sont relativement importantes en aval du noyau et en particulier au niveau de sa base et très faibles en amont. En aval, le matériau subit la pression du noyau, lui-même poussé par le réservoir, ce qui augmente les contraintes effectives (et totales, puisque les deux sont égales en aval). En amont, le matériau est saturé les contraintes effectives sont donc moins importantes.

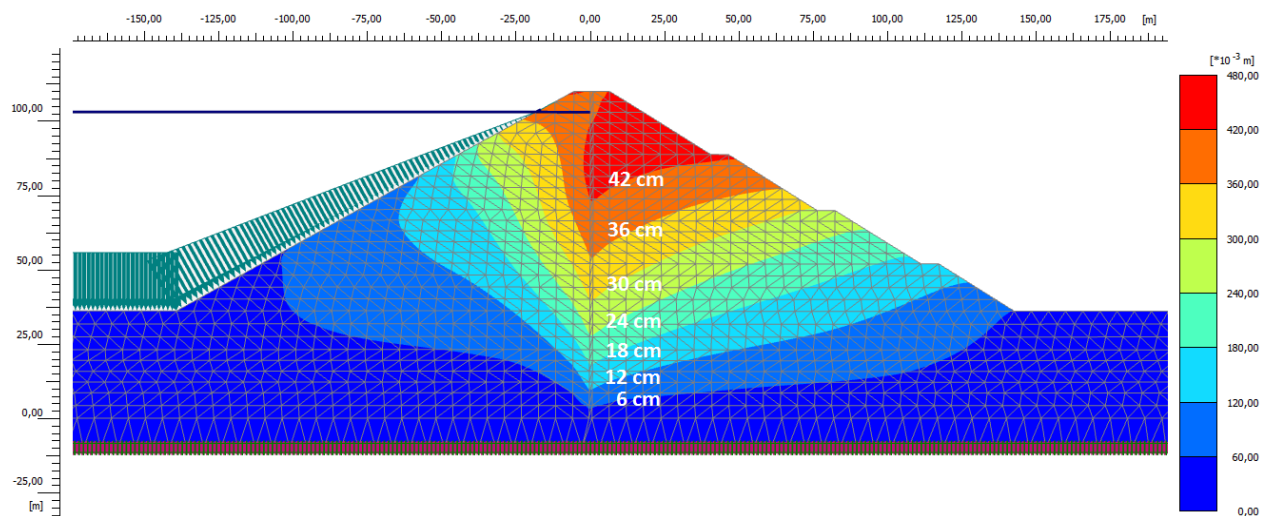


Figure 5.16 - Déformations verticales dues au remplissage seulement dans le barrage Garmrood modélisé.

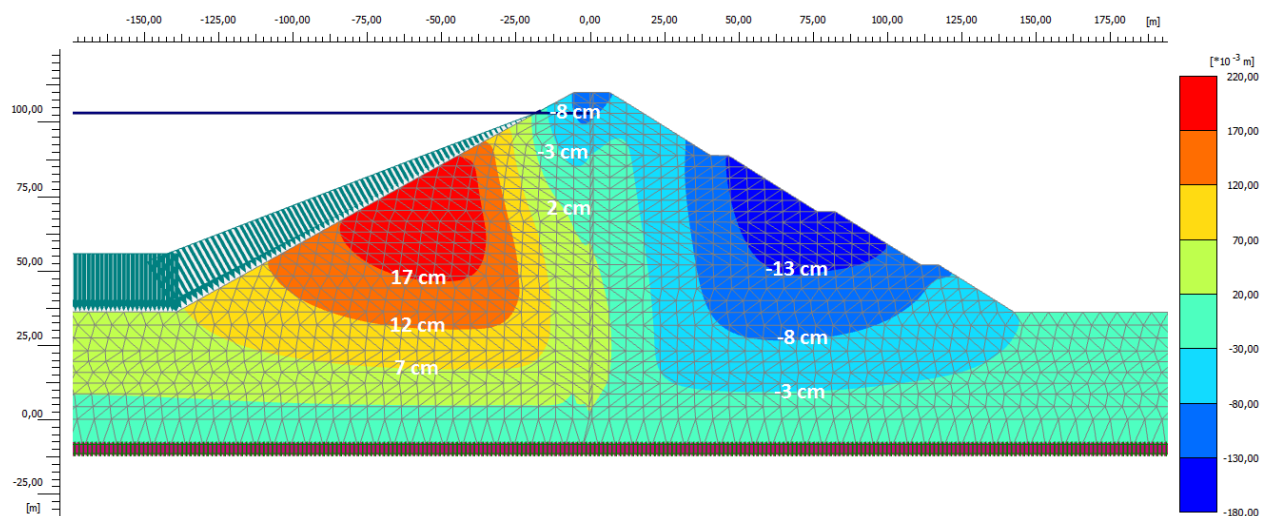


Figure 5.17 - Déformations horizontales dues au remplissage seulement dans le barrage Garmrood modélisé.

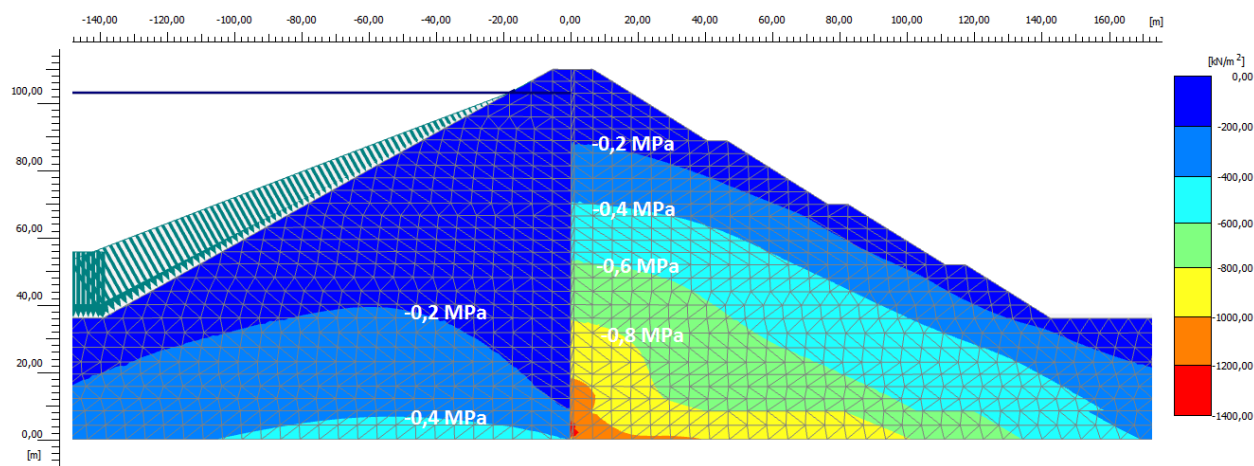


Figure 5.18 – Répartition des contraintes effectives horizontales dues au remplissage seulement dans le barrage Garmrood modélisé.

5.3.2 Discussion

Les résultats obtenus lors de l'analyse statique réalisée après construction du barrage diffèrent du comportement présenté par Feizi-Khakandi et al. (2009). Ces différences proviennent du type d'analyse statique réalisée. En effet, dans l'analyse réalisée par Feizi-Khakandi et al. (2009), lorsqu'une première couche est mise en place, ses déformations sont calculées. Lorsque la couche suivante est mise en place, celle-ci est placée jusqu'au niveau de son élévation désirée. Les déformations engendrées par cette nouvelle couche sont alors calculées. À la fin, un total de ces déformations est effectué. Dans PLAXIS 2011.02 ceci n'est pas possible. Chaque couche mise en place se déforme sous l'action de son poids. La couche suivante est mise en place au niveau de la couche déformée et non de l'élévation de la couche désirée. Autrement dit, la nouvelle couche subit une déformation due au tassement des couches précédentes avant même qu'elle ne soit mise en place. PLAXIS présente donc les mêmes déformations que si le barrage était construit en une fois et non par étape (voir section 3.2.6)

Les résultats obtenus après remplissage sont eux vraisemblables et cohérents avec les résultats présentés par Feizi-Khakandi et al. (2009). Lors du remplissage la pente amont subit un soulèvement dû à l'effet de boullance, tandis que la crête a légèrement tendance à s'affaisser du

fait de la perte de résistance du matériau qui la soutient. Le côté aval subit, pour sa part, un tassement qui est engendré par la poussée du noyau. Les contraintes effectives horizontales sont similaires à celles proposées par Feizi-Khakandi et al. (2009) et sont en adéquation avec les phénomènes en jeu.

Comme suggéré à la section 1.2.2.3, la cohésion du béton bitumineux a été prise nulle alors que Feizi-Khakandi et al. (2009) l'ont prise égale à 1 MPa. Ce qui peut expliquer, en partie, les différences entre les deux analyses après remplissage. Lors de l'étude il a été possible et de remarquer que la variation d'un tel paramètre entraîne une différence entre les résultats qui est non négligeable.

5.4 Analyse dynamique

5.4.1 Résultats de l'analyse dynamique

La Figure 5.19 et la Figure 5.20 présentent respectivement les déformations horizontales et verticales à la fin du tremblement de terre. La déformation horizontale maximale est de 1,4 m et est située au niveau de la pente amont. On remarque qu'au niveau des pentes les déplacements horizontaux ont tendance à être dirigés vers l'extérieur du barrage. Une partie de la zone amont se déforme cependant vers l'aval, ce qui est normal puisque le noyau, sous la poussée du réservoir, se déforme dans ce sens. La déformation maximale verticale est de -2,4 m et est située au niveau de la crête du côté amont du noyau, c'est-à-dire du côté où le matériau est le moins rigide. La Figure 5.21 présente les déformations horizontales dans le noyau à la fin du tremblement de terre. On peut y remarquer deux choses : le noyau subit une déformation importante (0,84 m) vis-à-vis de sa largeur (1 m), le sens des déformations s'inverse légèrement en dessous du niveau du réservoir. La Figure 5.22 présente les déformations en cisaillement dans le noyau et dans la zone de transition en fonction de la hauteur. La zone de transition expérimente de grandes déformations en cisaillement, son comportement est donc plastique, le noyau subissant de très faibles déformations en cisaillement, il reste dans le domaine élastique. La Figure 5.23 présente l'accélération calculée à la crête du barrage. L'amplitude de l'accélération calculée est moins

importante que celle du signal d'entrée et est très inférieure à celle proposée par Feizi-Khakandi et al. (2009). Le Tableau 5.5 compare les données maximales obtenues après le tremblement de terre par Feizi-Khakandi et al. (2009) et celles calculées. Le facteur d'amplification des accélérations est le ratio entre la plus grande accélération à la crête et la plus grande accélération du tremblement de terre. Le facteur d'amplification des intensités d'Arias est le ratio entre l'intensité des accélérations à la crête du barrage et l'intensité du tremblement de terre.

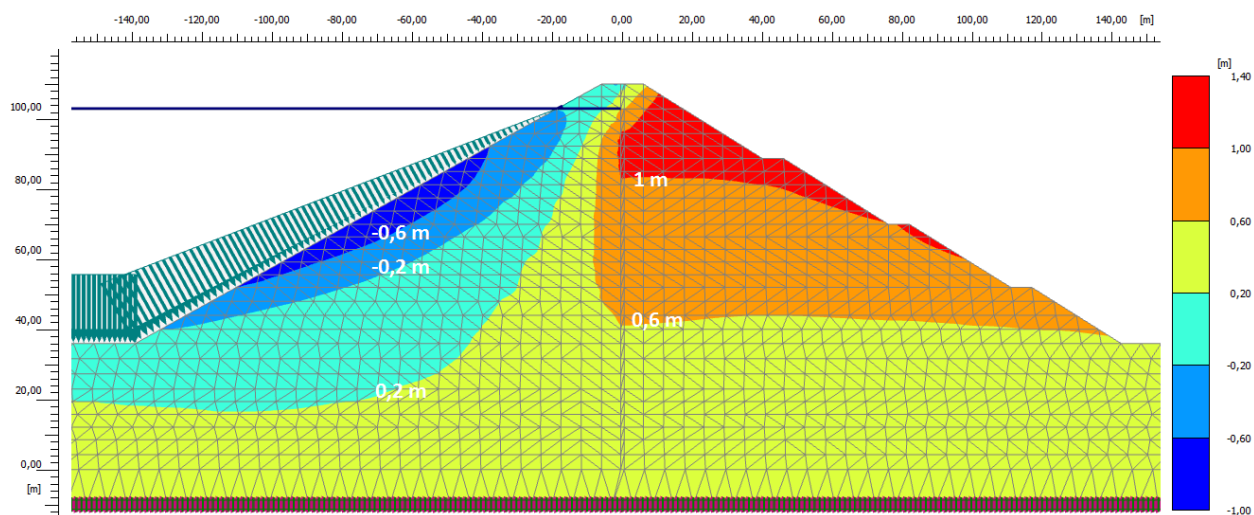


Figure 5.19 - Déformations horizontales à la fin du tremblement de terre dans le barrage Garmrood modélisé.

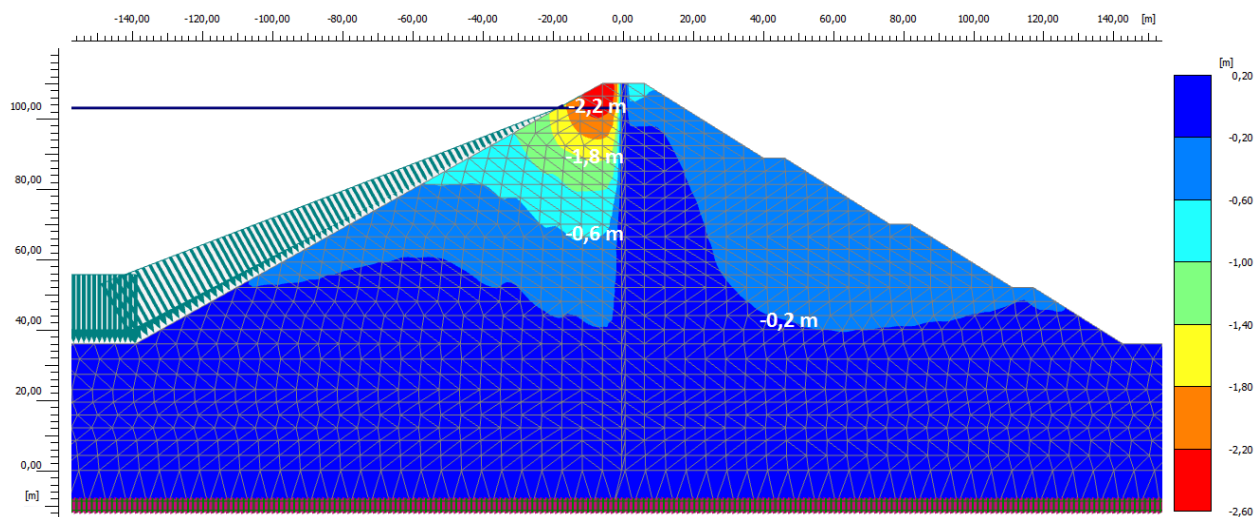


Figure 5.20 - Déformations verticales à la fin du tremblement de terre dans le barrage Garmrood modélisé.

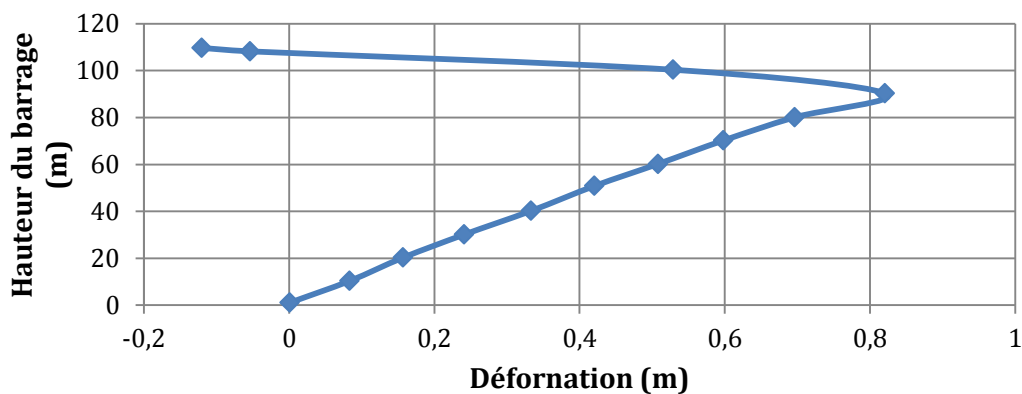


Figure 5.21 - Déformation horizontale dans le noyau après le tremblement de terre dans le barrage Garmrood modélisé.

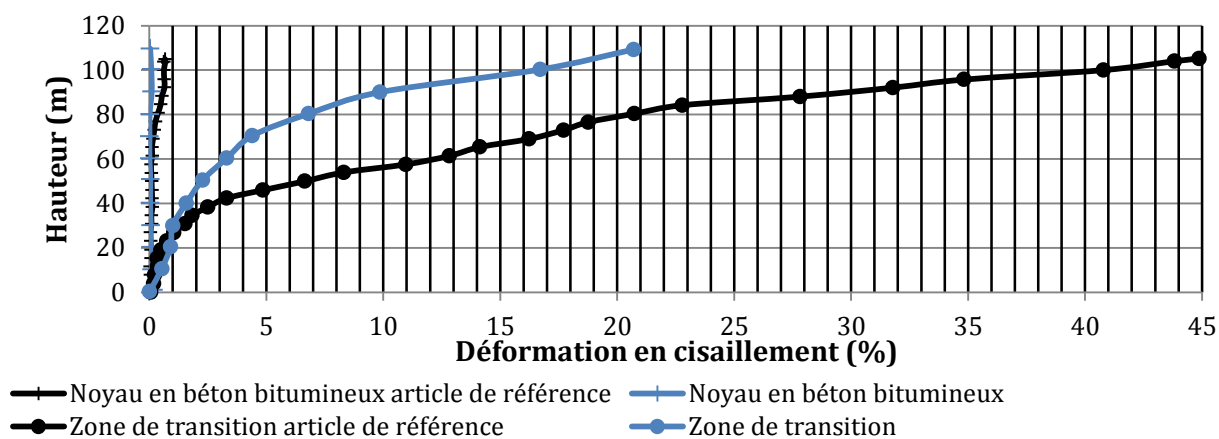


Figure 5.22 – Comparaison des déformations en cisaillement dans le noyau et dans la zone de transition en fonction de la hauteur

Tableau 5.5 - Comparaison des valeurs maximales des modélisations

	Déformation maximale horizontale (m)	Déformation maximale verticale (m)	Accélération maximale à la crête (m/s^2)	Facteur d'amplification des accélérations	Intensité d'Arias à la crête (m/s)	Facteur d'amplification de l'intensité d'Arias
Feizi-Khakandi et al. (2009)	/	-1,5	13,7	2,6	80,9	29
Modélisation	1,2	-2,4	3,6	0,7	5,4	1,9

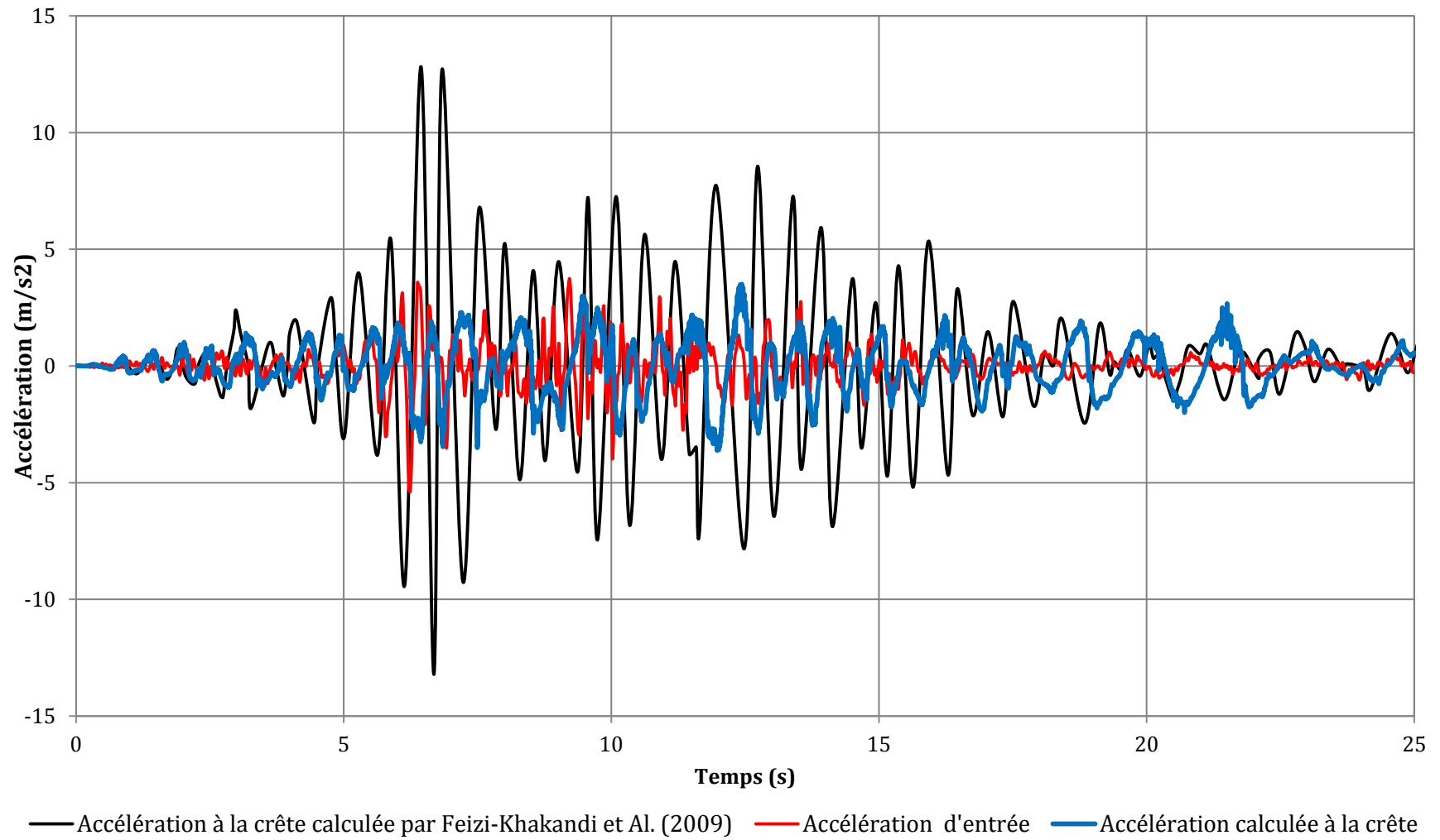


Figure 5.23 - Accélération calculée à la crête du barrage comparée à celle obtenue par Feizi-Khakandi et al. (2009)

5.4.2 Discussion

L'analyse dynamique a été réalisée avec un réservoir plein et les déformations réinitialisées à zéro au début. La forme des déformations verticales et celle des déformations horizontales dans le barrage après le tremblement de terre semblent tout à fait réalistes ainsi que leurs valeurs. Feizi-Khakandi et al. (2009) faisaient état d'une déformation verticale maximale de -1,5 m (soit 1,4% de la hauteur du barrage). Celle trouvée dans cette étude est de -2,4 m (soit 2,2% de la hauteur du barrage) ce qui est tout à fait cohérent et acceptable. La déformation horizontale maximale a été estimée à 0,84 m ce qui est également acceptable. Vers l'élévation de 90 m, le sens des déformations horizontales finales du noyau s'inverse. Cette inversion est due, entre autres, au tassement qui se produit du côté amont du noyau. C'est-à-dire que du côté amont il n'y a plus de matériau alors que du côté aval si et il exerce une poussée sur la paroi, d'où cette inversion.

Les déformations en cisaillement dans le noyau et dans la zone de transition sont plus faibles que celles trouvées par Feizi-Khakandi et al. (2009). Cependant, les résultats sont cohérents et indiquent la même chose : la zone de transition est sujette à de grandes déformations plastiques, d'autant plus dans la partie supérieure du barrage, alors que le noyau en béton bitumineux demeure dans le domaine élastique. La différence entre les déformations peut s'expliquer par la différence de modèles utilisés. L'article de référence utilisait un modèle Mohr-Coulomb avec une valeur de l'amortissement fixe alors que dans la modélisation le taux d'amortissement augmente avec les déformations en cisaillement. Il apparaît donc logique d'obtenir moins de déformations en cisaillement dans le présent modèle.

L'amplitude des accélérations calculées à la crête du barrage est très inférieure à celle trouvée par Feizi-Khakandi et al. (2009). L'accélération maximale est même inférieure à l'accélération maximale du tremblement de terre. Cette différence entre les résultats pourrait s'expliquer par la différence entre les modèles utilisés. En effet, Feizi-Khakandi et al. (2009) ont utilisé le modèle Mohr-Coulomb en se basant sur des modules de cisaillement déterminés à partir des équations de Kokusho et Esashi (1981). La modélisation réalisée se base sur un modèle hyperbolique dont les paramètres ont été déterminés d'après les paramètres utilisés dans l'analyse statique réalisée par Feizi-Khakandi et al. (2009). Ce modèle connaît dans son cheminement de contrainte une diminution de ses modules, mais aussi l'apparition de déformations plastiques. Ceci n'est pas le cas dans le modèle Mohr-Coulomb. De plus, dans le modèle utilisé, le module de cisaillement

diminue avec les déformations en cisaillement tandis que l'amortissement augmente. Le modèle utilisé représente donc une structure moins rigide et plus amortie que celle décrite par le modèle de l'article de référence. Il est donc normal d'obtenir une moindre amplification.

Une analyse complémentaire a été réalisée afin de mieux comprendre les raisons de l'obtention de tels résultats. Celle-ci est présentée à l'Annexe 3. Cependant, celle-ci n'a pas permis d'obtenir une réponse définitive à savoir lequel des deux comportements est le plus probable et si les résultats obtenus avec PLAXIS 2011.02 sont, dans ce cas précis, réalistes. Une investigation plus poussée devrait être menée. En effet, il aurait pu être envisageable que, du fait de la sévérité du tremblement de terre, l'amortissement hystérétique atteigne rapidement son maximum et le module de cisaillement son minimum donnant ainsi une structure qui est très amortie et peu rigide. Mais, dans l'analyse complémentaire, l'étude réalisée avec le modèle Mohr-Coulomb de PLAXIS 2011.02 a montré des résultats très similaires à ceux trouvés avec le modèle HS Small. On note cependant que la réponse donne une amplification importante à la crête de l'intensité d'Arias.

Même si des questions sur les accélérations calculées à la crête peuvent se poser, l'évaluation de la stabilité d'un tel ouvrage face à un hasard sismique doit être basée sur les déformations que cet ouvrage subit durant ledit hasard. Dans le cas présent, le comportement du barrage modélisé semble pouvoir être jugé satisfaisant.

5.5 Conclusion

Ce chapitre a permis d'étudier la capacité de PLAXIS 2011.02 à modéliser le comportement statique et dynamique d'un barrage en enrochement avec un noyau en béton bitumineux durant un tremblement de terre. Cette analyse s'est basée sur une comparaison de l'étude statique et dynamique d'un tel barrage disponible dans la littérature.

Plusieurs points ont été soulevés :

- PLAXIS 2011.02 n'est pas capable de modéliser les déformations du barrage pendant sa construction de manière satisfaisante.

- Les résultats obtenus lors de l'étude statique après remplissage montrent une cohérence entre ceux présentés par Feizi-Khakandi et al. (2009) et ceux obtenus. Les différences qui apparaissent peuvent être attribuées à la différence entre les modèles du comportement des matériaux utilisés, les logiciels et les types de résolutions.
- Les déformations obtenues lors de l'analyse dynamique sont cohérentes avec celles trouvées par Feizi-Khakandi et al. (2009).
- Une différence majeure apparaît entre l'accélération à la crête calculée et celle trouvée par Feizi-Khakandi et al. (2009). L'accélération présentée par Feizi-Khakandi et al. (2009) pourrait être plus amplifiée par rapport à celle qui se produirait réellement. Cette grande amplification peut être attribuée au modèle élastique-plastique utilisé par les auteurs. D'ailleurs, en se basant sur l'amplification de l'intensité d'Arias, il est possible de noter que celle-ci est extrêmement élevée. Ce qui rejoint la théorie d'une accélération sur-amplifiée.
- Cependant, les résultats obtenus lors de l'étude avec PLAXIS 2011.02 semblent trop amortis pour ce tremblement de terre. Des recherches complémentaires devraient être menées sur le sujet.
- PLAXIS 2011.02 est, vraisemblablement, capable de modéliser correctement le comportement statique et dynamique d'un ACRD. À ce stade de l'étude, des réserves sont cependant émises face aux résultats obtenus pour des tremblements de terre sévères.

Chapitre 6 ÉVALUATION DU COMPORTEMENT D'UN BARRAGE DE TYPE ACRD REPRÉSENTATIF

Ce chapitre présente l'évaluation du comportement statique et sismique d'un barrage en enrochement avec un noyau en béton bitumineux représentatif (Hoeg, 1993; Wang & Hoeg, 2009) de 115 m soumis à des tremblements de terre Nord-Américains.

Dans ce chapitre, et dans le reste du mémoire, les déplacements verticaux vers le haut du barrage seront considérés positifs, ceux vers la fondation du barrage négatifs, les déplacements horizontaux vers l'aval seront considérés positifs ceux vers l'amont négatifs.

6.1 Méthode d'analyse

Deux types d'analyses ont été réalisés : des analyses analytiques et des analyses numériques. Parmi les analyses analytiques, réalisées à l'aide du module GÉO-SLOPE du logiciel GÉOSTUDIO 2010, on compte : une analyse statique de la stabilité du barrage, une analyse dynamique comprenant une analyse pseudostatique et une analyse du risque, et de la valeur, des déplacements permanents. Les analyses numériques ont été réalisées à l'aide du logiciel PLAXIS 2011.02 et comprennent : une analyse statique des déformations dans le barrage et une analyse dynamique.

6.2 Modélisation de l'ACRD représentatif

6.2.1 Géométrie du barrage

La section du barrage utilisée lors de l'étude est présentée à la Figure 6.1. Cette section a été modélisée à l'aide du logiciel 2D PLAXIS 2011.02. La modélisation du barrage est présentée à la

Figure 6.2. Sa hauteur est de 115 m et le réservoir est rempli à un niveau maximal de 110 m. Ses pentes amont et aval ont une inclinaison respective, de 1,6H :1V et de 1,45H :1V. Le barrage est composé de 5 matériaux : le noyau en béton bitumineux, une zone de transition fine, une zone de transition grossière, l'enrochement fin et l'enrochement grossier. Lors du remplissage les matériaux connaissent une diminution de leur résistance et de leurs propriétés, comme discuté à la section 1.2.3.3. Ainsi, chacun des matériaux granulaires a été modélisé par un matériau sec et un matériau saturé afin de mieux représenter cet effet. Lors de cette analyse, le modèle HS Small a été utilisé pour décrire le comportement des zones d'enrochements et de transitions. Le noyau en béton bitumineux a été décrit par le modèle Mohr-Coulomb.

6.2.2 Propriétés des matériaux

L'ensemble des propriétés des matériaux, permettant de décrire ces derniers à l'aide du modèle Duncan-Chang (voir la section 1.2.4.3), a été déterminé en se basant sur les valeurs typiques trouvées dans diverses sources de référence (Duncan et al., 1980; NGI, 1987; Nobari & Duncan, 1972; Wang & Hoeg, 2009; Wang, Hoeg, & Zhang, 2010). Ces valeurs sont présentées à l'Annexe 4.

6.2.2.1 Analyse analytique

Lors des analyses analytiques réalisées à l'aide du module GÉO-SLOPE du logiciel GÉOSTUDIO 2010 le modèle Mohr-Coulomb a été utilisé. Les trois paramètres nécessaires pour l'analyse sont le poids volumique du matériau (γ), l'angle de frottement (ϕ') et la valeur de sa cohésion (c). Les paramètres utilisés dans l'analyse statique sont présentés dans le Tableau 6.1 et ceux utilisés pour l'analyse pseudostatique sont présentés au Tableau 6.2. Lors de l'analyse des déplacements permanents, les propriétés des matériaux statiques ont été utilisées à l'exception de la cohésion du béton bitumineux qui a été prise égale à 1 000 kPa.

La surface de rupture du barrage étant typiquement située dans la partie proche de la surface d'un barrage en enrochement, l'angle de frottement pris en compte est l'angle de frottement pour de faibles contraintes et non un angle de frottement moyen.

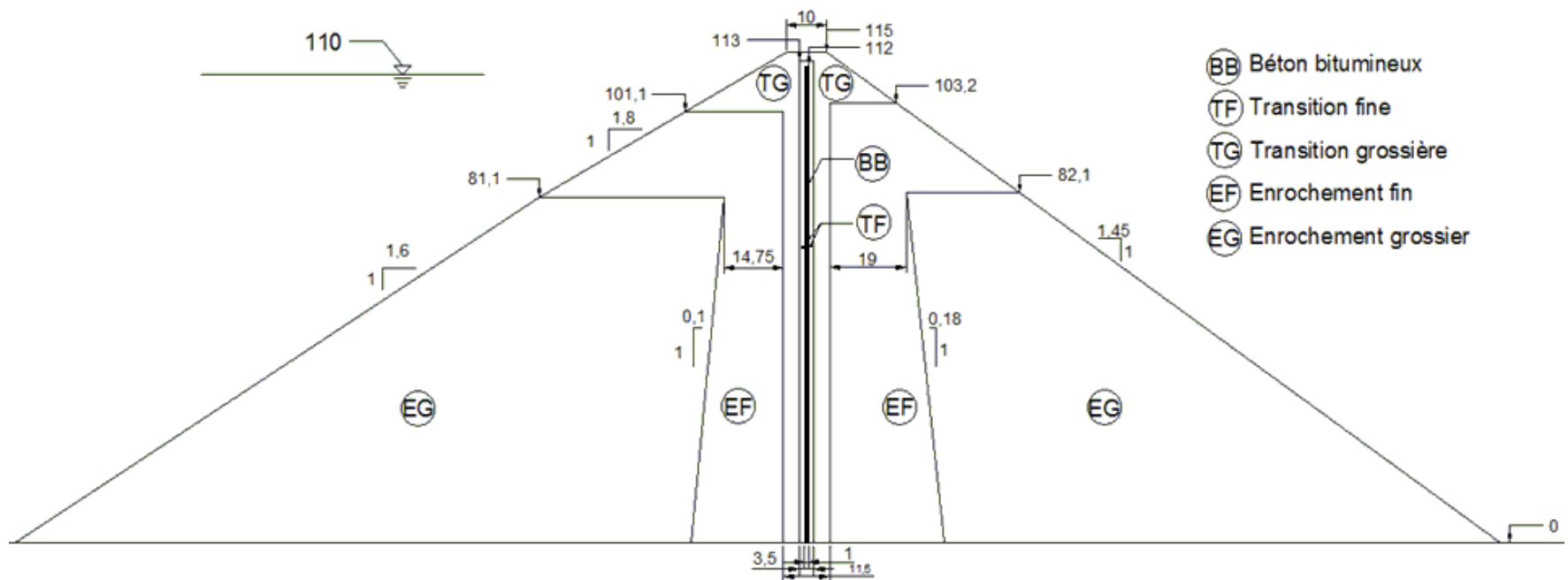


Figure 6.1 - Section de l'ACRD représentatif étudié

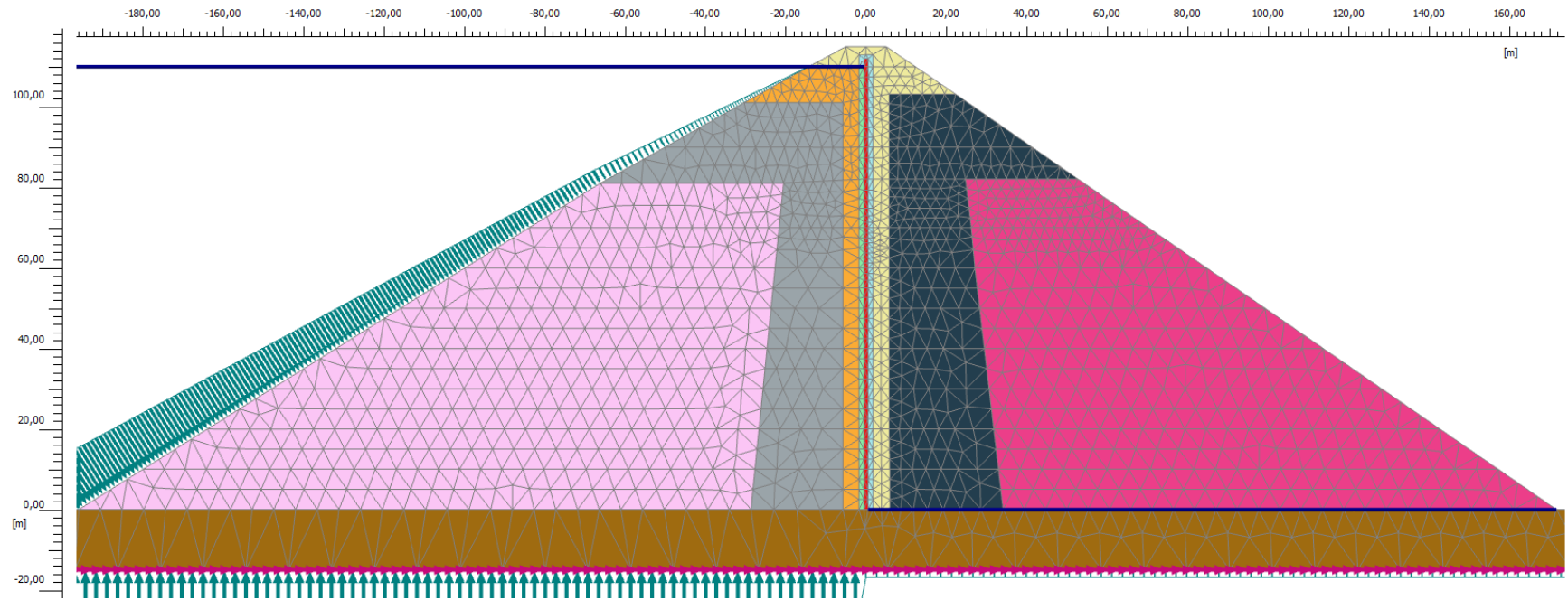


Figure 6.2 - Modélisation de l'ACRD représentatif réalisée

Tableau 6.1– Paramètres utilisés dans l'analyse statique analytique de l'ACRD représentatif

Matériau	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ' (degré)	Matériau	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ' (degré)
Transition fine sèche	21,50	0	49	Transition fine mouillée	23,60	0	47
Transition grossière sèche	21,50	0	50	Transition grossière mouillée	23,65	0	48
Enrochement fin sec	20,50	0	50	Enrochement fin mouillé	22,50	0	48
Enrochement grossier sec	20,00	0	50	Enrochement grossier mouillé	22,50	0	48
Béton bitumineux	24,2	0	17				

Tableau 6.2 – Paramètres des matériaux utilisés lors de l'analyse pseudostatique de l'ACRD représentatif

Matériaux	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ' (degré)	Matériaux	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ' (degré)
Transition fine sèche	21,50	0	42,6	Transition fine mouillée	23,60	0	40,6
Transition grossière sèche	21,50	0	43,6	Transition grossière mouillée	23,65	0	41,6
Enrochement fin sec	20,50	0	43,6	Enrochement fin mouillé	22,50	0	42,6
Enrochement grossier sec	20,00	0	43,6	Enrochement grossier mouillé	22,50	0	42,6
Béton bitumineux	24,20	1000	17,0				

6.2.2.2 Analyse numérique

Il convient d'utiliser des modules de cisaillement différents lors des analyses statique et dynamique. En effet, le module de cisaillement dynamique est largement plus élevé que celui statique. Les modules de cisaillement statiques ont été déterminés à partir du modèle Duncan-Chang. Les modules de cisaillement dynamique ont été calculés grâce à l'Équation 1.9, développée par Kokusho et Esashi (1981) pour les roches écrasées. Ils ont été calculés grâce à un indice des vides qui a été estimé à partir de la Figure 6.3 et à la pression de référence de 100kPa. Les courbes de réduction des modules en cisaillement et de l'amortissement hystérétique de chacun des matériaux sont présentées à l'Annexe 5. Les modules sécants et œdométriques ont été déterminés comme décrit à l'Annexe 2.

Une limitation ('cut-off') a été utilisée au niveau de la dilatance du matériau. Un indice des vides maximal a été calculé pour chaque matériau équivalant à une augmentation de 1% du volume du matériau. Autrement dit, l'augmentation volumique du matériau associée à sa propriété de dilatance ne peut pas excéder 1%.

Une limitation ('cut-off') fixée à 0 kPa a été utilisée pour l'enrochement afin de prévenir l'apparition de contraintes en tension. Cette même limitation a été utilisée pour le béton bitumineux afin de prendre en compte le fait que la cohésion dans le matériau est nulle à l'état statique. Cette hypothèse est donc extrêmement conservatrice, car la cohésion dans le béton bitumineux est très élevée quand il est soumis à des conditions dynamiques. Elle a été faite pour étudier l'apparition de contrainte en tension à la fin du tremblement de terre, car elles pourraient entraîner l'apparition de fissures.

Un amortissement de Rayleigh de 1% appliqué à la fréquence principale du tremblement de terre utilisé a été utilisé.

Comme suggéré à la section 1.2.3, un angle de frottement moyen a été utilisé pour l'ensemble des matériaux.

Les propriétés de la membrane en béton bitumineux ont été déterminées d'après l'article de Feizi-Khakandi et al. (2009).

L'ensemble des paramètres utilisés lors de cette modélisation sont résumés dans le Tableau 6.3, le Tableau 6.4 et le Tableau 6.5.

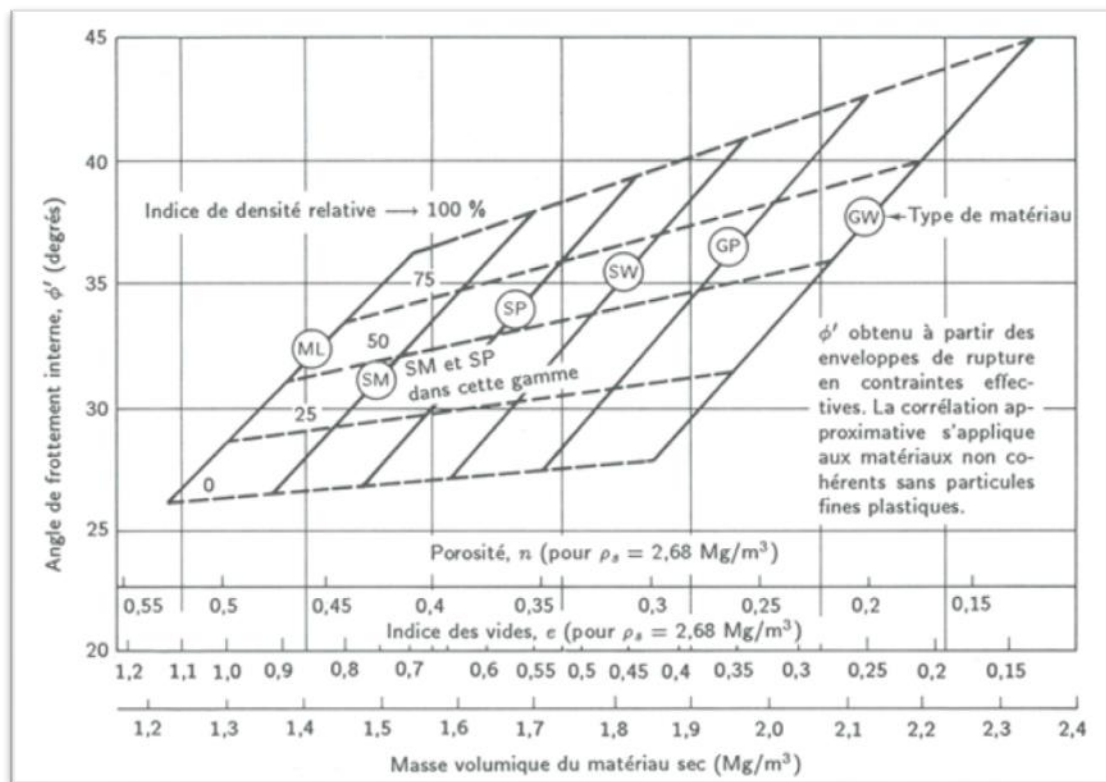


Figure 6.3 - Angle de frottement effectif en compression triaxiale de différents sols en fonction de l'indice des vides (U.S. Navy, 1971) dans (Holtz & Kovacs, 1991)

Tableau 6.3 - Paramètres utilisés pour le noyau en béton bitumineux lors de la modélisation de l'ACRD représentatif

	Statique	Dynamique
Poids unitaire sec (kN/m³)	24,2	
Indice des vides	0,03	
v	0,45	
G (GPa)	/	2,3
E(MPa)	150	/
c (kPa)	0	1 000
ϕ' (degré)	17	

Tableau 6.4 – Paramètres secs utilisés lors de la modélisation dynamique de l'ACRD
représentatif

	Transition fine	Transition grossière	Enrochement fin	Enrochement grossier
Poids unitaire (kN/m³)	21,5	21,5	20,5	20,0
Indice des vides	0,15	0,18	0,22	0,25
Indice des vides maximal	0,162	0,192	0,232	0,263
E₅₀^{ref} (MPa)	168,5	121,5	75	58,5
E_{oed}^{ref} (MPa)	108	73,1	34,5	27,2
E_{ur}^{ref} (MPa)	337	300	200	144
m	0,55	0,55	0,55	0,55
γ_{0,7}	3.10 ⁻⁴	2,5.10 ⁻⁴	1,5. 10 ⁻⁴	1. 10 ⁻⁴
G₀^{ref} (MPa) statique	135	125	95	68
G₀^{ref} (MPa) dynamique	581	549	510	483
c (kPa)	0	0	0	0
φ' (degré)	42,6	43,6	43,7	43,8
Ψ' (degré)	10	10	10	10
v_{ur}	0,25	0,2	0,06	0,07
R_f	0,65	0,65	0,75	0,7

Tableau 6.5– Paramètres mouillés utilisés lors de la modélisation dynamique de l'ACRD
représentatif

	Transition fine	Transition grossière	Enrochement fin	Enrochement grossier
Poids unitaire (kN/m³)	23,6	23,65	22,5	22,5
Indice des vides	0,15	0,18	0,22	0,25
Indice des vides maximal	0,162	0,192	0,232	0,263
E₅₀^{ref} (MPa)	161	119	71,5	54
E_{oed}^{ref} (MPa)	107,7	75,3	36,3	27,4
E_{ur}^{ref} (MPa)	322	280	190	130
m	0,55	0,55	0,55	0,55
γ_{0,7}	3.10 ⁻⁴	2,5.10 ⁻⁴	1,5. 10 ⁻⁴	1. 10 ⁻⁴
G₀^{ref} (MPa) statique	130	119	92	62
G₀^{ref} (MPa) dynamique	581	549	510	483
c (kPa)	0	0	0	0
φ' (degré)	40,3	41,3	41,4	41,4
Ψ' (degré)	10	10	10	10
v_{ur}	0,25	0,185	0,04	0,06
R_f	0,6	0,6	0,7	0,65

6.2.3 Récapitulatif des amortissements de Rayleigh choisis

L'amortissement de Rayleigh a été déterminé dans toutes les modélisations à partir de la fréquence principale du tremblement de terre. Un amortissement de 1% a été retenu pour tous les matériaux granulaires (enrochements et transitions : fins et grossiers, secs et mouillés). Un amortissement de 20% a été retenu pour le béton bitumineux. L'ensemble des coefficients utilisés en fonction du tremblement de terre sont présentés dans le Tableau 6.6.

Tableau 6.6 – Amortissements de Rayleigh utilisés lors des modélisations dynamiques de l'ACRD représentatif

		Saguenay	Northridge	SMP Saguenay	SMP Northridge
Matériaux granulaires	α	2,513	0,465	1,571	0,289
	β	$1,59.10^{-4}$	$8,60.10^{-4}$	$2,55.10^{-4}$	$1,38.10^{-3}$
Béton bitumineux	α	50,3	9,3	31,4	5,8
	β	$3,18.10^{-3}$	$1,72.10^{-2}$	$5,09.10^{-3}$	$2,77.10^{-2}$

6.3 Charges sismiques utilisées

Pour s'assurer qu'un ACRD pourrait être construit de façon suffisamment sécuritaire en Amérique du Nord, le modèle a été soumis à des tremblements de terre représentatifs de la côte est et de la côte ouest. La côte ouest est une zone sismique active, où le sous-sol rocheux est fracturé, et où des tremblements de terre de forte magnitude peuvent se produire. La côte est connaît une activité sismique moins importante. Le sous-sol rocheux peut être en grande partie considéré comme non fracturé ce qui donne lieu, à des tremblements de terre de fréquence élevée et peu amortis.

Le tremblement de terre survenu au Saguenay (Québec, Canada), en 1988 (représentatif des tremblements de terre de la côte est) et le tremblement de terre survenu à Northridge (Californie,É.-U.), survenu en 1964 ont été retenus. Deux tremblements de terre fictifs, calculés à partir des deux tremblements de terre (Saguenay et Northridge) étudiés précédemment et représentant, du point de vue de l'intensité, les séismes maximaux probables (SMP) au Québec ont été analysés.

6.3.1.1 Tremblement de terre Saguenay 1988

En 1988, un tremblement de terre de magnitude 5,9 est survenu au Québec (voir Figure 6.4). L'accélération enregistrée par un sismomètre (station S16T) situé à 43 km de l'épicentre a été utilisée et est présentée à la Figure 6.5. Sa durée est de 25 secondes, son accélération maximale est de 1,29 g et sa fréquence principale est de 20 Hz.

Ce tremblement de terre peut être considéré comme typique des zones faiblement sismique, c'est-à-dire où le roc est faiblement fracturé, ce qui engendre une transmission de fréquence élevée ainsi qu'un plus faible amortissement de l'onde.

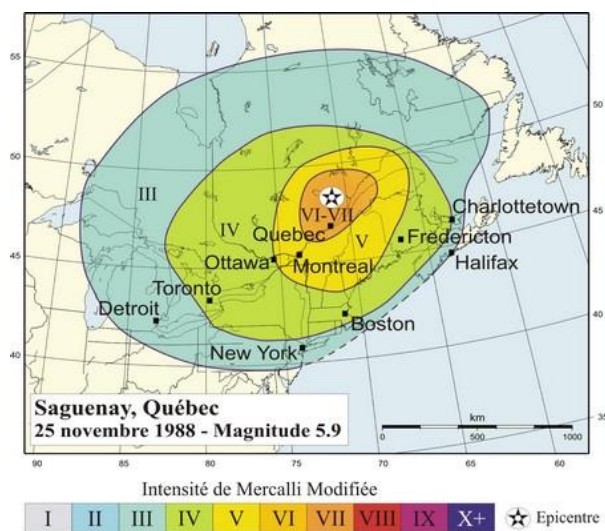


Figure 6.4 - Épicentre du tremblement de terre au Saguenay 1988 (Cajka & Drysdale, 1996)

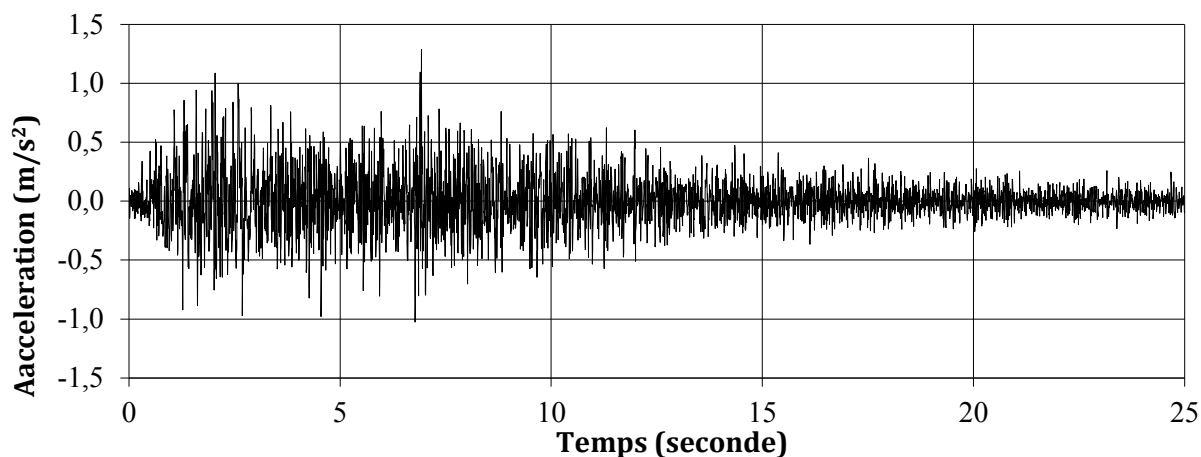


Figure 6.5 - Accélération du tremblement de terre Saguenay enregistrée à la station S16T
(Natural Resources Canada, 2003)

6.3.1.2 Tremblement de terre de Northridge 1994

En 1994, un tremblement de terre de magnitude 6,7 est survenu aux États-Unis d'Amérique à proximité de Los Angeles sur la côte ouest (voir Figure 6.6). L'accélération enregistrée par un sismomètre (station P0923) situé à 35 km de l'épicentre a été utilisée et est présentée à la Figure 6.7. Sa durée est de 20 secondes, son accélération maximale est de 1,27 g et sa fréquence principale est de 3,7 Hz.

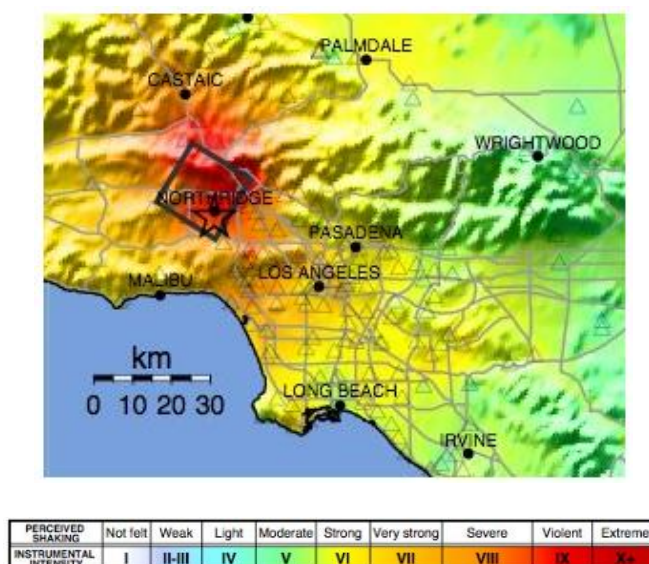


Figure 6.6 - Épicentre du tremblement de terre Northridge 1994 (ECA, 2013)

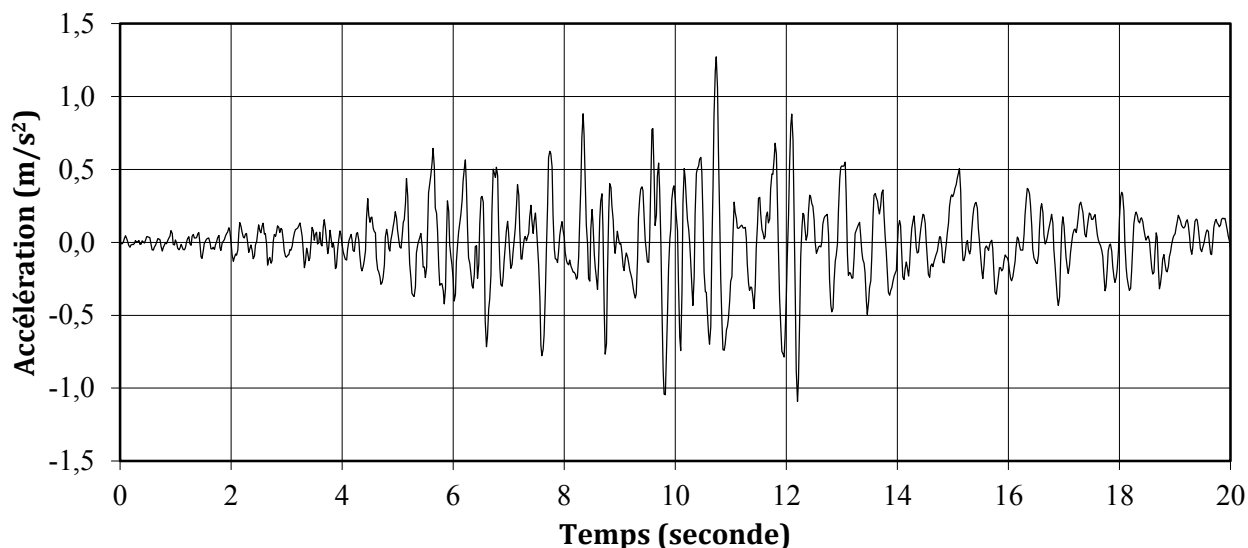


Figure 6.7 - Accélération du tremblement de terre Northridge enregistrée par la station P0923 (PEER, 2005)

6.3.1.3 SMP Saguenay – Séisme maximal possible au Québec

Le tremblement de terre a été calculé grâce à la méthodologie présentée à l'Annexe 6 de façon à avoir l'intensité du séisme maximal probable au Québec, c'est-à-dire un séisme d'une magnitude de 7,5 (Adams & Halchuk, 2003). L'ouvrage a été considéré comme étant situé à 30 km de la faille.

Ce tremblement de terre a été calculé à partir du tremblement de terre Saguenay présenté à la section 6.3.1.1, dont la durée significative est d'environ 10 secondes (entre 1,5 secondes. et 11,5 secondes.). Pour un tremblement de terre d'une magnitude de 7,5, la durée significative peut être estimée à 16 secondes (Kramer, 1996).

Les facteurs utilisés pour le calcul sont présentés au Tableau 6.7. La Figure 6.8 présente le tremblement de terre SMP Saguenay, sa durée est de 40 secondes, son accélération maximale est de $3,9 \text{ m/s}^2$ et sa fréquence principale est de 12,5 Hz.

Tableau 6.7 - Facteurs permettant de calculer les séismes SMP Saguenay

	Intensité du séisme de base (m/s)	Intensité du tremblement de terre maximal possible au Québec (m/s)	Facteur multiplicateur du pas de temps	Facteur multiplicateur de l'accélération
SMP Saguenay	0,18	2,58	1,6	3,02

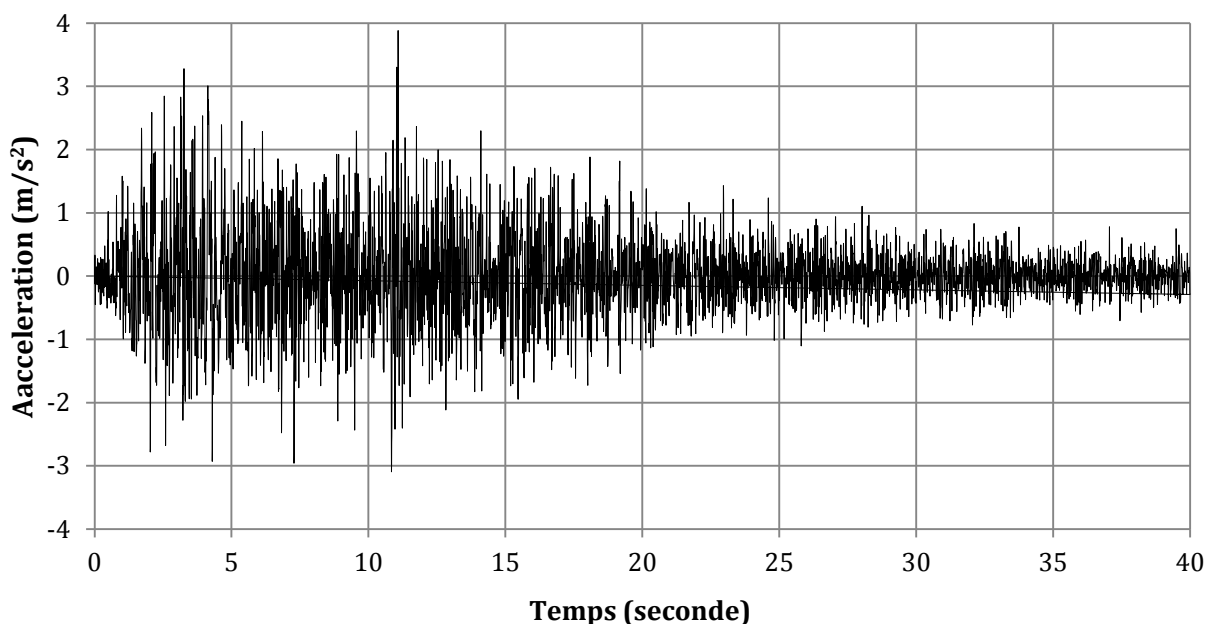


Figure 6.8 -Accélération du tremblement de terre SMP Saguenay

6.3.1.4 SMP Northridge

Afin de pouvoir comparer les deux tremblements de terre (SMP Saguenay et SMP Northridge), le tremblement de terre SMP Northridge a été calculé de façon à avoir la même intensité que le tremblement de terre SMP Saguenay. Autrement dit, le tremblement de terre a été calculé grâce à la méthodologie présentée à l'Annexe 6 et de manière à avoir l'intensité du séisme maximal probable au Québec, c'est-à-dire un séisme d'une magnitude de 7,5 (Adams & Halchuk, 2003). L'ouvrage a été considéré à comme étant situé à 30 km de la faille.

Ce tremblement de terre a été calculé à partir du tremblement de terre Northridge présenté à la section 6.3.1.2. Sa durée significative est d'environ 10 secondes (entre 5,5 secondes. et 15,5

secondes). Pour un tremblement de terre d'une magnitude de 7,5, la durée significative peut être estimée à 16 secondes. (Kramer, 1996).

Les facteurs utilisés pour le calcul sont présentés au Tableau 6.8. La Figure 6.9 présente le tremblement de terre SMP Northridge, sa durée est de 32 secondes, son accélération maximale est de $3,4 \text{ m/s}^2$ et sa fréquence principale est de 2,3 Hz.

Tableau 6.8 - Facteurs permettant de calculer le séisme SMP Northridge

	Intensité du séisme de base (m/s)	Intensité du tremblement de terre maximal possible au Québec (m/s)	Facteur multiplicateur du pas de temps	Facteur multiplicateur de l'accélération
SMP Northridge	0,22	2,58	1,6	2,7

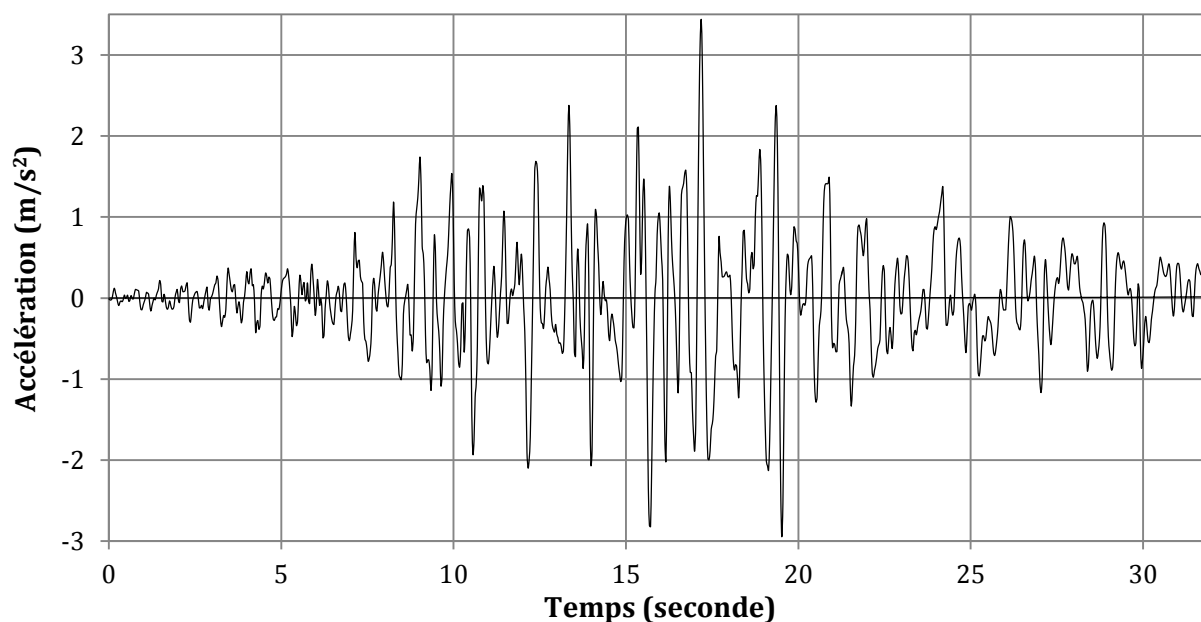


Figure 6.9 - Accélération du tremblement de terre SMP Northridge

6.3.1.5 Récapitulatif des caractéristiques des tremblements de terre utilisés

Les caractéristiques des séismes utilisés dans cette étude sont résumées dans le Tableau 6.9.

Tableau 6.9- Caractéristiques des tremblements de terre utilisés

	Durée (seconde)	Accélération maximale (m/s²)	Fréquence principale (Hz)	Intensité d'Arias (m/s)	Distance de l'épicentre (km)	Magnitude
Saguenay	25	1,3	20,0	0,18	43	5,4
Northridge	20	1,3	3,7	0,22	35	6,7
SMP Saguenay	40	3,9	12,5	2,58	30	7,5
SMP Northridge	32	3,4	2,3	2,58	30	7,5

6.4 Analyse statique

Une analyse statique a été réalisée avec les logiciels PLAXIS 2011.02 et GÉO-SLOPE 2010 à deux stades : après construction et après remplissage. PLAXIS 2011.02 a permis d'analyser le comportement du barrage (contraintes et déformations). La cohésion du béton bitumineux a été, pour l'analyse statique seulement, prise égale à 0 kPa comme le suggère la section 1.2.2.3. GÉO-SLOPE 2010 a permis de déterminer la surface de rupture critique ainsi que le facteur de sécurité associé pour les pentes amont et aval. Les propriétés des matériaux sont présentées à la section 6.2.2.1.

6.4.1 Après construction

6.4.1.1 Analyse avec PLAXIS 2011.02

L'analyse a été réalisée en construisant le barrage par étapes. C'est-à-dire que le barrage a été divisé en 11 couches placées successivement. Dans cette analyse, le réservoir est vide, donc seuls les matériaux secs ont été employés. La Figure 6.10 présente la forme des déformations verticales

dans le barrage. Leur valeur maximale est de -1,9 m et située au niveau de la crête. Comme le montre la Figure 6.11, les déformations horizontales sont presque symétriques et leur valeur maximale est de -0,33 m au niveau de la pente amont du barrage proche de la crête.

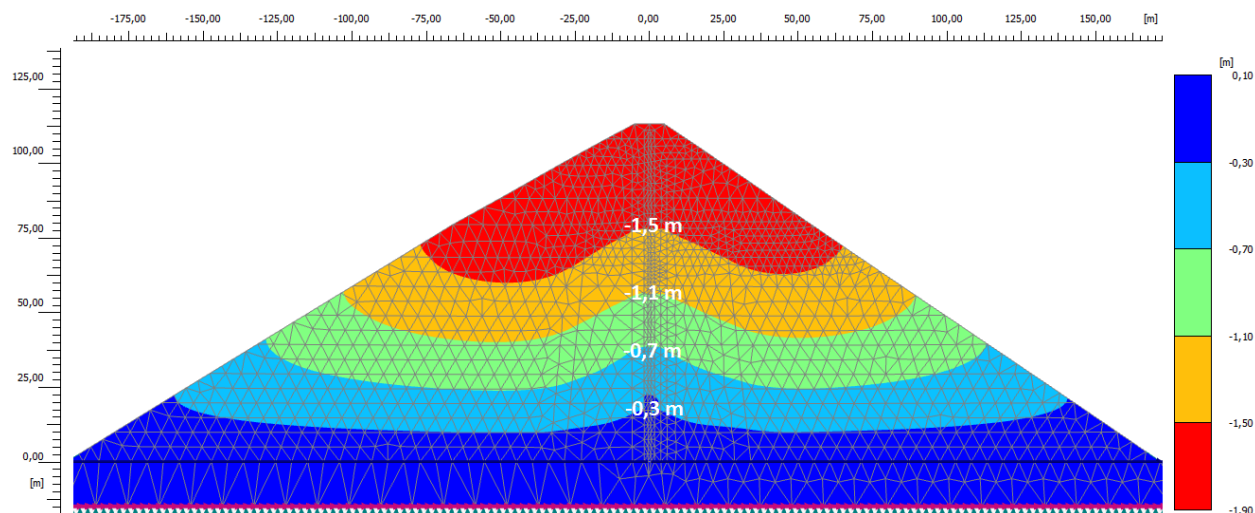


Figure 6.10- Déformations verticales dans l'ACRD représentatif après construction

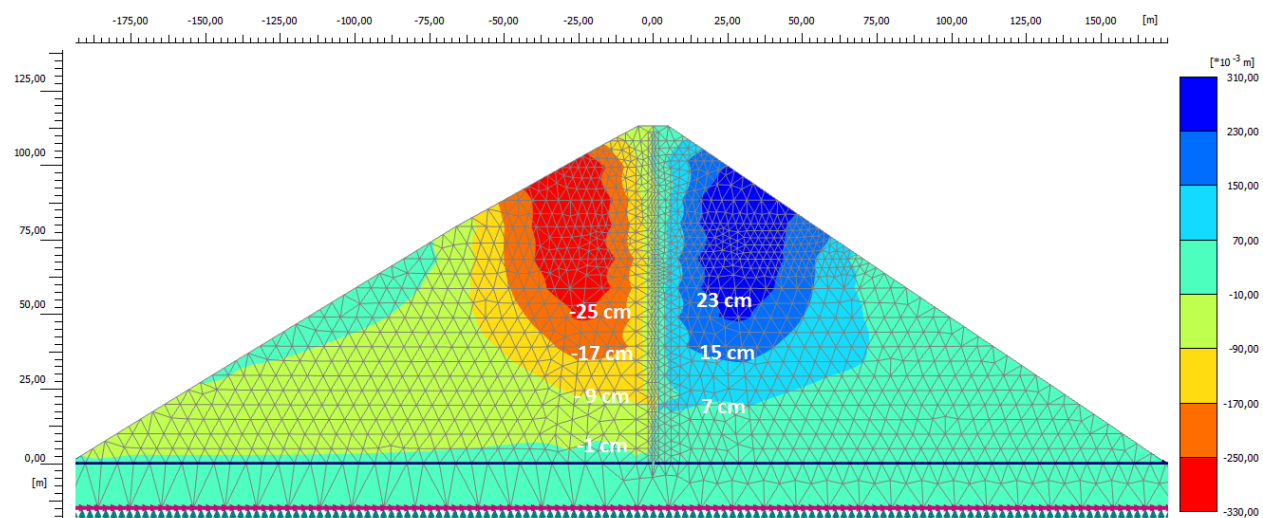


Figure 6.11 - Déformations horizontales dans l'ACRD représentatif après construction

6.4.1.2 Analyse avec Géoslope 2010

Le réservoir est vide et seules les propriétés des matériaux secs ont été utilisées. La Figure 6.12 et la Figure 6.13 montrent les surfaces de rupture amont et aval critiques dont les coefficients de sécurité sont, respectivement, 2,0 et 1,8.

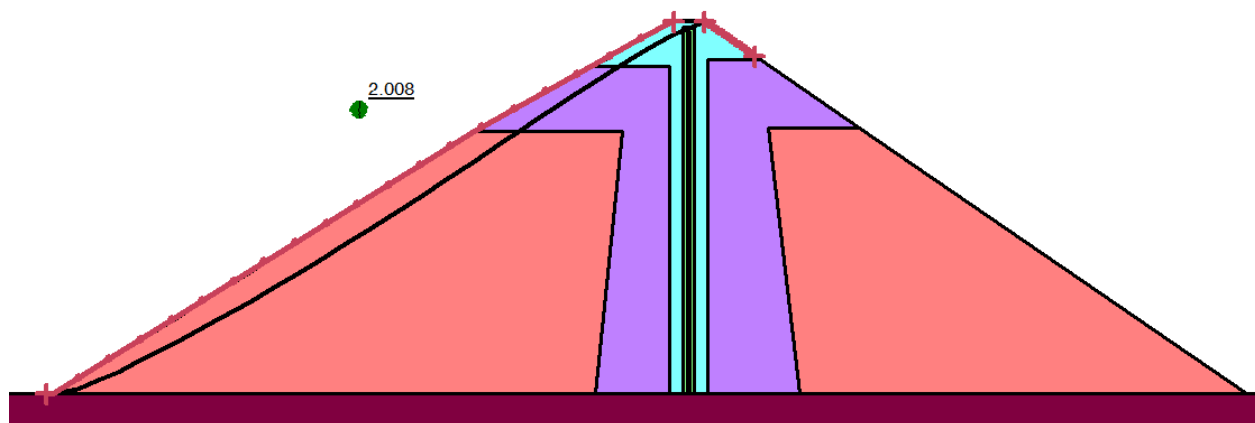


Figure 6.12 - Surface de rupture statique aval critique de l'ACRD représentatif après construction

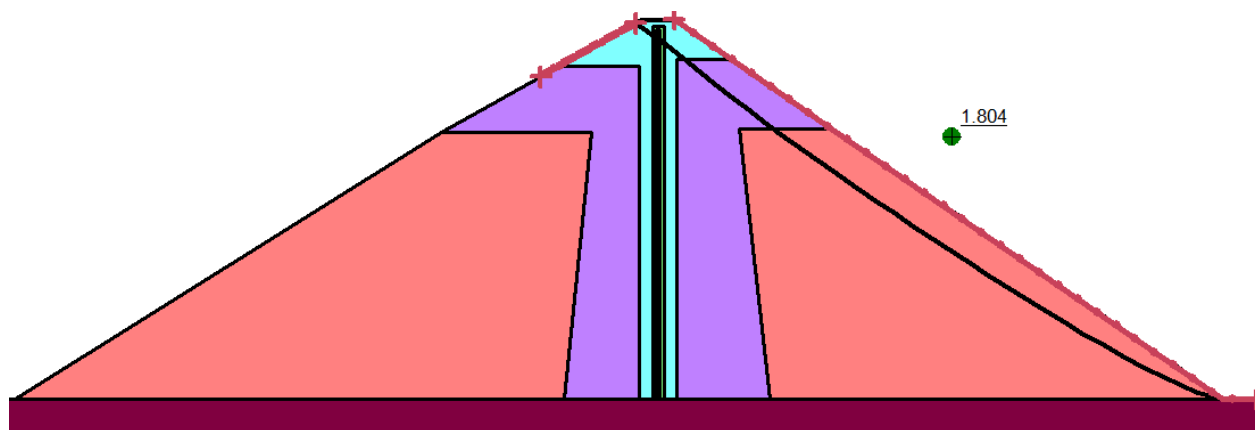


Figure 6.13- Surface de rupture statique aval critique de l'ACRD représentatif après construction.

6.4.2 Après remplissage

6.4.2.1 Analyse avec PLAXIS 2011.02

L'analyse a été réalisée en remplissant le barrage en 11 étapes. À chaque fois que le niveau de l'eau du réservoir saturait une couche d'un matériau, les propriétés de cette couche étaient remplacées par les propriétés mouillées du matériau. Le réservoir a une hauteur de 110m. La Figure 6.14 présente les déformations horizontales dans le barrage. Leur valeur maximale est de 51 cm. La Figure 6.15 présente les déplacements verticaux dans le barrage. Leur valeur maximale est de -41 cm.

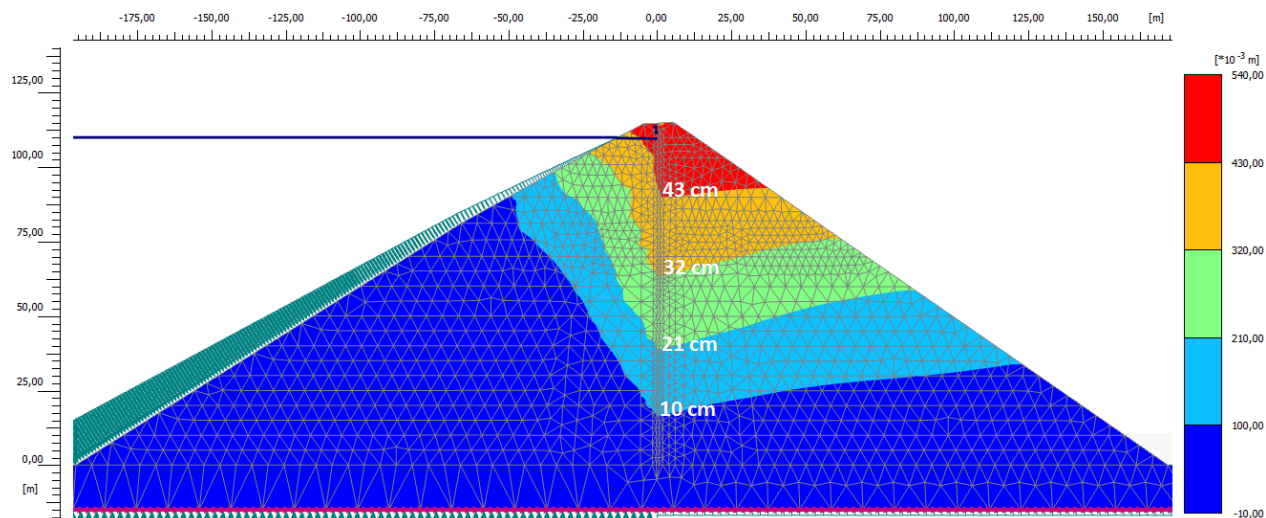


Figure 6.14 - Déformations horizontales dues au remplissage seulement

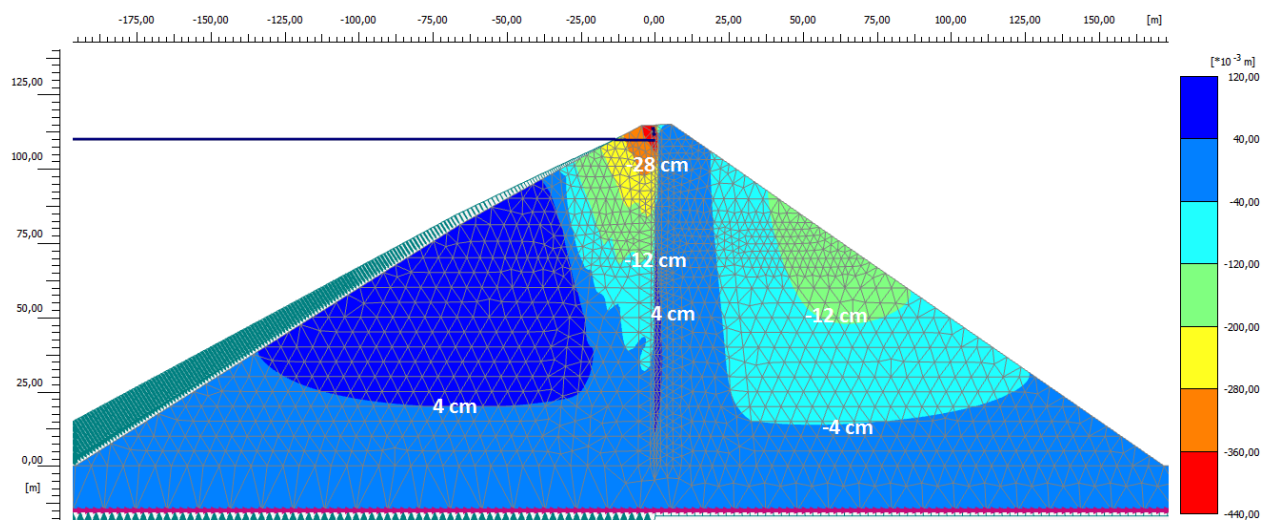


Figure 6.15 - Déformations verticales dues au remplissage seulement

6.4.2.2 Analyse avec Géoslope 2010

Le réservoir est rempli jusqu'à 110 m. Pour les matériaux se trouvant en amont du barrage et sous le niveau du réservoir les propriétés mouillées ont été utilisées. La Figure 6.16 montre les surfaces de rupture amont et aval critiques dont les coefficients de sécurité sont, respectivement, 1,87 et 1,8.

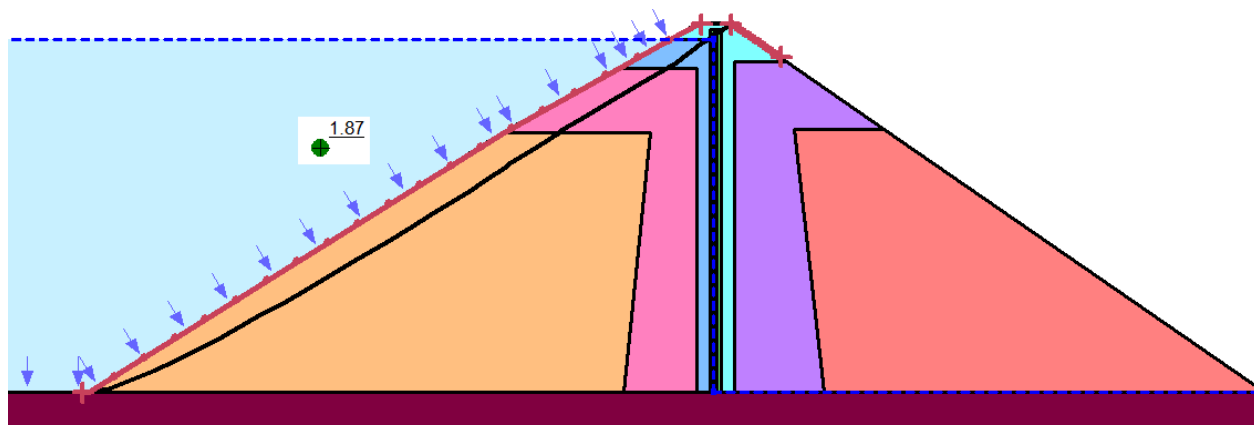


Figure 6.16- Surface de rupture statique amont critique de l'ACRD représentatif après remplissage.

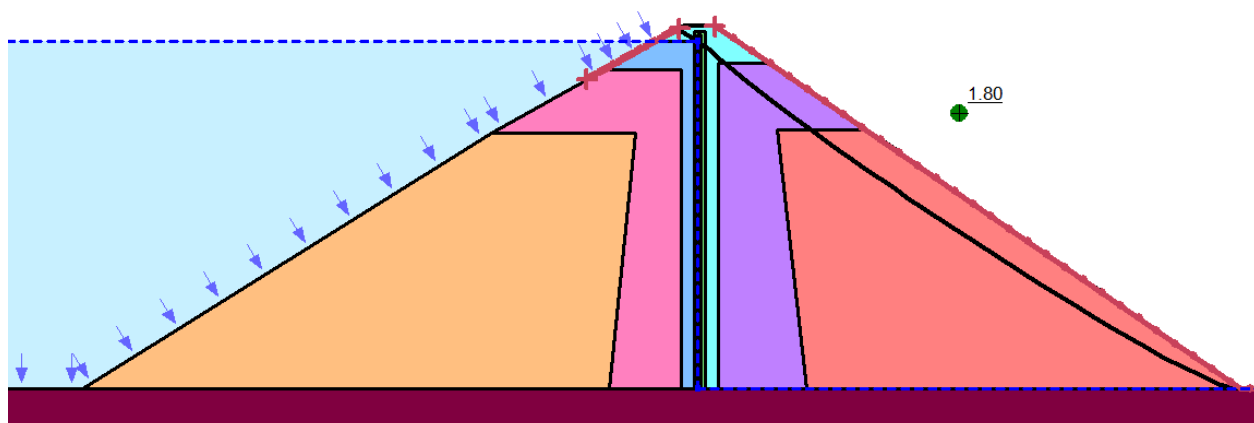


Figure 6.17-Surface de rupture statique aval critique de l'ACRD représentatif après remplissage

6.4.3 Vidange rapide

L'étude de la vidange rapide n'est pas nécessaire pour ce barrage. Celui-ci étant composé de matériau très perméable le niveau de l'eau dans le barrage descend en même temps que le niveau du réservoir. Il n'y a donc pas une force due à l'écoulement dans le barrage après que le niveau du réservoir ait baissé.

6.4.4 Résumés des résultats

Les résultats trouvés lors de l'analyse statique du barrage sont résumés au Tableau 6.10.

Tableau 6.10 - Déformations maximales et facteurs d'amplifications de sécurité calculés pour l'ACRD représentatif lors de l'analyse

	Déformation maximale verticale (m)	Déformation maximale horizontale (m)	Facteur de sécurité amont	Facteur de sécurité aval
Après construction	-1,90	-0,33	2,0	1,8
Après remplissage	-0,41	0,51	1,9	1,8

6.4.5 Discussion

Du fait de la méthodologie employée par PLAXIS 2011.02 lors de la construction par étapes du barrage, les résultats de l'analyse statique des déformations après construction sont jugés non représentatifs de la réalité.

Le reste des résultats est jugé cohérent et vraisemblable. Les formes des déformations sont tout à fait analogues à celles trouvées au Chapitre 5.

Après remplissage, des déformations apparaissent. Du côté amont, elles sont dues à l'effet de de mouillage,, du côté aval elles sont dues à la poussé de l'eau sur le noyau imperméable.

Les géométries intérieure et extérieure du barrage sont plus que satisfaisantes par rapport à la sécurité statique globale de l'ouvrage.

6.5 Analyse dynamique - méthode analytique

Les analyses analytiques basées sur la méthode pseudostatique et la méthode des déplacements permanents sont présentées.

6.5.1 Analyse par la méthode pseudostatique

Une analyse pseudostatique a été réalisée, comme décrite à la section 1.3.2.3, à l'aide du logiciel GÉO-SLOPE 2010. Les paramètres utilisés sont ceux présentés à la section 6.2.2.1 auxquels une réduction de 20% a été faite, le modèle utilisé est le modèle Mohr-Coulomb. L'option entrée/sortie du logiciel a été utilisée pour définir la zone de rupture de sorte qu'elle intersecte le noyau, la rendant ainsi critique vis-à-vis de la stabilité et de la fonctionnalité de l'ouvrage.

L'hypothèse est ici posée qu'il n'y pas de génération de surpressions interstitielles dans le noyau en béton bitumineux qui engendrerait une perte de résistance de celui-ci, et que les déformations qu'il subit sont trop faibles pour engendrer une perte de résistance notable.

Les accélérations maximales mesurées des quatre tremblements utilisés ont permis de calculer le coefficient pseudostatique. Ceux-ci sont retranscrits dans le Tableau 6.11. Ce tableau présente également les coefficients de sécurité trouvés pour les pentes amont et aval. Les surfaces de rupture associées sont présentées à l'Annexe 7. Cette méthode étant basée sur l'accélération maximale horizontale, les analyses menées pour les tremblements de terre Saguenay et Northridge sont identiques, la valeur de leur accélération maximale est identique.

Tableau 6.11 – Présentation des coefficients pseudostatiques utilisés et des coefficients de sécurité des pentes amont et aval associés pour l'analyse de l'ACRD représentatif en fonction des différents séismes.

	$AMS_{base} (m/s^2)$	k (g)	Amont	Aval
Saguenay	1,3	0,066	1,29	1,24
Northridge	1,3	0,066	1,29	1,24
SMP Saguenay	3,9	0,195	0,87	1,02
SMP Northridge	3,4	0,170	0,93	1,08

Le code ACB recommande un facteur de sécurité minimal de 1,0 lors de l'analyse pseudostatique de l'ouvrage pour les pentes amont et aval

6.5.2 Analyse des déplacements permanents

L'analyse des déplacements permanents a été réalisée comme présentée à la section 1.3.2.3.2 pour la pente amont et la pente aval. Les surfaces critiques sont présentées pour les pentes amont et aval à la Figure 6.18 et à la Figure 6.19, le facteur de sécurité est égal à 1,0 pour un coefficient pseudostatique, respectivement, de 0,183 et 0,285. La pente amont est donc plus critique que la pente aval. La profondeur moyenne de la surface de rupture a été prise égale à 10 m et le poids moyen du matériau a été pris égal à 23,5 kN/m³. La valeur du spectre d'accélération du tremblement de terre, S_a , associée à 1,5 fois la période fondamentale a été calculée pour chacun des quatre tremblements de terre.

Les résultats sont présentés au Tableau 6.12 et au Tableau 6.13.

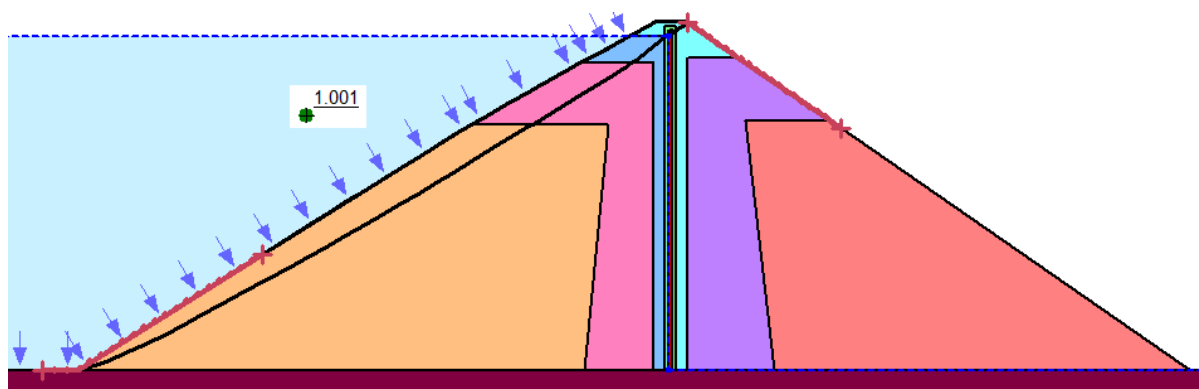


Figure 6.18 –Surface de rupture critique amont de l'ACRD représentatif déterminée pour le coefficient pseudostatique le plus grand tel que le facteur de sécurité soit de 1,0.

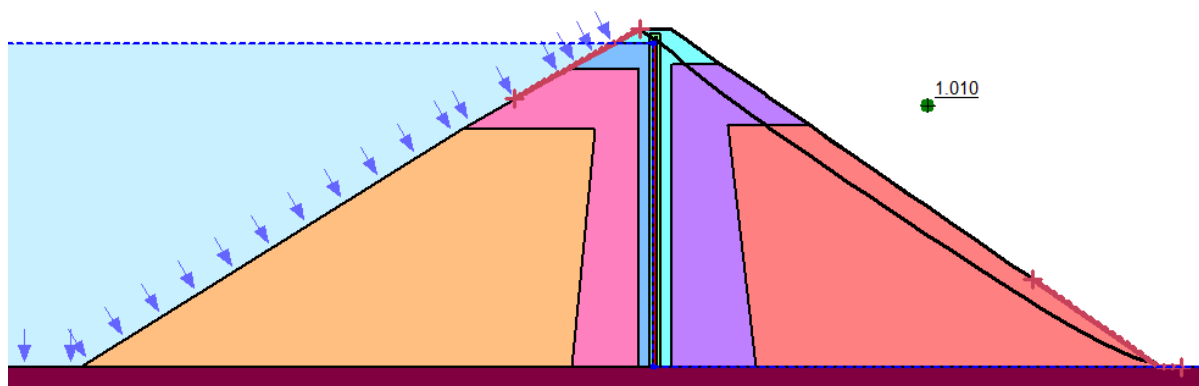


Figure 6.19 –Surface de rupture critique aval de l'ACRD représentatif déterminée pour le coefficient pseudostatique le plus grand tel que le facteur de sécurité soit de 1,0.

Tableau 6.12 - Résultats obtenus par la méthode des déplacements permanents pour la pente amont de l'ACRD représentatif.

	Saguenay	Northridge	SMP Saguenay	SMP Northridge
Magnitude	5,4	6,7	7,5	7,5
Sa(Td) (g)	0,25	0,14	0,88	0,37
Probabilité que les déplacements permanents soient nuls (%) :	86	100	0	40
Valeur des déplacements permanents (cm) :	0,5	0,1	14,9	2
Valeur minimale des déplacements permanents (cm) :	0,2	0,1	7,7	1
Valeur maximale des déplacements permanents (cm) :	0,9	0,2	28,9	3,7

Tableau 6.13 - Résultats obtenus par la méthode des déplacements permanents pour la pente aval de l'ACRD représentatif.

	Saguenay	Northridge	SMP Saguenay	SMP Northridge
Magnitude	5,4	6,7	7,5	7,5
Sa(Td) (g)	0,18	0,26	0,66	0,63
Probabilité que les déplacements permanents soient nuls (%) :	100	99	18	23
Valeur des déplacements permanents (cm) :	0	0,2	4,0	3,1
Valeur minimale des déplacements permanents (cm) :	0	0,1	1,8	1,6
Valeur maximale des déplacements permanents (cm) :	0,1	0,4	6,8	6,0

6.5.3 Discussion

Les facteurs de sécurité trouvés lors de l'analyse pseudostatique semblent indiquer que l'ACRD typique aura un comportement sécuritaire s'ils est soumis aux tremblements de terre Saguenay et Northridge. Cependant, si les tremblements de terre SMP Saguenay et SMP Northridge se produisent, la méthode indique que l'ACRD représentatif connaîtra une défaillance du côté amont.

Ces résultats doivent être pris avec un jugement critique, notamment vis-à-vis de la méthode d'analyse pseudostatique :

- Elle suppose que la charge sismique sera appliquée parfaitement dans l'axe du barrage au niveau de sa surface de rupture la plus critique, ce qui est très improbable dans la réalité.
- Elle se base sur l'accélération maximale de surface. Or, un tremblement de terre peut avoir une accélération maximale élevée, mais ne pas être important. En effet, pour quantifier la force d'un tremblement de terre, la notion d'énergie est plus à même de décrire l'impact et l'importance d'un tremblement de terre. Par exemple, les tremblements de terre Saguenay et Northridge ont la même accélération maximale, mais l'énergie du tremblement de terre survenu à Northridge est 30 % plus importante que celui survenu à Saguenay.
- Elle ne prend pas en compte la fréquence du tremblement de terre, c'est-à-dire la vitesse de chargement à laquelle est soumis l'ouvrage. Or, celle-ci joue un rôle important dans le comportement de l'ouvrage.
- Elle ne prend pas en compte la durée du tremblement de terre étudié.

Cette méthode permet donc d'obtenir des résultats rapides vis-à-vis du comportement dynamique de l'ouvrage, mais ses résultats doivent toujours être pris avec réserve.

L'analyse des déplacements permanents réalisée sur les pentes amont et aval montre que selon le type de séisme considéré (côte est : Saguenay et SMP Saguenay ou côte ouest : Northridge et SMP Northridge) la pente critique n'est pas la même. Dans le cas des séismes de la côte est la

pente amont est plus critique et pour ceux de la côte ouest la pente aval est plus critique d'après cette méthode. Cependant, si la probabilité qu'à la fin du séisme les déplacements soient nuls est relativement faible, pour les séismes maximaux probables (SMP), la valeur des déplacements prédits est relativement faible. Les résultats laissent supposer que l'ouvrage ne connaîtra pas de déplacements permanents pouvant entraîner la ruine ou la défaillance de l'ouvrage. Même le déplacement permanent maximal de près de 30 cm, déterminé pour la pente amont pendant le tremblement de terre SMP Saguenay, reste tout à fait sécuritaire vis-à-vis de la largeur du noyau qui est de 1 m.

À noter que cette méthode a été développée à partir de cas réels de séismes survenus sur la côte ouest. Il est donc possible de s'interroger sur la pertinence des équations utilisées pour des tremblements de terre de la côte est.

6.6 Analyse dynamique – méthode numérique

Dans les paragraphes qui suivent les résultats des analyses numériques dynamiques sont présentés. Ils seront systématiquement présentés dans l'ordre des tremblements de terre suivant : Saguenay, Northridge, SMP Saguenay et SMP Northridge.

La Figure 6.20, la Figure 6.27, la Figure 6.34 et la Figure 6.41 présentent l'accélération calculée à la crête du barrage et celle d'entrée pour chacun des tremblements de terre. De fausses résonances ('spurious ringing'), qui seront appelées instabilités, sont présentes. Ces instabilités sont dues à la résolution numérique et sont donc non réalistes. De plus, elles rendent la lecture des accélérations difficiles. Afin d'améliorer la lecture des résultats, ces accélérations ont été filtrées selon la méthode présentée à l'Annexe 8. L'Annexe 9 présente les passes bandes utilisés pour l'opération de filtrage de chacune des accélérations calculées à la crête, les spectres des accélérations de Fourier calculées à la crête avant et après filtrage et l'accélération calculée à la crête après filtrage pour chacun des séismes utilisés dans cette section.

La Figure 6.21, la Figure 6.28, Figure 6.35 et la Figure 6.42 présentent l'accélération calculée à la crête du barrage qui a été filtrée et celle d'entrée pour chacun des tremblements de terre. Ces

accélérations sont réalistes et permettent d'appréhender le comportement du barrage pendant chacun des séismes.

La Figure 6.22, la Figure 6.29, Figure 6.36 et la Figure 6.43 présentent les déformations horizontales à la crête et à la base du barrage durant le tremblement de terre. Il est possible de noter que ces déformations sont très similaires entre les séismes Saguenay et SMP Saguenay et entre les séismes Northridge et SMP Northridge. On y remarque également que les déformations à la crête varient beaucoup durant le séisme et que les déformations à la fin du séisme ne sont pas les plus importantes.

La Figure 6.23, la Figure 6.30, la Figure 6.37 et la Figure 6.44 présentent les déformations horizontales dans le noyau au cours du temps. Ces déformations sont de plus en plus importantes. Cependant, comme le montre la Figure 6.30, les déformations maximales durant le séisme ne sont pas forcément les déformations finales. On note également que le noyau se déforme en totalité vers l'aval. Cependant les déformations dans la partie supérieure du noyau tendent à s'incliner dans le sens opposé.

La Figure 6.24, la Figure 6.31, la Figure 6.38 et la Figure 6.45 présentent les déformations en cisaillements dans le noyau et les zones de transition amont et aval à la fin du tremblement de terre. On y observe que les déformations en cisaillement dans le noyau sont très faibles. Celui-ci reste donc dans le domaine élastique. À l'inverse, elles sont très importantes dans la zone de transition aval qui est donc le domaine plastique. En particulier, comme le montre la Figure 6.45, lors du tremblement de terre SMP Northridge le barrage expérimente dans sa zone de transition aval des déformations extrêmement sévères. Enfin, elles sont très faibles dans la zone amont jusqu'à l'élévation de 100 m. Au-delà, de cette élévation la zone de transition amont expérimente des déformations en cisaillement significatives.

La Figure 6.25, la Figure 6.32, la Figure 6.39 et la Figure 6.46 présentent les déformations horizontales à la fin de chacun des tremblements de terre. La Figure 6.26, la Figure 6.33, la Figure 6.40 et la Figure 6.47 présentent les déformations verticales à la fin de chacun des tremblements de terre. Dans les deux cas, déformations horizontales et verticales, on remarque que les formes des déformations sont identiques à la fin de chacun des quatre séismes. Seules les valeurs de ces déformations varient. Le séisme SMP Northridge est le séisme engendrant les plus grandes déformations.

6.6.1 Tremblement de terre Saguenay

Les résultats trouvés lors du tremblement de terre Saguenay sont présentés ci-dessous.

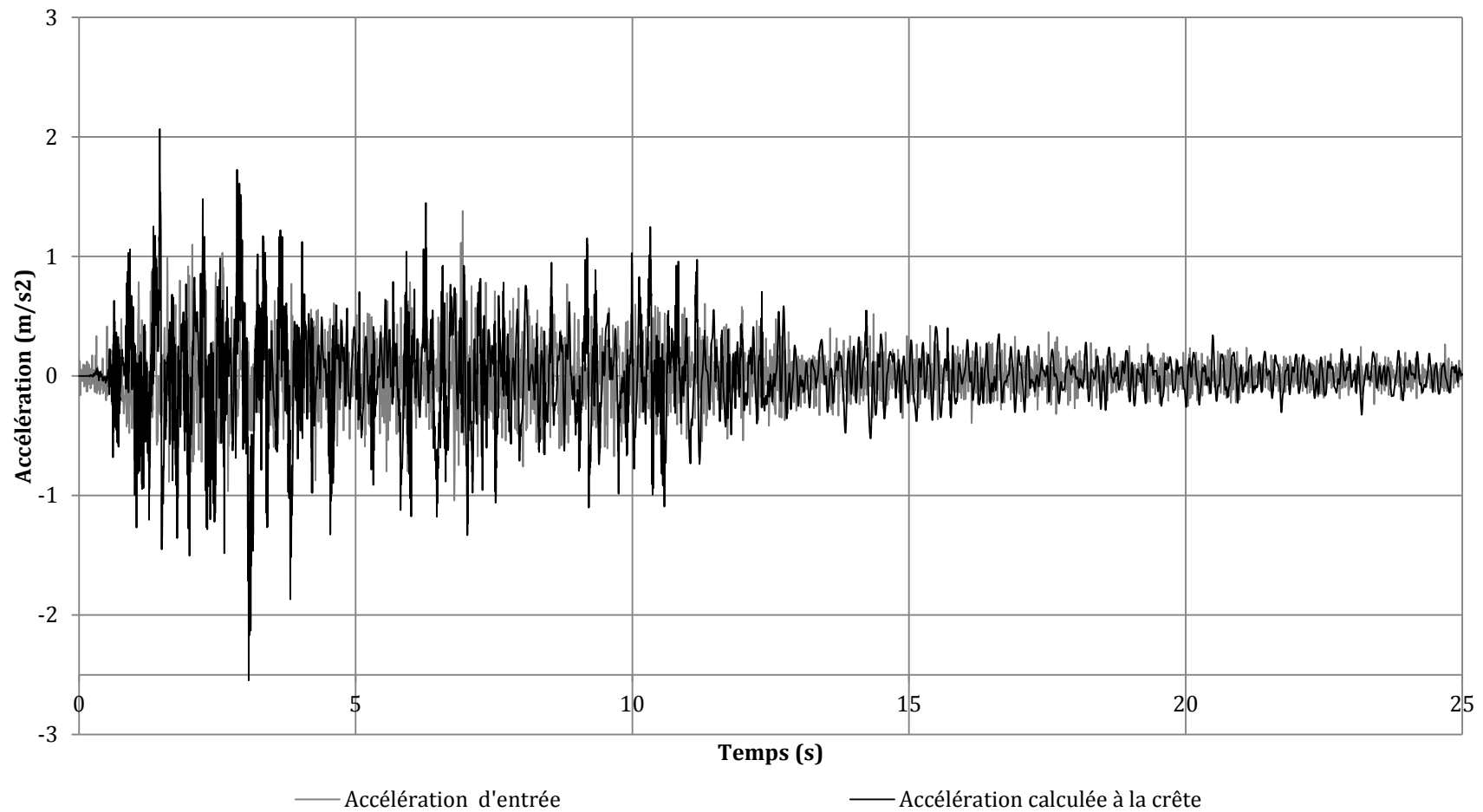


Figure 6.20 - Accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre Saguenay

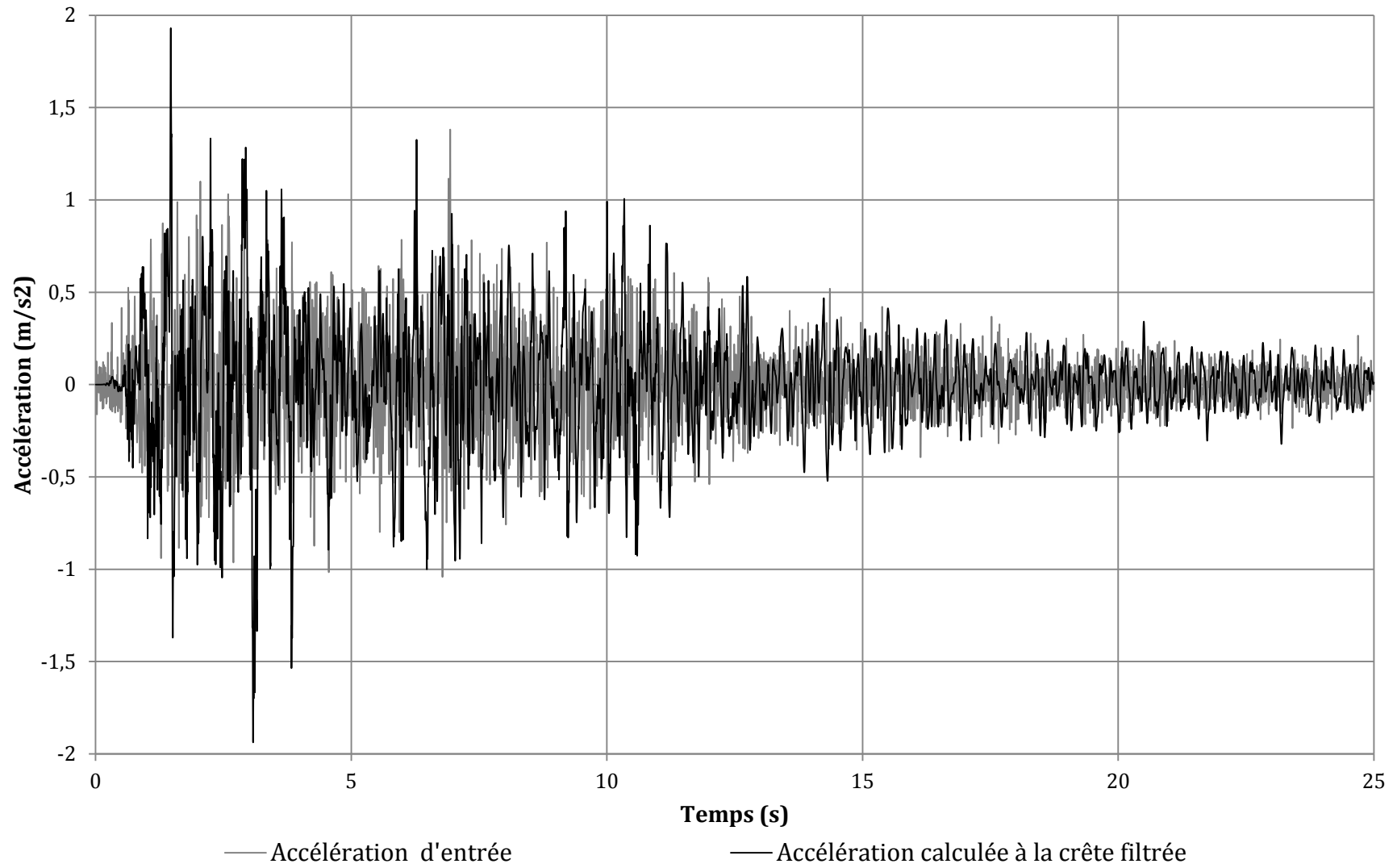


Figure 6.21 - Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre Saguenay

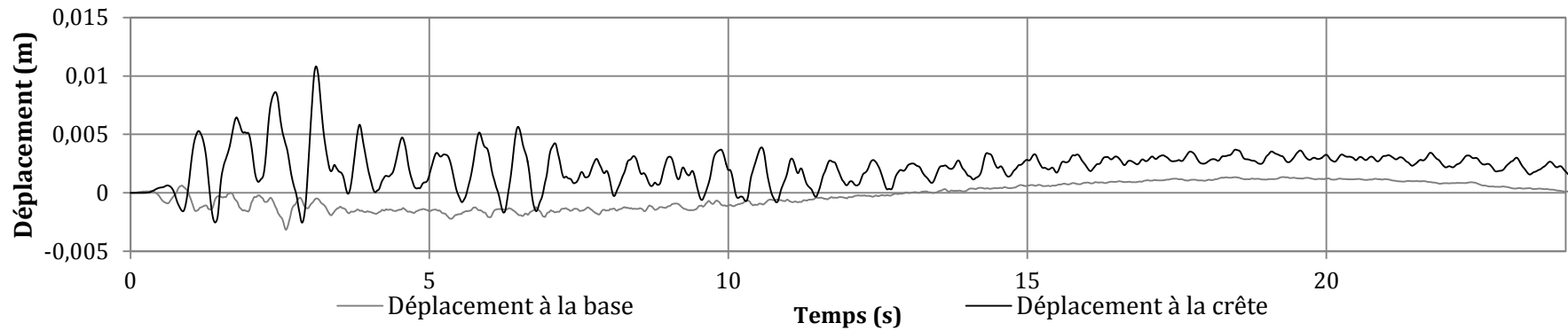


Figure 6.22 - Déplacements horizontaux à la crête et à la base de l'ACRD représentatif en fonction du temps pendant le tremblement de terre Saguenay

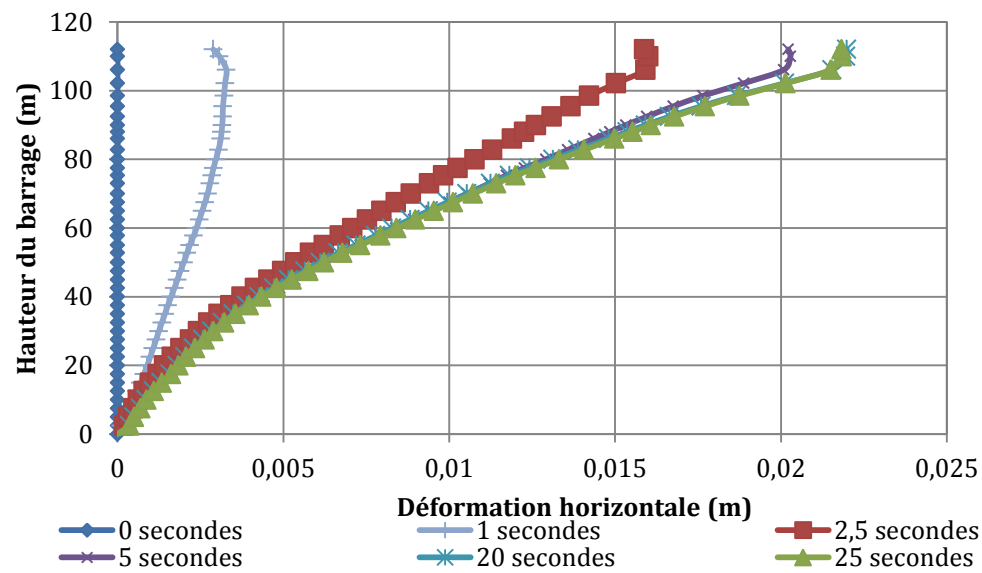


Figure 6.23- Déformation horizontale du noyau de l'ACRD représentatif durant le tremblement de terre Saguenay en fonction du temps

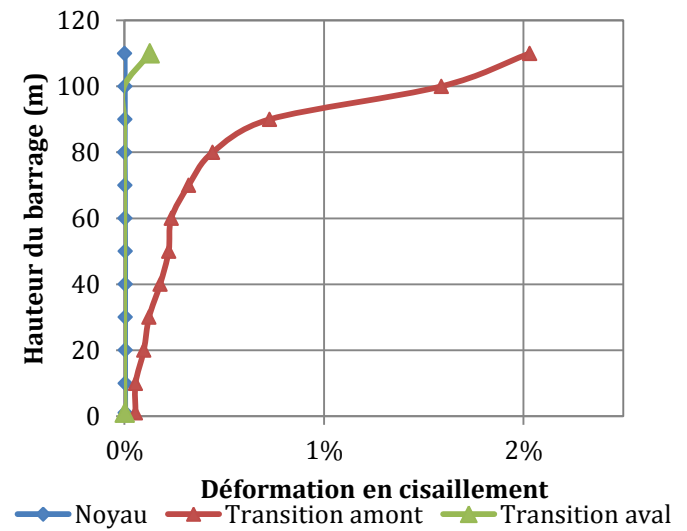


Figure 6.24 – Déformation en cisaillement dans le noyau de l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Saguenay

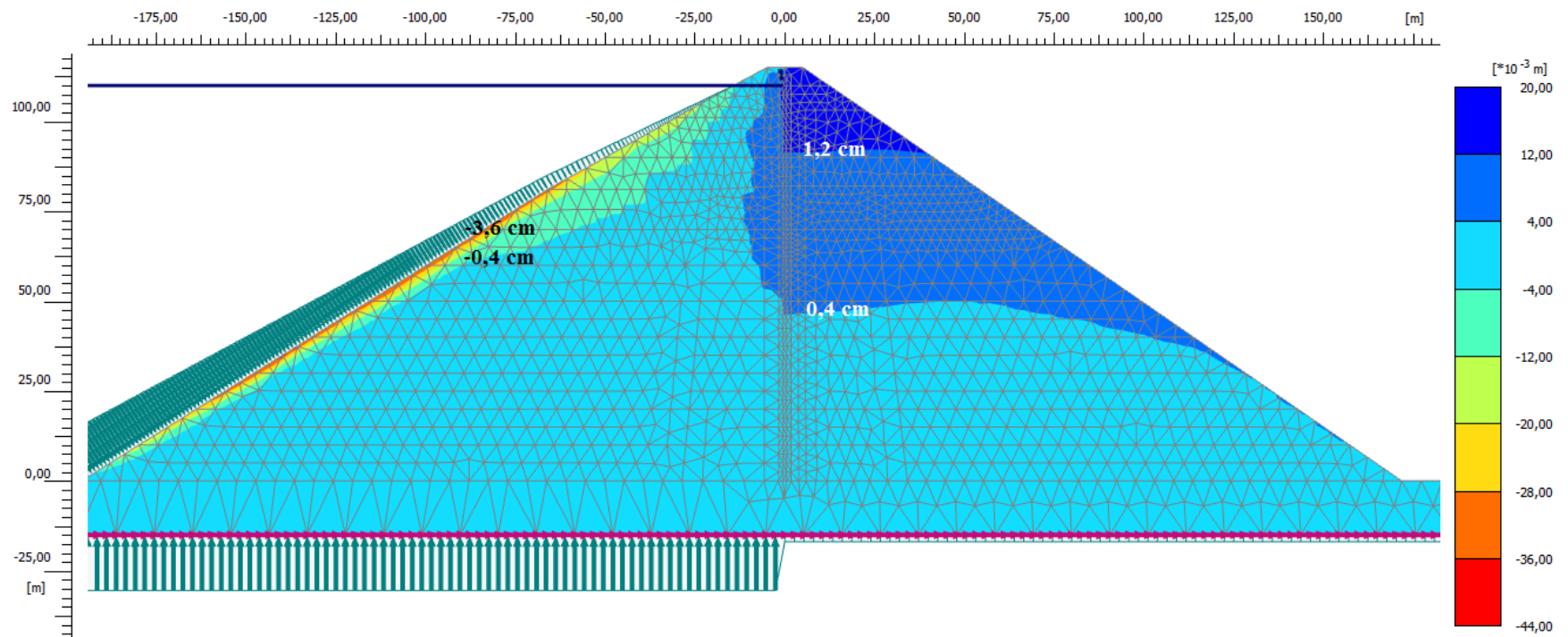


Figure 6.25 – Déformations horizontales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Saguenay

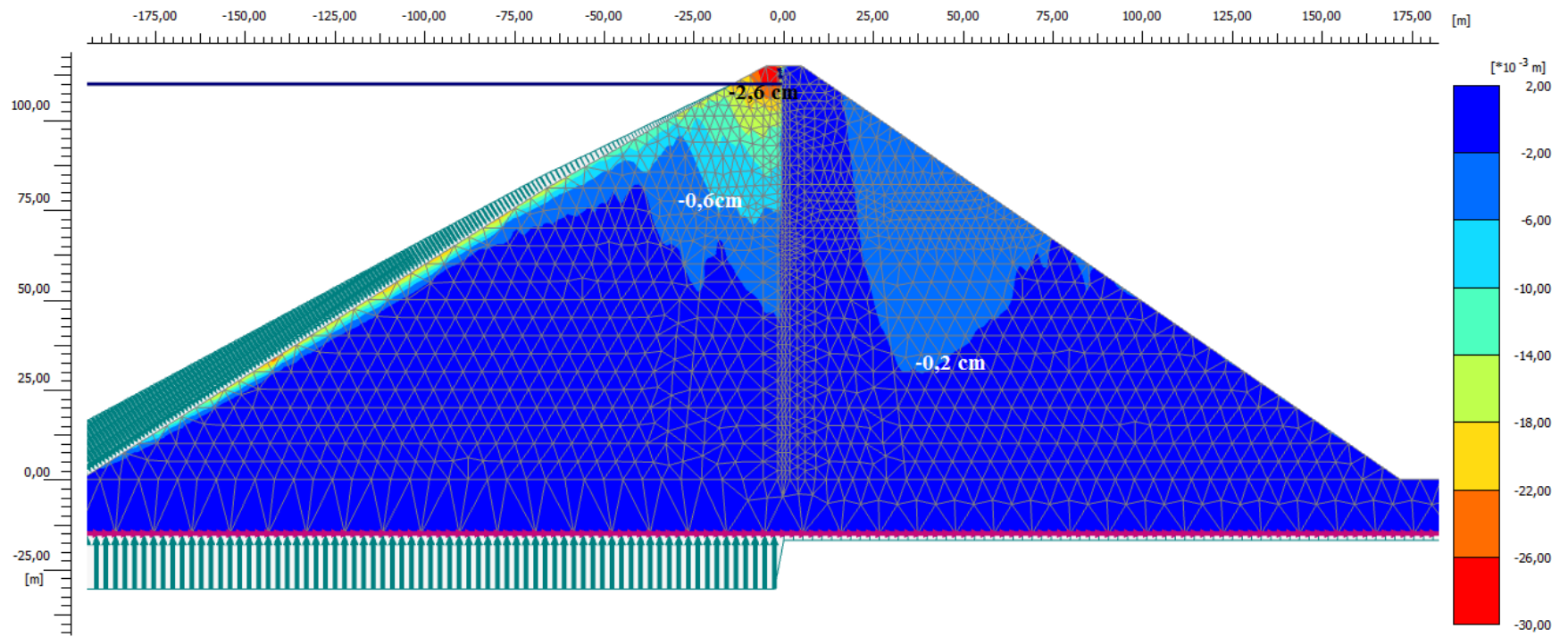


Figure 6.26– Déformations verticales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Saguenay

6.6.2 Tremblement de terre Northridge

Les résultats trouvés lors du tremblement de terre Northridge sont présentés ci-dessous.

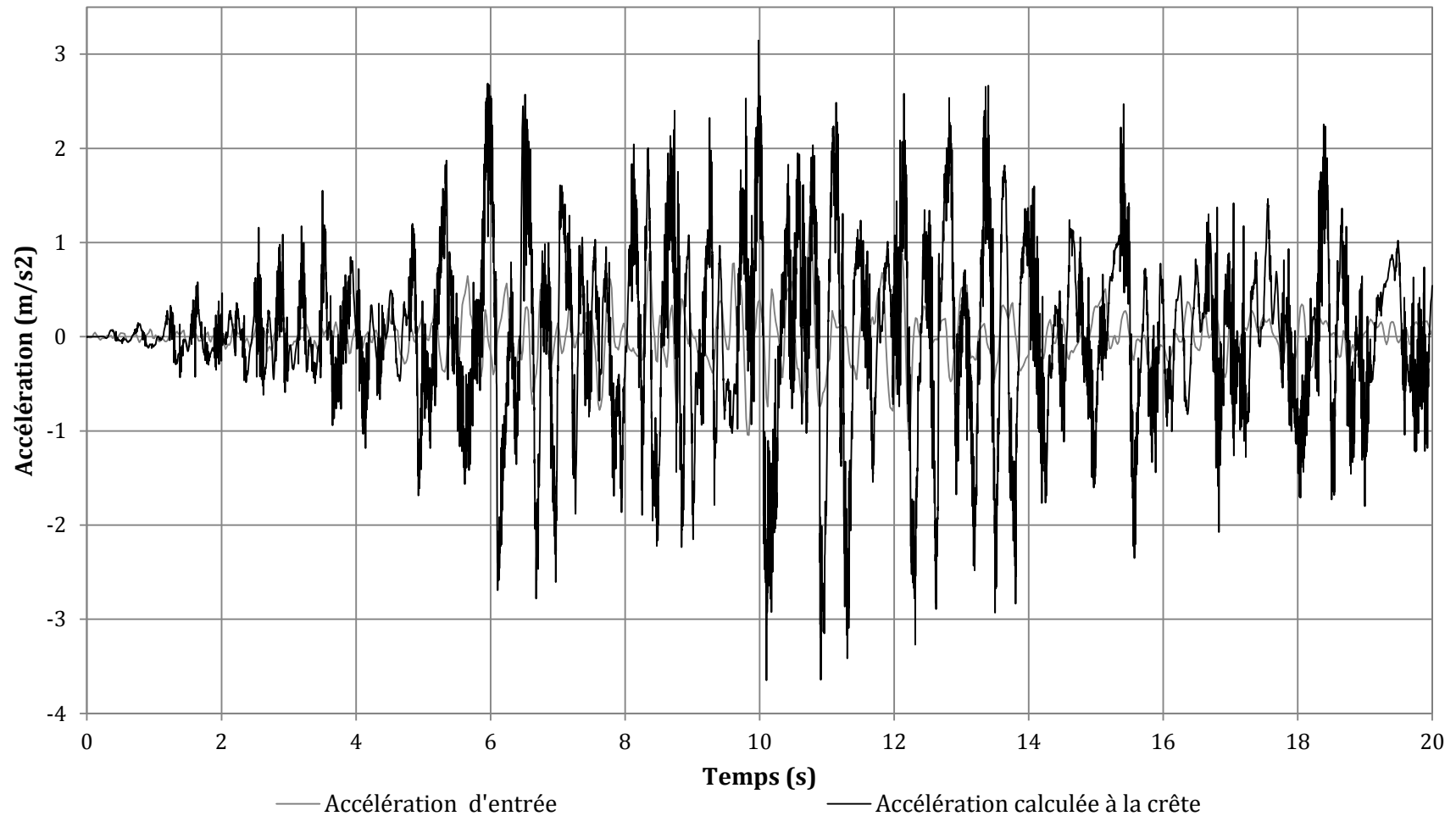


Figure 6.27 - Accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre Northridge

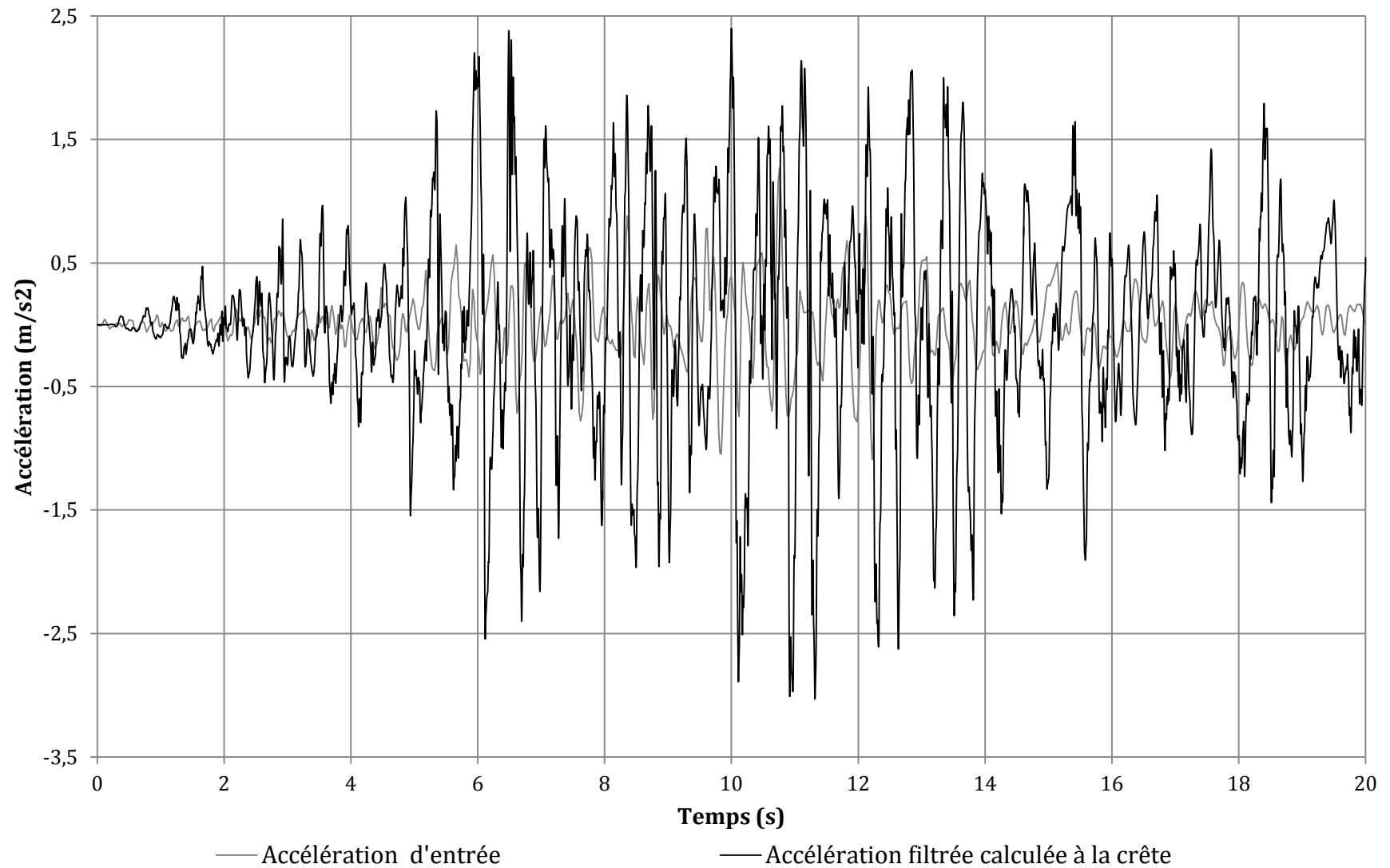


Figure 6.28 - Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre Northridge

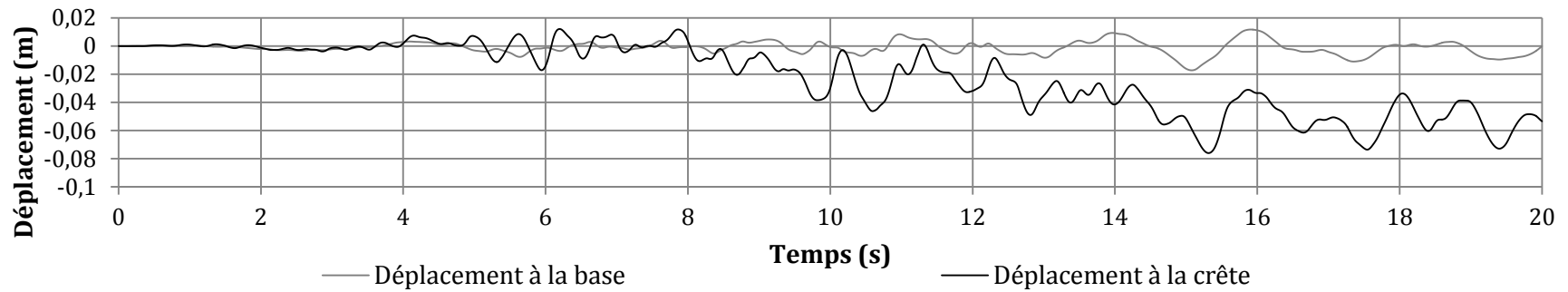


Figure 6.29 - Déplacements horizontaux à la crête et à la base de l'ACRD représentatif en fonction du temps pendant le tremblement de terre Northridge

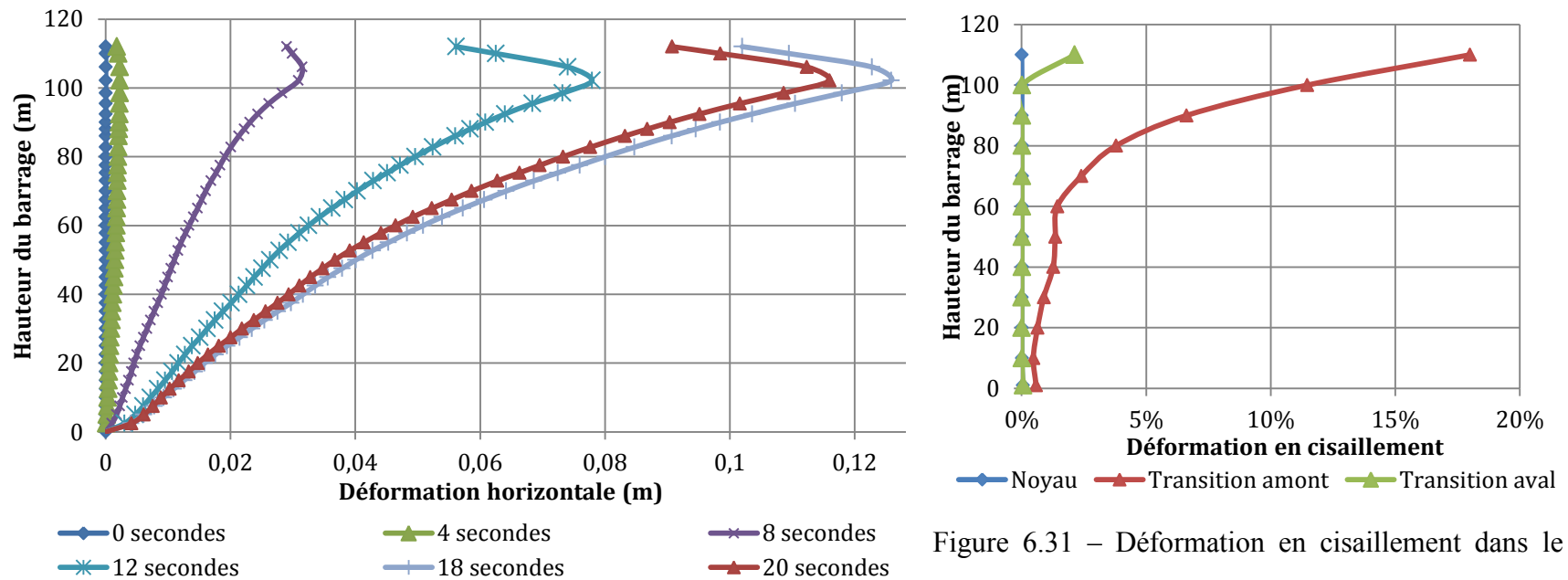


Figure 6.30- Déformation horizontale du noyau de l'ACRD représentatif durant le tremblement de terre Northridge en fonction du temps

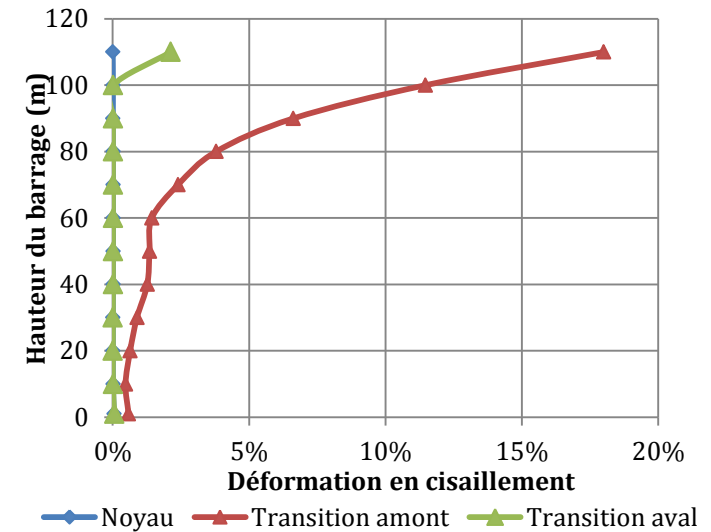


Figure 6.31 – Déformation en cisaillement dans le noyau et la zone de transition de l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Northridge

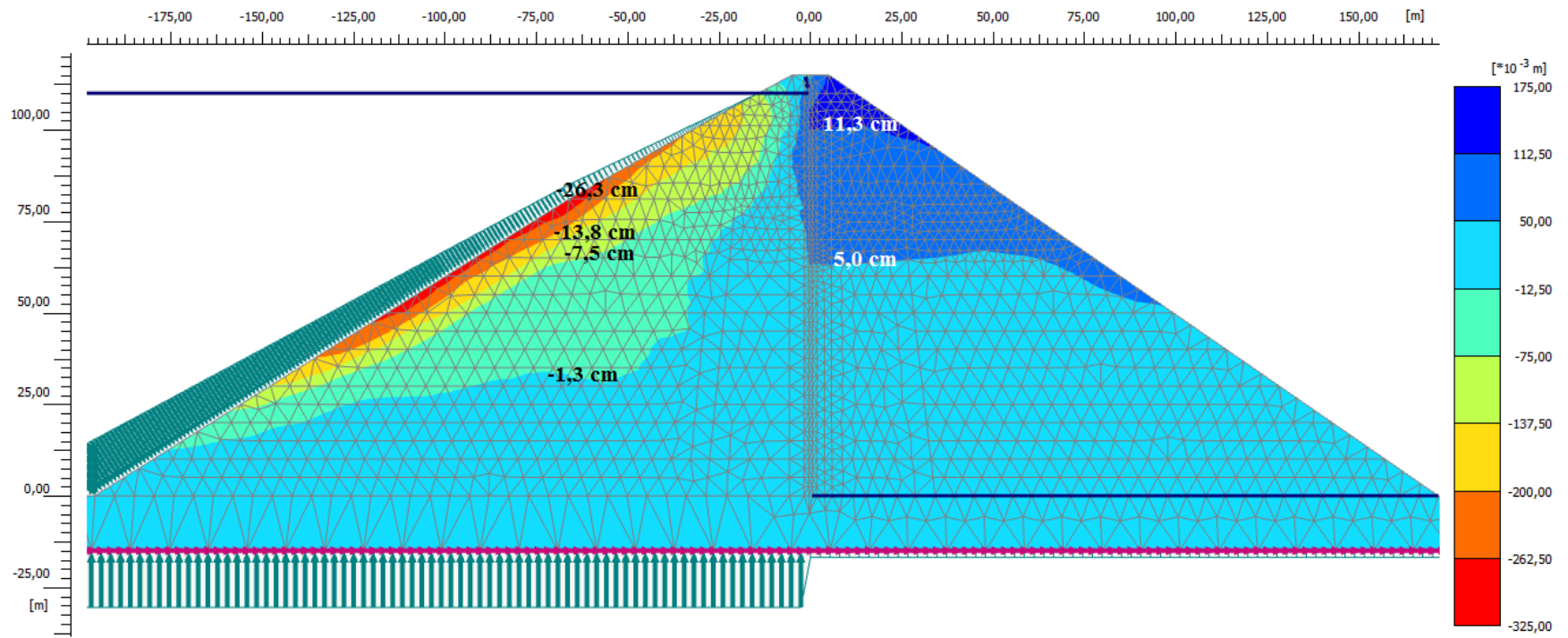


Figure 6.32 – Déformations horizontales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Northridge

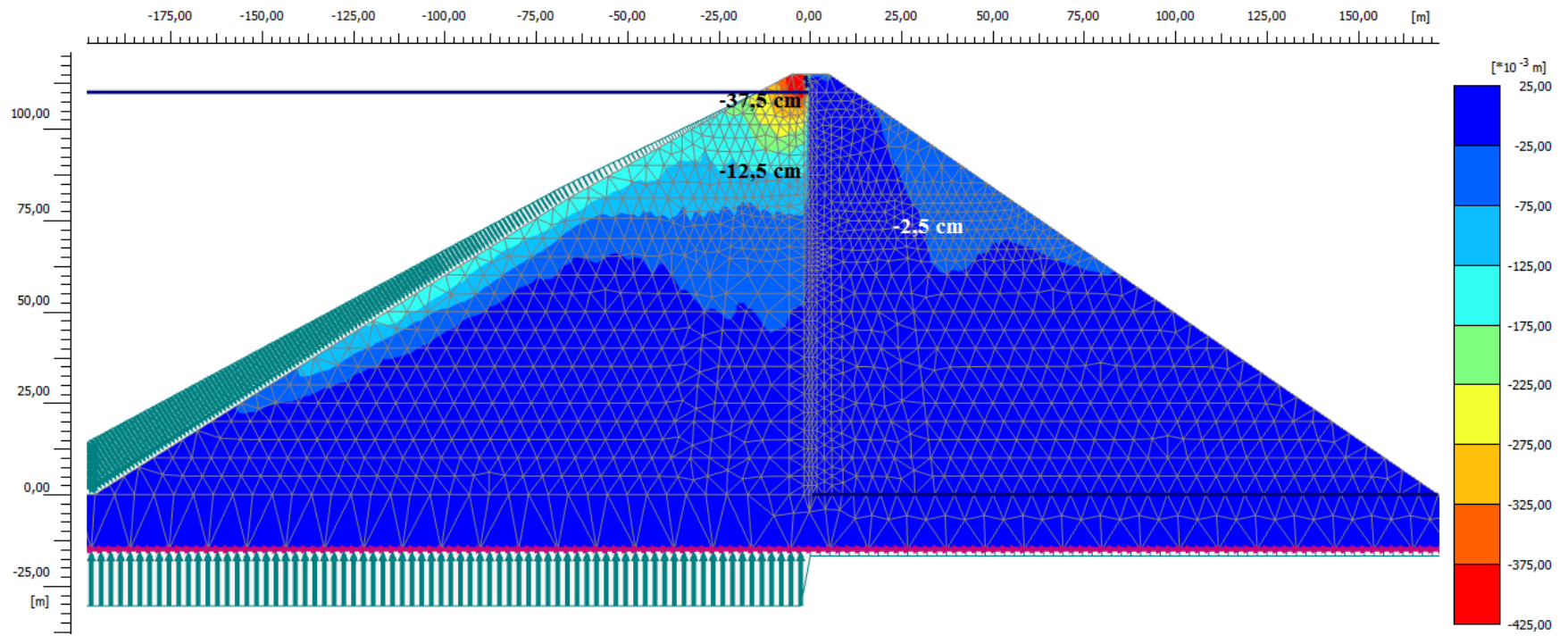


Figure 6.33– Déformations verticales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre Northridge

6.6.3 Tremblement de terre SMP Saguenay

Les résultats trouvés lors du tremblement de terre Saguenay sont présentés ci-dessous.

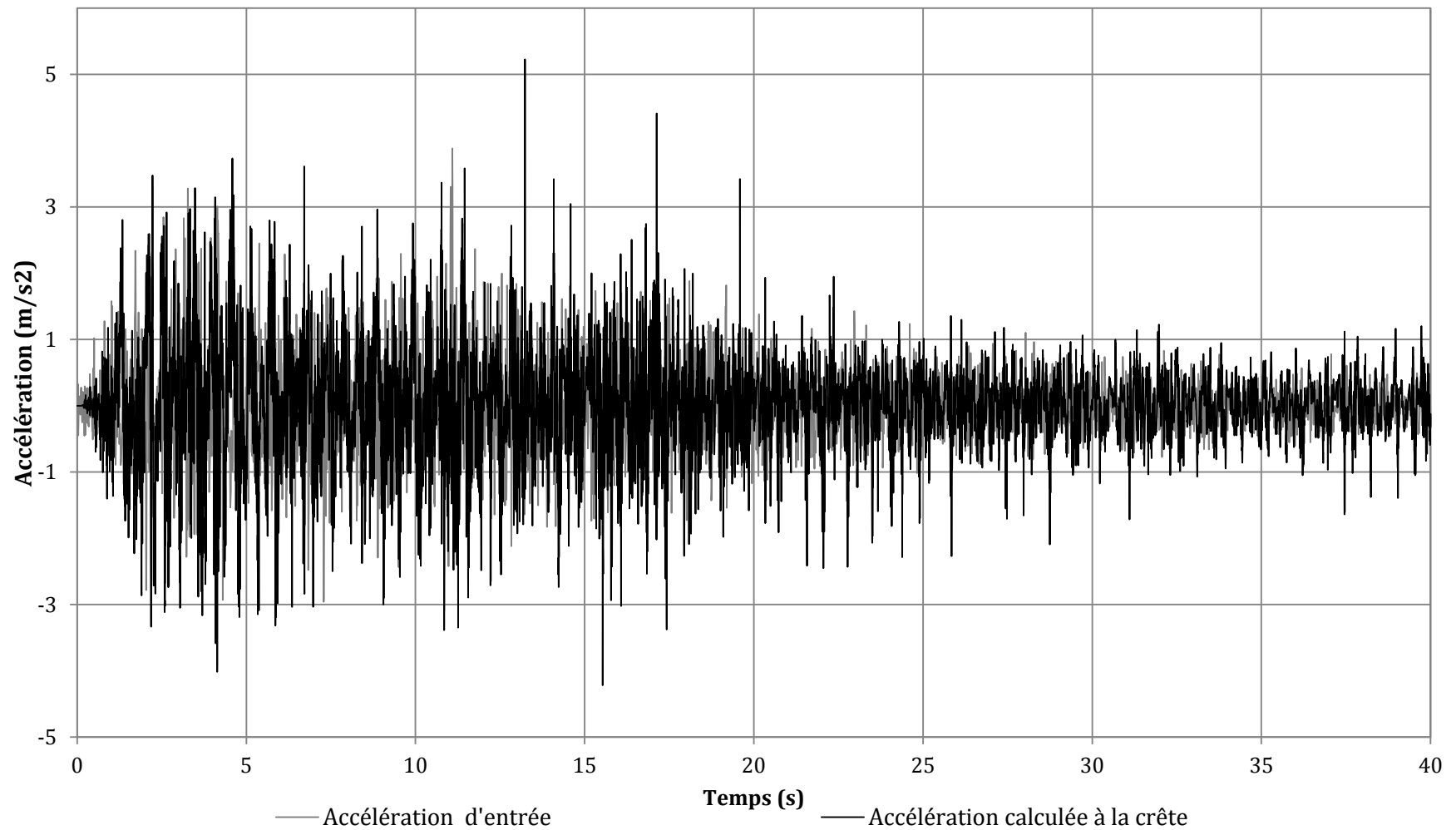


Figure 6.34 - Accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Saguenay

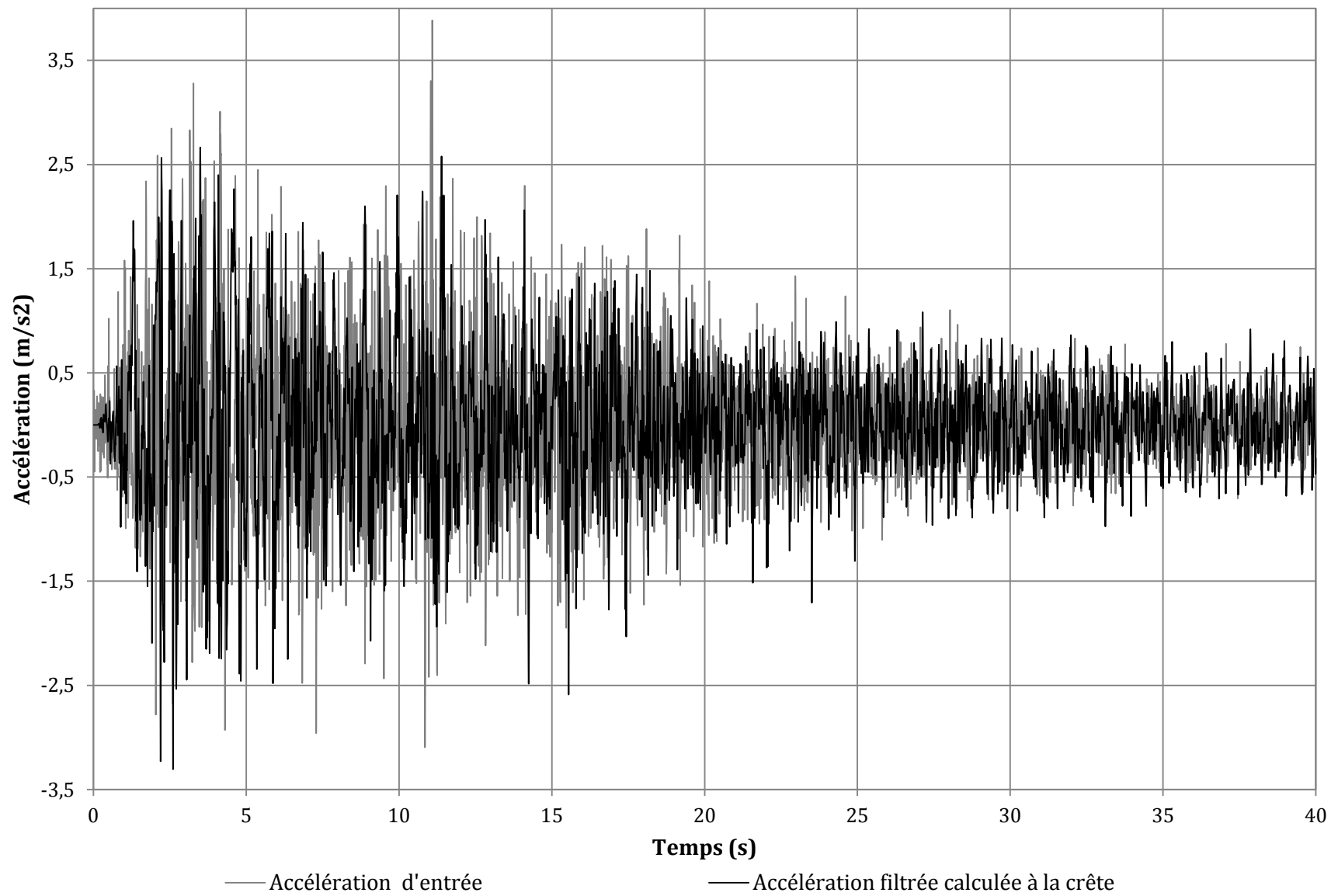


Figure 6.35 - Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Saguenay

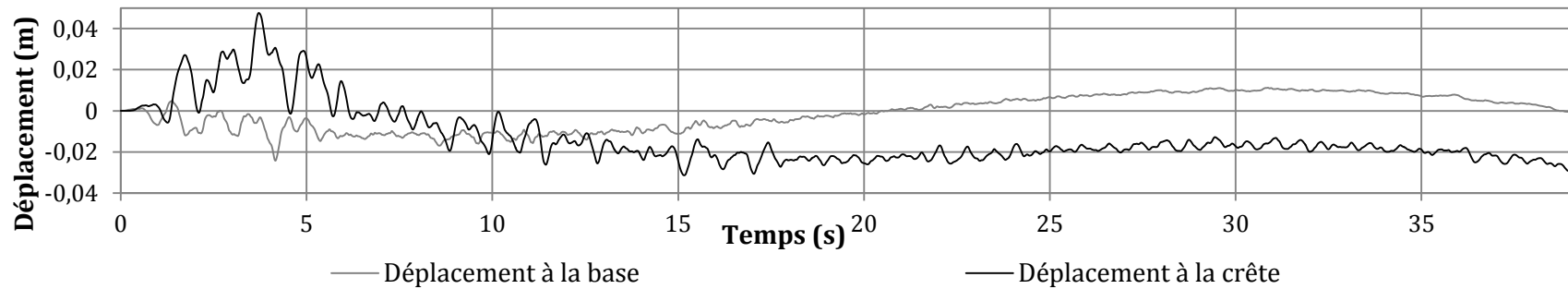


Figure 6.36 - Déplacements horizontaux à la crête et à la base de l'ACRD représentatif en fonction du temps pendant le tremblement de terre SMP Saguenay

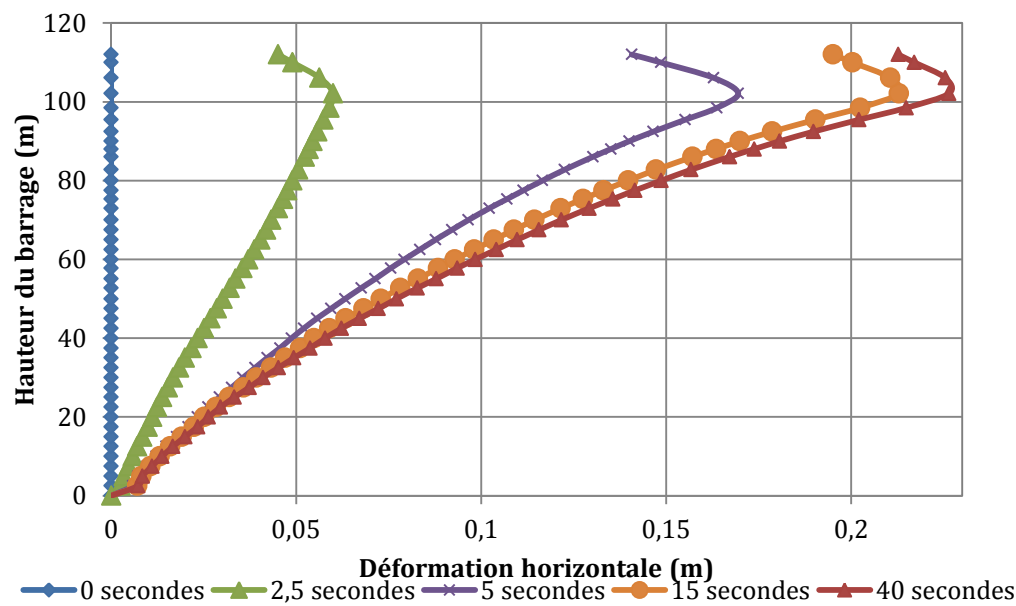


Figure 6.37- Déformation horizontale du noyau de l'ACRD représentatif durant le tremblement de terre SMP Saguenay en fonction du temps

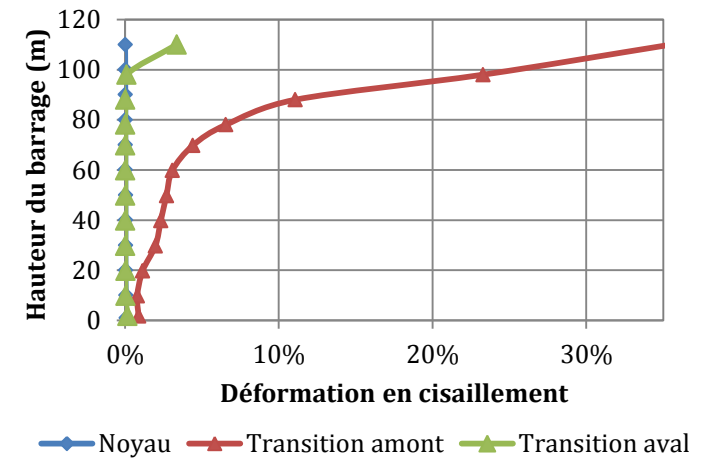


Figure 6.38 – Déformation en cisaillement dans le noyau et la zone de transition de l'ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Saguenay

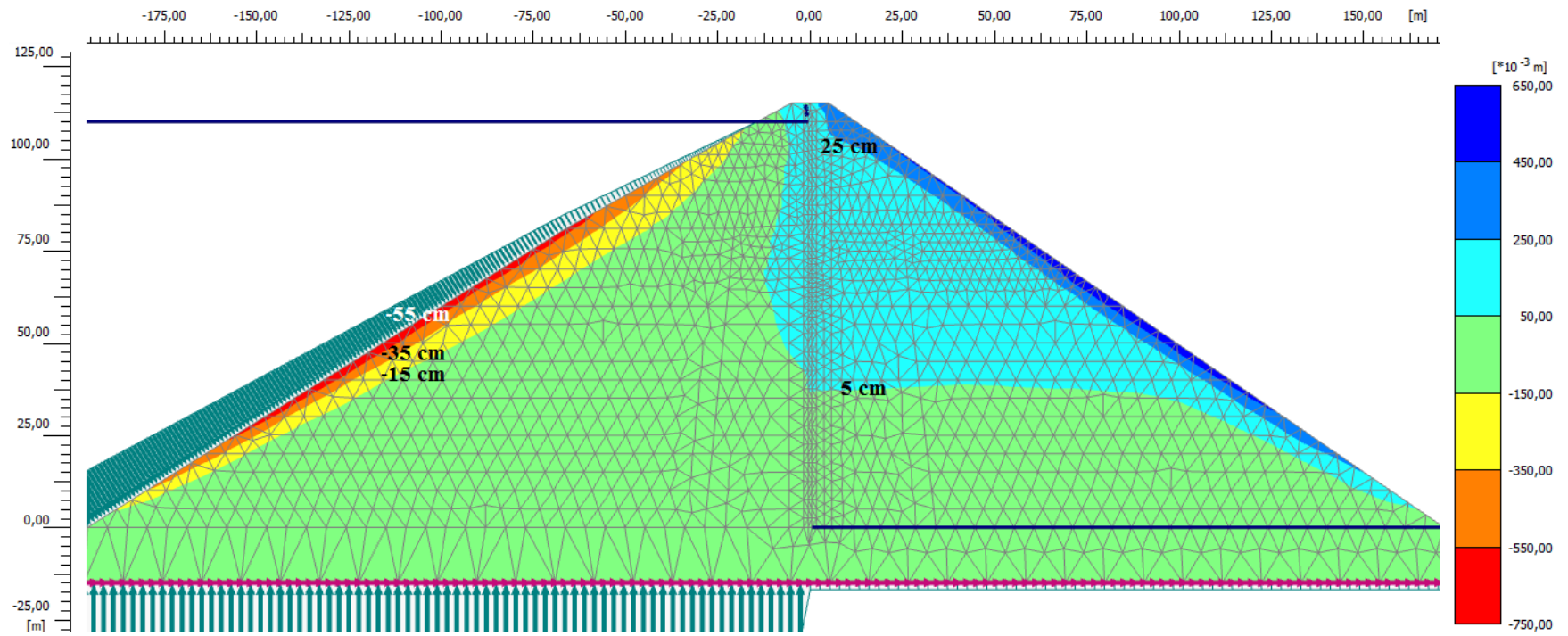


Figure 6.39 – Déformations horizontales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Saguenay

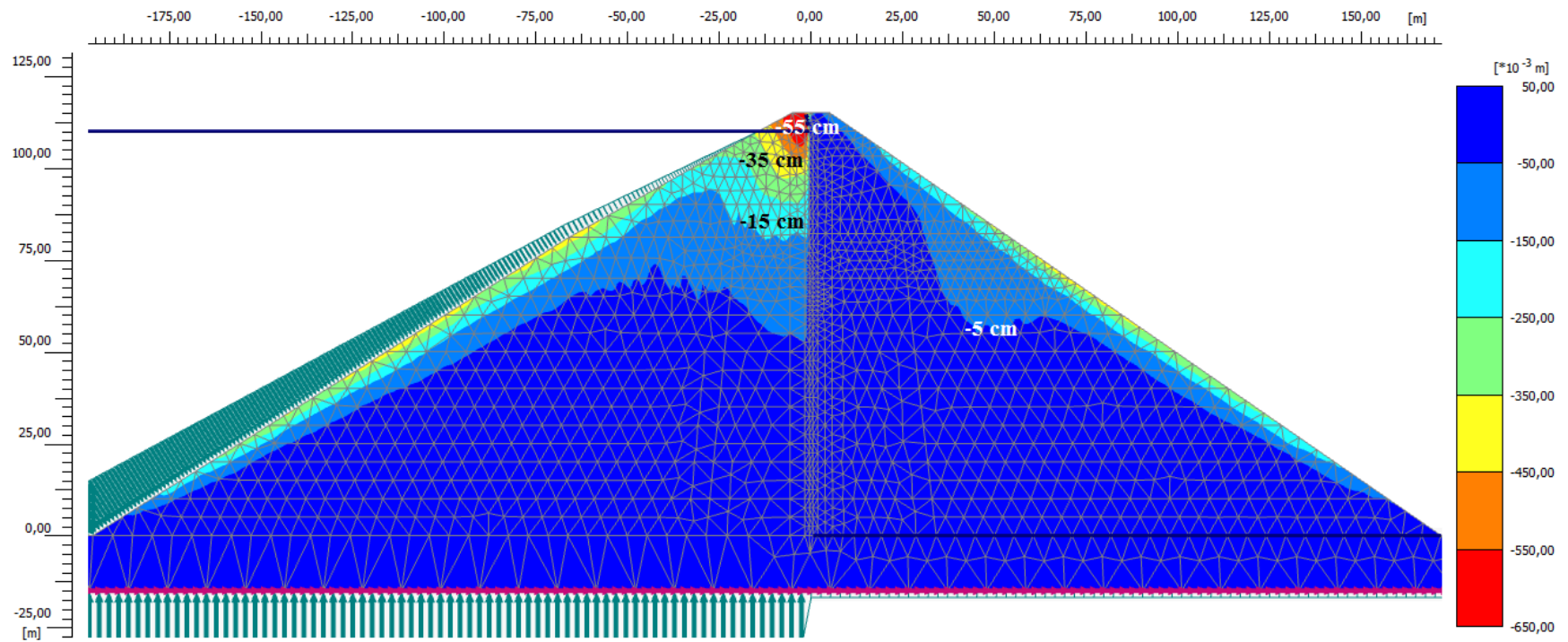


Figure 6.40– Déformations verticales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Saguenay

6.6.4 Tremblement de terre SMP Northridge

Les résultats trouvés lors du tremblement de terre SMP Northridge sont présentés ci-dessous.

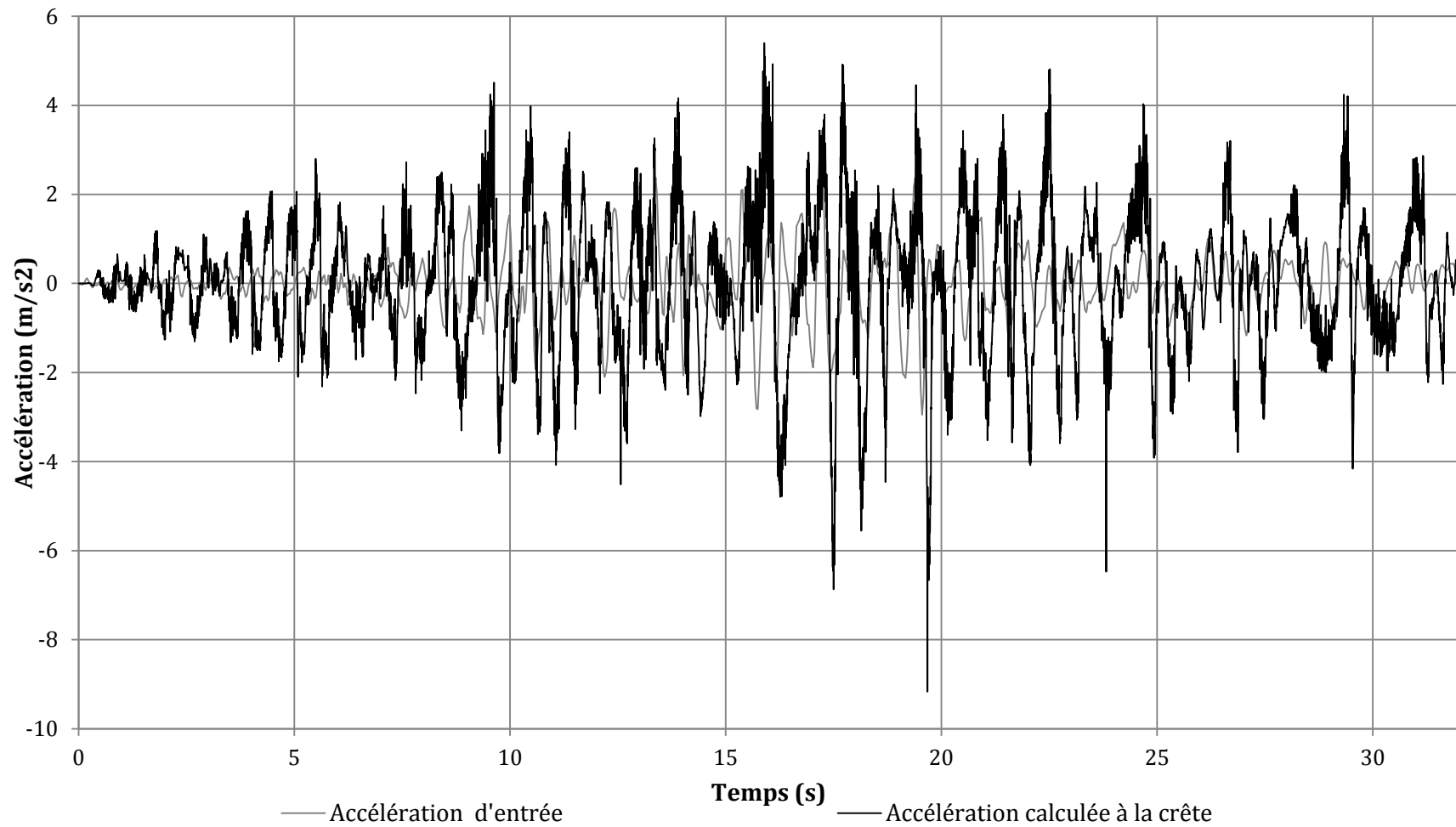


Figure 6.41 - Accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Northridge

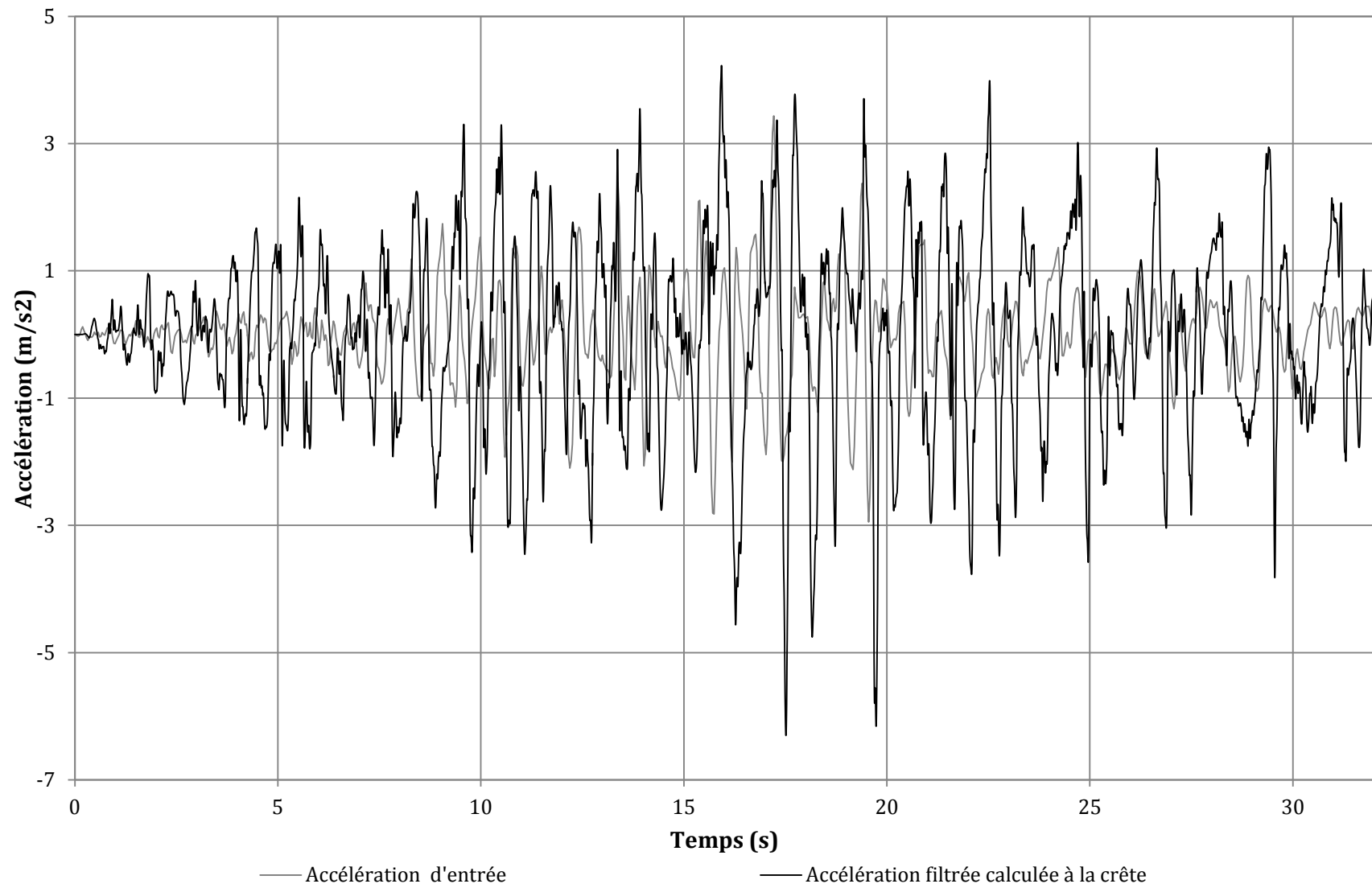


Figure 6.42 – Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Northridge

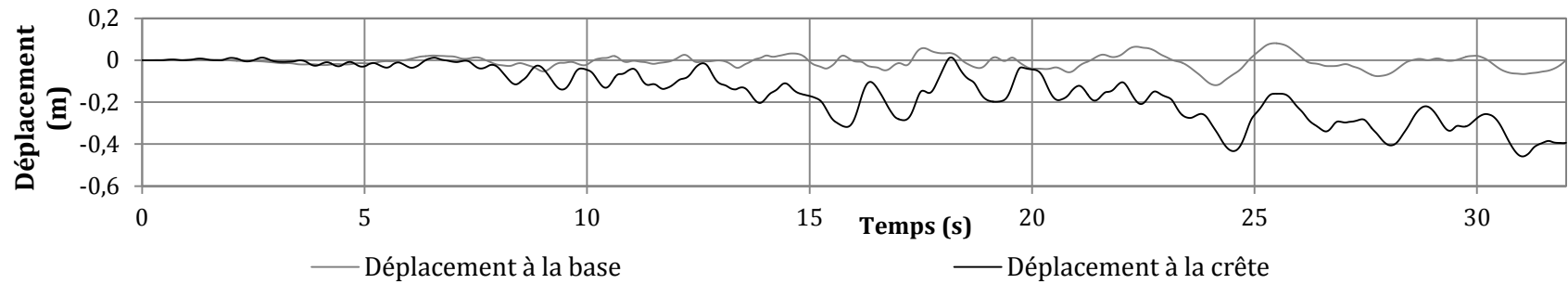


Figure 6.43 - Déplacements horizontaux à la crête et à la base de l'ACRD représentatif en fonction du temps pendant le tremblement de terre SMP Northridge

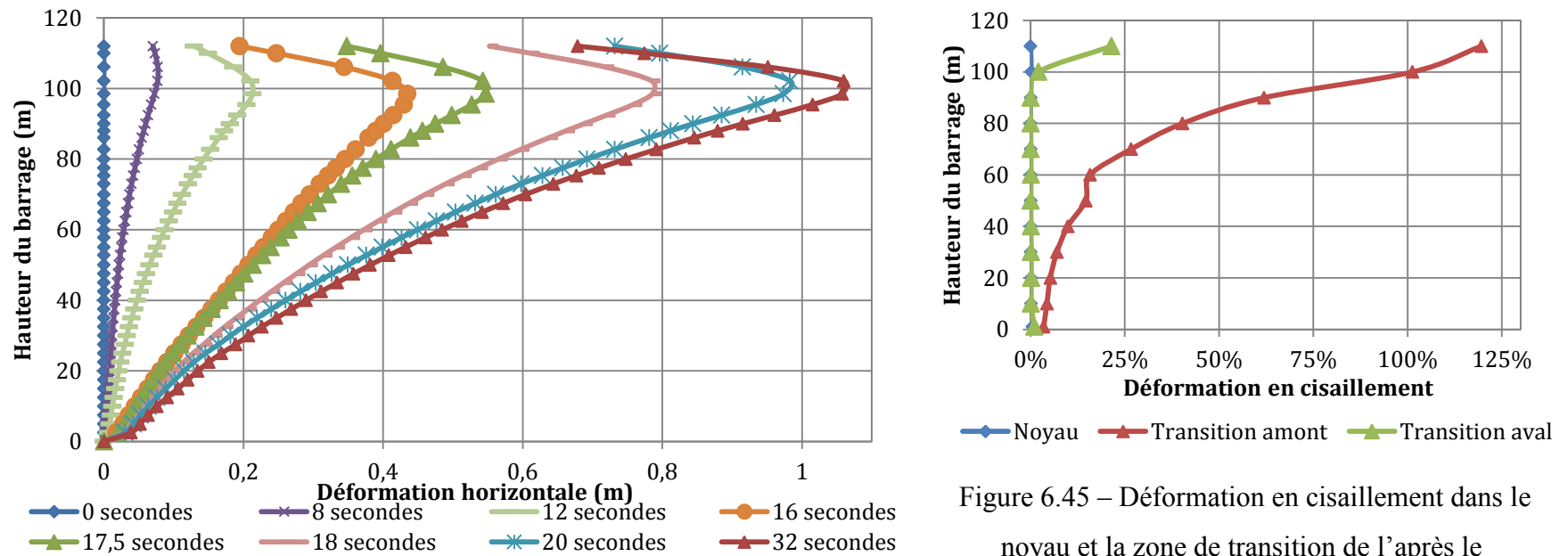


Figure 6.44- Déformation horizontale du noyau de l'ACRD représentatif durant le tremblement de terre SMP Northridge en fonction du temps

Figure 6.45 – Déformation en cisaillement dans le noyau et la zone de transition de l'après le tremblement de terre SMP Northridge

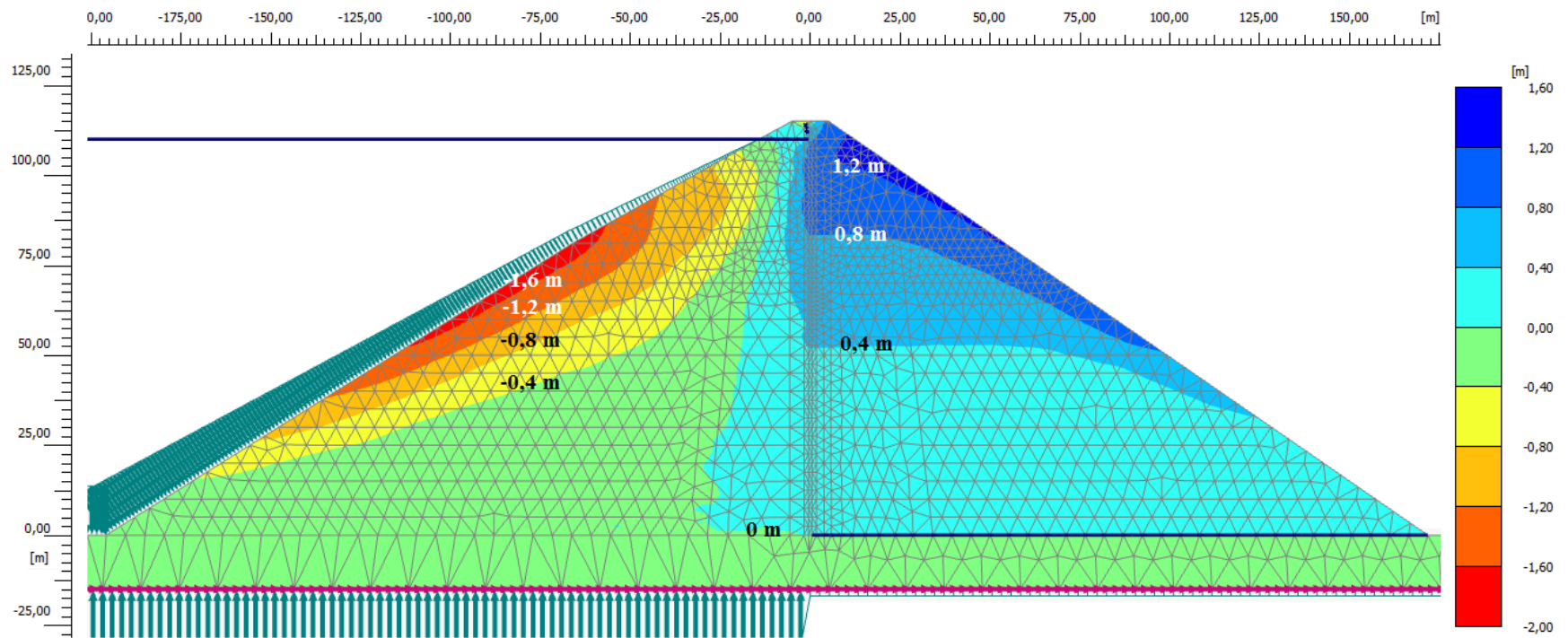


Figure 6.46 – Déformations horizontales dans l'ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Northridge

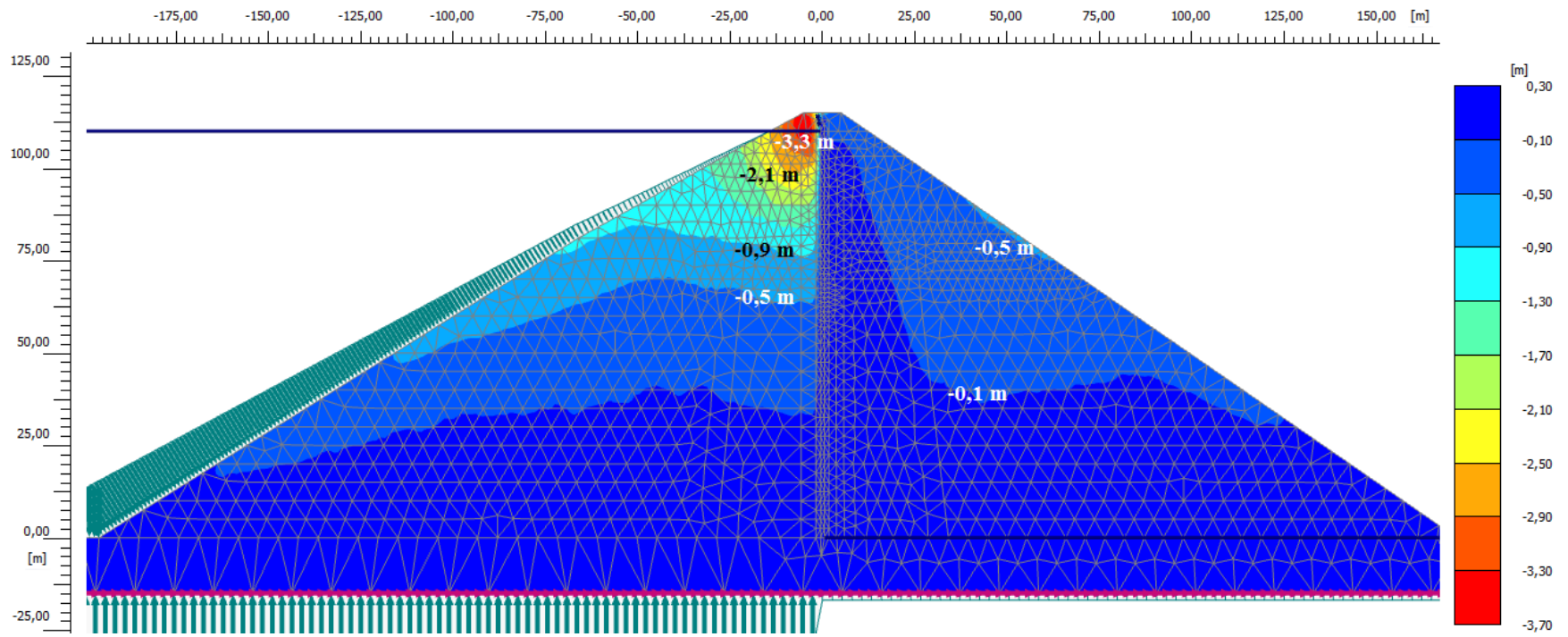


Figure 6.47– Déformations verticales dans l’ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Northridge

Ce séisme (SMP Northridge) est le seul cas dans lequel où la limitation des contraintes en tension est utilisée dans le noyau. Autrement dit, c'est le seul cas dans lequel se développent des contraintes en tension plus grande que la résistance du béton bitumineux. Il convient en premier lieu de rappeler qu'une hypothèse a été faite les contraintes admissibles en tension durant l'analyse sismique et statique sont les mêmes et sont égales à 0 kPa, ce qui est faux. La Figure 6.48 présente la localisation de tous les points en tension dans le noyau. On remarque deux choses : ceux-ci sont situés proche du niveau du réservoir, c'est-à-dire à l'endroit où la direction des déformations horizontales dans le noyau s'inverse, la tension ne se développe pas dans tous les nœuds du maillage situé sur une même élévation, autrement dit les contraintes en tensions développées sont relativement faibles et n'affectent pas le noyau sur toute sa largeur. Enfin, si une perte d'étanchéité devait se produire, les zones de transitions permettraient de drainer l'eau. De plus, leur répartition granulométrique permettrait de prévenir tout problème de suffusion. Dans son étude Wang (2008) présente une étude de perméabilité d'un béton bitumineux fissuré. Dans un cas, le débit de l'eau au travers ce béton bitumineux est de 800 mL/min^{-1} au commencement et de $3,5 \text{ mL/min}^{-1}$ au bout de 20h. Autrement dit, l'autocicatrisation du noyau se fait en quelques heures. Une diminution du niveau réservoir pourrait cependant être faite afin de s'assurer de la sécurité de l'ouvrage.

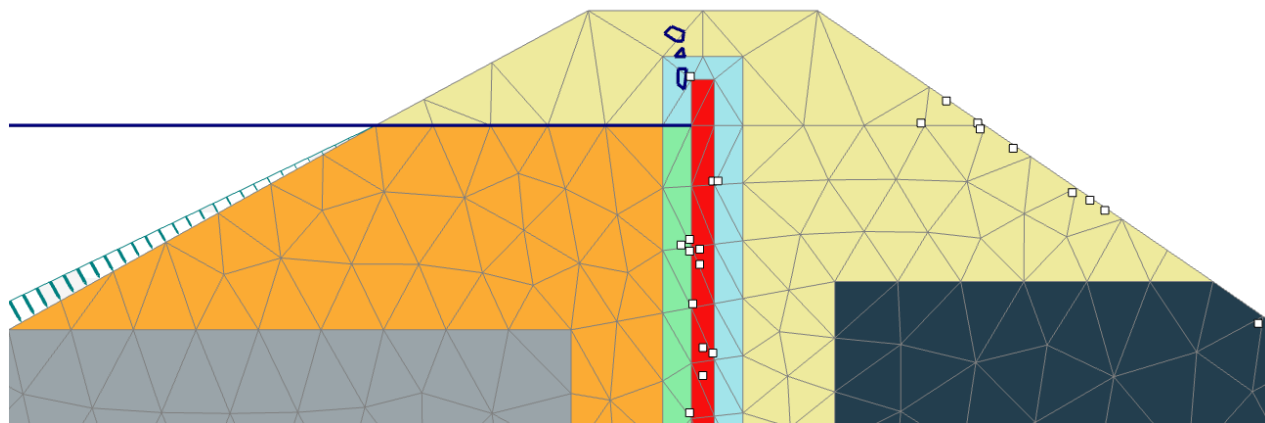


Figure 6.48 - Points de rupture en tension dans la partie supérieure de l'ACRD représentatif après le tremblement de terre SMP Northridge

6.6.5 Résumé des résultats

Les déformations horizontales du noyau de l'ACRD représentatif à la fin des quatre séismes sont présentées à la Figure 6.49. On remarque que les déformations dans le noyau sont plus importantes pour les séismes Northridge et SMP Northridge que pour respectivement, les séismes Saguenay et SMP Saguenay. La Figure 6.50 présente les déformations horizontales du noyau de l'ACRD représentatif à la fin des quatre séismes sommés avec les déformations horizontales dans le noyau après remplissage. En effet, dans l'analyse numérique pour étudier le comportement du barrage durant le séisme les déformations sont réinitialisées à zéro au début de l'analyse dynamique. Or, dans la réalité le noyau s'est déformé horizontalement suite au remplissage du réservoir.

Les déformations en cisaillement de la zone de transition amont à la Figure 6.51. On remarque que la encore les déformations cisaillement dans la zone de transition amont sont plus importantes pour les séismes Northridge et SMP Northridge que pour respectivement, les séismes Saguenay et SMP Saguenay.

Le Tableau 6.14 résume les déformations maximales ainsi que les facteurs d'amplifications trouvés lors des quatre analyses. La des facteurs d'amplification ainsi que celles de l'accélération maximale et de l'intensité d'Arias à la crête correspondent aux accélérations filtrées. Ce tableau montre que lors du tremblement terre SMP Northridge, les déformations maximales horizontales et verticales mais aussi que l'accélération maximale à la crête et l'intensité d'Arias à la crête sont les plus importantes. Ceci confirme bien que c'est ce tremblement de terre qui le cas le plus critique étudier dans ce mémoire.

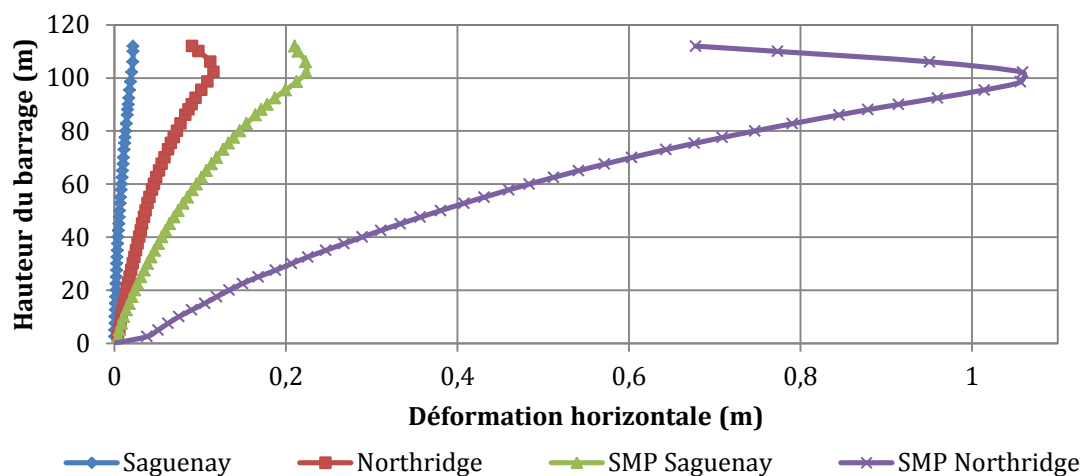


Figure 6.49 – Déformations horizontales du noyau de l'ACRD représentatif à la fin des différents séismes

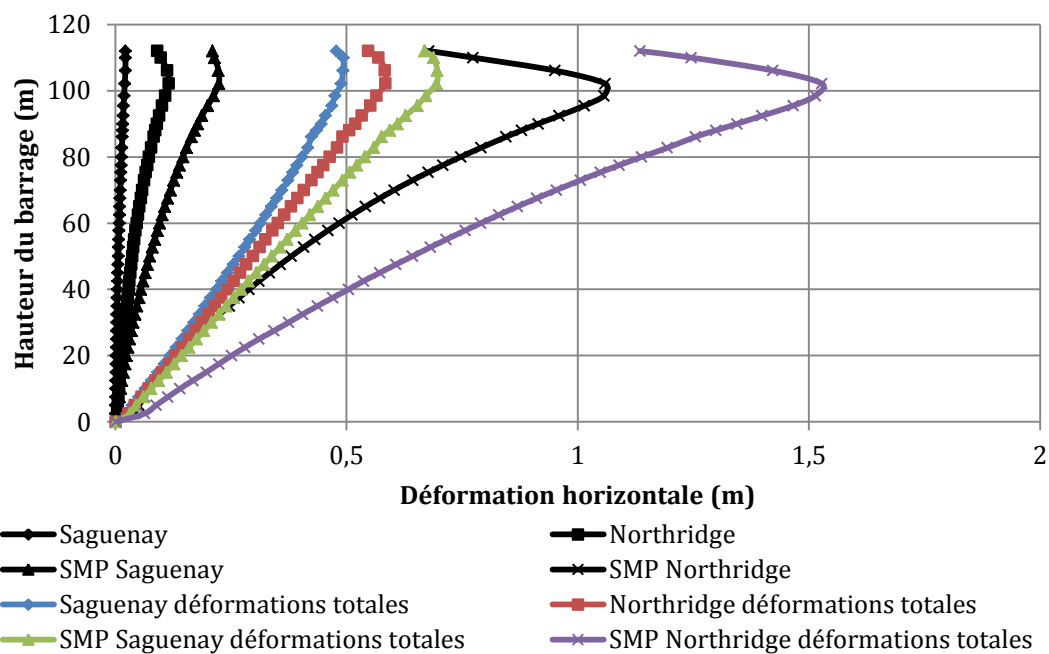


Figure 6.50 – Comparaison des déformations horizontales du noyau de l'ACRD représentatif à la fin des différents séismes en incluant les déformations après remplissage ou non

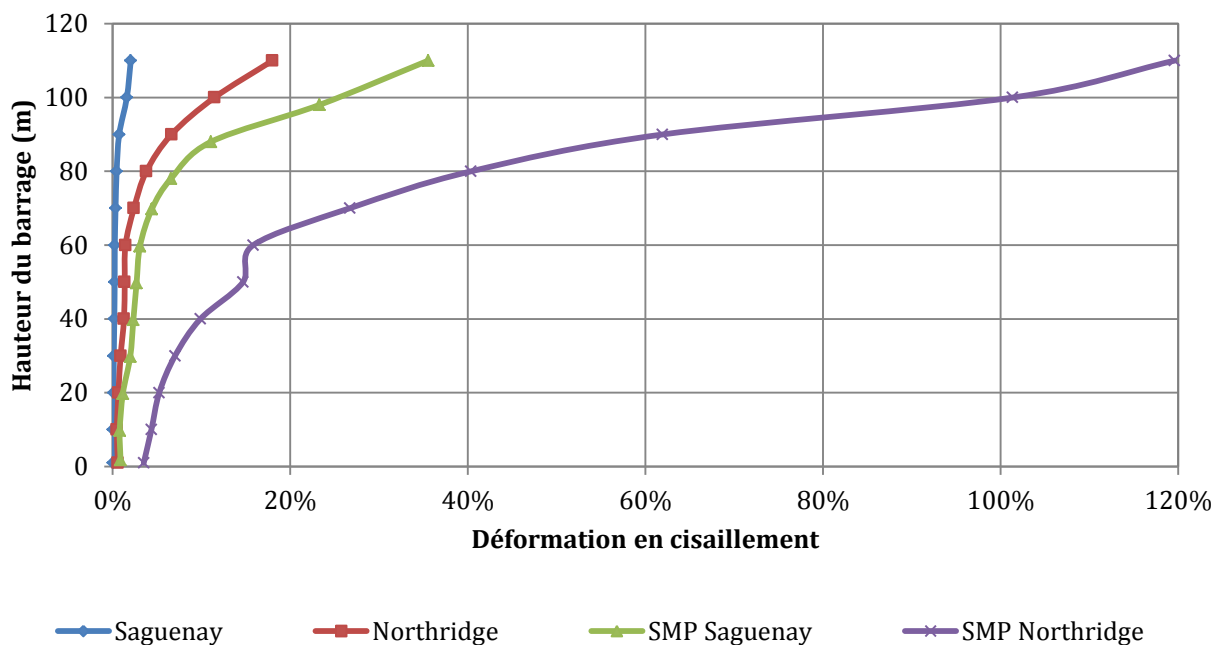


Figure 6.51 – Déformations en cisaillement de la zone de transition amont de l'ACRD représentatif à la fin des différents séismes

Tableau 6.14 - Déformations maximales, accélérations, intensité d'Arias et facteurs d'amplifications calculés pour l'ACRD représentatif soumis aux différents tremblements de terre

	Déformation maximale horizontale (m)	Déformation maximale verticale (m)	Accélération maximale à la crête (m/s^2)	Facteur d'amplification des accélérations	Intensité d'Arias à la crête (m/s)	Facteur d'amplification de l'intensité d'Arias
Saguenay	-0,04	-0,03	1,9	1,4	0,36	2,1
Northridge	-0,31	-0,42	3,0	2,4	2,34	11,0
SMP Saguenay	-0,74	-0,62	3,3	0,9	2,60	1,1
SMP Northridge	-1,90	-3,50	6,3	1,8	11,16	4,5

6.6.6 Discussion

D'après les résultats présentés, divers commentaires peuvent être faits :

- Il est possible d'observer dans les figures présentant les accélérations à la crête du barrage des changements très rapides par moments dans le signal ainsi que des points de singularités. Ces changements peuvent être qualifiés d'instabilités et sont dus au modèle mathématique utilisé. À noter que ces instabilités numériques n'apparaissent pas avec le modèle Mohr-Coulomb. Le filtrage de ces signaux permet d'obtenir des résultats plus réalistes.
- Lorsque la fréquence du tremblement de terre est élevée (Saguenay et SMP Saguenay), l'amplification du tremblement de terre à la crête est moins importante que quand la fréquence est plus basse. Il est possible de s'interroger sur la finesse du maillage permettant de transmettre correctement les ondes. Cependant, le maillage de la fondation permet de transmettre correctement l'onde jusqu'à la surface. Or, il est similaire voir plus grossier que le maillage utilisé dans le corps du barrage. Cette hypothèse peut donc être raisonnablement écartée. À priori, ce phénomène est principalement dû au changement très rapide de direction de la sollicitation. En effet, le barrage aura peu de temps pour se déformer dans le sens de la sollicitation, car la sollicitation suivante, qui est en sens inverse, sera déjà en train d'être propagée. Ceci est d'autant plus vrai que, comme il est possible de l'observer avec le tremblement de terre Saguenay et SMP Saguenay, plus l'amplitude de la sollicitation est grande moins chaque onde aura la possibilité d'agir sur le barrage. Ceci pourrait expliquer l'amplification relativement faible de l'accélération lors du tremblement de terre SMP Saguenay.
- Il est possible de noter, du moins dans les cas étudiés, qu'une certaine relation existe entre l'intensité d'Arias calculée à la crête du barrage et les déformations finales. En effet, lors du séisme Saguenay, les déplacements à la fin du tremblement de terre sont faibles et l'intensité d'Arias calculée à la crête aussi. Or, lors du tremblement de terre SMP Northridge, les déformations finales et l'intensité d'Arias calculée à la crête sont grandes. Il est donc possible de constater que plus l'intensité d'Arias augmente plus les déplacements finaux augmentent.

- Les déformations horizontales dans le noyau sont presque linéaires jusqu'à une hauteur d'environ 100 m. Au-delà de cette hauteur, le sens des déformations a tendance à s'inverser. Cette déformation systématique vers l'aval du noyau est due à la poussée exercée par le réservoir sur la paroi. L'inversion correspond presque au niveau du réservoir, c'est-à-dire à la zone où la poussée du réservoir sur le noyau est faible ou nulle.
- Dans le cas le plus critique, c'est-à-dire les déformations horizontales dans le noyau après le tremblement de terre SMP Northridge, des déformations de plus de un mètre sont prédites à la hauteur de 100 dans le noyau. Cela peut sembler important, mais cela correspond dans la réalité à une déformation de moins de 1 cm par mètre linéaire. Or, d'après les caractéristiques élastique et souple du béton bitumineux, cette déformation est donc acceptable. De plus, il n'y a aucune contrainte de tension en dessous de l'élévation 100 m. Il n'y a donc pas de risque de perte d'étanchéité en dessous de cette élévation.
- Le changement de direction des déformations horizontales dans le noyau après le tremblement de terre, légèrement en dessous du niveau du réservoir, engendre des contraintes de tensions du côté aval. Ceci pourrait entraîner une perte d'étanchéité. Cependant, il faut rappeler qu'une limitation des contraintes de tension de 0 kPa a été utilisée dans le noyau, ce qui est inexact durant une sollicitation dynamique puisque le béton bitumineux possède alors un comportement cohésif. Ces contraintes de tension restent inférieures à celles admissibles par le béton bitumineux, il n'y a donc pas de risque de fissuration en tension durant le séisme. Cette hypothèse conservatrice a été faite pour prendre en compte le comportement non cohésif du béton bitumineux à l'état statique. Des fissures pourraient donc apparaître après tremblement de terre puisque des déformations sont permanentes. Mais, même si c'était le cas la localisation aval de l'apparition de ces fissures serait moins critique que si elles se trouvaient en amont. De plus, ce phénomène est localisé à une élévation, c'est-à-dire un point précis. Or, à cette élévation, la pression de l'eau est relativement faible. Ainsi cette perte d'étanchéité, si elle se produisait, ne serait pas critique vis-à-vis de la sécurité de l'ouvrage. De plus, les fissures se résorberaient grâce à la propriété « d'autocicatrisation » du béton bitumineux.

- La représentation de la déformation horizontale du noyau en fonction du temps a permis de mettre en évidence que le moment où le noyau subit le plus de déformations n'est pas nécessairement à la fin du séisme. Autrement dit, le moment le plus critique n'est pas, nécessairement l'état final.
- La présentation des déformations en cisaillement dans le noyau met en évidence que de plus grandes déformations en cisaillement apparaissent dans la zone de transition amont que dans le noyau ou que dans la zone de transition aval. Les déformations en cisaillement étant liées à la valeur du module en cisaillement du matériau, il est possible de conclure que la zone amont subit une perte de rigidité bien plus importante que la zone aval. De plus, cela suggère que cette zone amont entre dans le domaine plastique alors que le noyau et la zone de transition restent dans le domaine élastique. Puisque la zone de transition atteint le domaine plastique, il est normal d'y trouver de plus grandes déformations.
- Les déformations en cisaillement dans la zone aval sont très faibles jusqu'à une élévation d'environ 100 m. Au-delà de cette élévation, la valeur de la déformation en cisaillement augmente. Ce résultat apparaît tout à fait naturel si l'on considère les faits suivants : la zone de transition aval est située contre le noyau. Or, ce noyau, à cause de la pression de l'eau qui s'exerce dessus, joue le rôle d'un mur n'autorisant pas de déformations en cisaillement. Lorsque, la pression de l'eau sur le noyau devient plus faible, voire nulle, les déformations en cisaillement peuvent alors se produire.
- Les formes des déformations horizontales et verticales à la fin du tremblement de terre sont tout à fait cohérentes et plausibles. C'est-à-dire que les déformations horizontales maximales sont situées proche des pentes, comportement classique des ouvrages en enrochement. Les déformations horizontales situées en aval sont également influencées par la poussée exercée par le déplacement du noyau. Ceci étant dû, comme vu précédemment, à la poussée du réservoir. Pour ce qui est des déformations verticales, la majorité des déformations apparaissent à la crête au niveau amont. Dans cette région, comme il a été montré précédemment, les matériaux subissent une perte de résistance importante. Il est donc normal d'y trouver des déformations, elles aussi importantes.

- Les valeurs de déformations maximales trouvées à la fin de chaque séisme sont relativement faibles et donc acceptables vis-à-vis de la sécurité de l'ouvrage. Exception faite, bien sûr, de celles trouvées pour le séisme SMP Northridge. Mais, même pour ces valeurs, il a été montré que les déformations horizontales dans le noyau subies au cours de ce séisme n'entraîneraient pas de perte d'étanchéité ou de stabilité importante. Pour ce qui est des déformations verticales, elles sont relativement importantes du côté amont de la crête, mais reste inférieur à la revanche du barrage qui est de 5 m. Si un tel séisme devait se produire, des dégâts importants pourraient donc être subits par l'ouvrage, pouvant nécessiter des réparations. Cependant, ceci ne devrait pas pour autant entraîner la ruine de l'ouvrage.

6.7 Conclusion

Une analyse statique et dynamique d'un ACRD représentatif ont été menées à l'aide du logiciel PLAXIS 2011.02 et de GÉO-SLOPE 2010. L'analyse statique a permis de mettre en évidence les points suivants :

- L'ACRD, dont la coupe typique a été choisie de manière représentative vis-à-vis des divers ACRD existants, possède une géométrie intérieure et extérieure lui permettant d'avoir un comportement sécuritaire durant sa construction et après son remplissage.
- La méthode d'analyse de PLAXIS 2011.02 lors de la phase de construction par étape ne permet pas de modéliser la distribution des déformations dans le barrage. En effet, lors de la construction par étape le logiciel, mais en place une couche d'une épaisseur donnée et non pas une couche jusqu'à une élévation donnée. Ainsi chaque nouvelle couche subit les déformations, verticales notamment, des couches précédentes. Ce phénomène n'affecte pas la distribution des contraintes.

Une analyse dynamique de l'ouvrage a également été menée. Cette analyse comprenait : une analyse pseudostatique, une étude des déplacements permanents et une analyse numérique basée sur la méthode des éléments finis. Elle a permis de mettre en évidence les points suivants :

Pour la méthode pseudostatique :

- La méthode est une technique empirique ne permettant pas de prendre en compte le réel impact du tremblement de terre sur l'ouvrage.
- Les résultats de l'analyse pseudostatique sont pourtant relativement cohérents avec les résultats trouvés avec l'analyse numérique à savoir que la pente amont est plus critique que la pente aval et qu'un problème de stabilité de l'ouvrage ne se pose que pour les séismes maximaux probables (SMP Saguenay et SMP Northridge).
- La méthode reste donc un moyen d'évaluation de la stabilité dynamique rapide et performant, mais dont la grande imprécision doit toujours être prise en compte. Un jugement critique doit toujours y être porté.

Pour l'analyse des déplacements permanents :

- En terme de probabilité de déplacements permanents, la méthode a permis d'obtenir des résultats relativement comparables à ceux trouvés par l'analyse numérique à savoir que les séismes Saguenay et Northridge n'auront que peu d'impact sur la structure tandis que les deux séismes maximaux probables pourraient engendrer des déplacements permanents.
- Cependant, les valeurs calculées par cette méthode, qui lorsqu'elle fut développée présentait de bonnes cohérences avec la réalité, et par la méthode numérique sont très différentes.
- Cette méthode a été développée pour des séismes de la côte ouest Nord-Américaine. Des doutes peuvent donc être émis quant à son aptitude à modéliser l'impact de tremblements de terre de la côte est qui, comme il l'a été montré dans cette étude, présentent des caractéristiques très différentes.

L'analyse numérique par la méthode des éléments finis :

- Cette méthode a permis d'étudier le comportement de l'ouvrage quand il est soumis à différents séismes. Le comportement du matériau de l'ouvrage a été modélisé à l'aide de modèle complexe tendant à représenter de façon réaliste les phénomènes mis en jeu.
- 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 d'Arias 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.

CONCLUSIONS

Le but principal de ce travail était d'étudier le comportement sismique d'un barrage en enrochement avec un noyau en béton bitumineux de grande hauteur. Plus particulièrement, d'étudier le comportement d'un tel ouvrage lorsqu'il est soumis à des tremblements de terre de la côte est et de la côte ouest du continent nord-américain. En effet, peu d'études ont été publiées sur l'analyse dynamique d'un tel ouvrage et aucune ne s'intéressait spécifiquement à de tels tremblements de terre. La raison à cela est que seulement deux de ces barrages, à l'heure actuelle, existent en Amérique du Nord.

Pour ce faire, le logiciel PLAXIS 2011.02 a été retenu, car il propose un modèle, relativement complexe, qui tend à modéliser de manière réaliste le comportement d'un matériau : le modèle « HS Small ». Une première étude a été menée qui confrontait les résultats trouvés par le modèle Mohr-Coulomb et le modèle HS Small à ceux mesurés sur un barrage réel pendant un tremblement de terre. Les conclusions suivantes ont pu être faites :

- Les deux modèles permettent d'obtenir des résultats similaires au niveau de l'accélération calculée à la crête. Ces résultats sont cohérents au niveau de l'amplitude et de la fréquence avec ceux mesurés pendant le séisme.
- PLAXIS 2011.02 et en particulier le modèle HS Small permettent donc de modéliser le comportement d'un barrage soumis à un séisme.

Une étude comparative avec un article de la littérature a alors été effectuée, afin de vérifier l'aptitude du logiciel et du modèle à modéliser un ACRD. Les conclusions suivantes ont pu être faites :

- PLAXIS 2011.02 ne permet pas de représenter correctement les déformations statiques dans le barrage après construction.
- Les résultats concernant les déformations dans le barrage à la fin du séisme sont tout à fait en adéquation avec ceux présentés par Feizi-Khakandi et al. (2009).
- Les résultats concernant l'accélération calculée à la crête divergent de ceux présentés par Feizi-Khakandi et al. (2009). Plusieurs raisons à cela peuvent être soulevées et notamment les modèles utilisés. En particulier le fait que leur modèle utilise un module constant et alors que le modèle HS Small simule une diminution du module

avec les déformations. Une comparaison de l'amplification d'un point de vue énergétique suggère que les résultats de l'article de référence surestiment largement l'accélération à la crête.

- Diverses analyses ont permis de montrer que les résultats obtenus avec PLAXIS 2011.02 présentent une cohérence entre eux. Le séisme utilisé dans ce cas semble être la raison des résultats obtenus.
- La stabilité de l'ouvrage étant contrôlée par les déformations qui se produisent en son sein, le logiciel et le modèle ont été jugés adéquats pour réaliser une analyse dynamique de ce type de barrage.

L'analyse d'un ACRD représentatif de ceux existant à travers le monde a alors été réalisée. Dans un premier temps, l'analyse statique de celui-ci est présentée, puis elle suit de l'analyse dynamique à l'aide de méthodes analytiques. Finalement, l'analyse dynamique numérique est présentée. Elle présente les résultats trouvés pour quatre séismes différents (deux représentatifs de la côte est, deux représentatifs de la côte ouest) : deux réels qui ont été enregistrés et deux représentants simulant les séismes sévères ayant la même intensité que le séisme maximal probable au Québec. Les conclusions suivantes ont pu être faites :

- Le comportement global du barrage est satisfaisant. Même s'il risque de subir des déformations résiduelles, notamment lors de séismes sévères, les analyses numériques et analytiques indiquent que le barrage demeure sécuritaire en tout temps.
- Des réparations pourraient cependant être nécessaires au niveau de la crête.
- Le noyau étant souple, il pourra subir les déformations engendrées par le séisme sans perdre son étanchéité de façon importante ou majeure. La zone située légèrement en dessous du réservoir pourrait, pour sa part, voir apparaître des fissures de tensions après le tremblement de terre. Cependant, cette zone étant relativement proche du niveau du réservoir et le fluage du matériau, permettant de refermer les fissures, suggèrent que cela n'aura pas d'influence sur le comportement et la sécurité du barrage.

- Un ACRD pourrait donc avoir un comportement acceptable s'il est soumis à des tremblements de terre nord-américain. Ce type de barrage est donc une option intéressante pour ce continent.

Plusieurs champs de réflexion ont pu être soulevés par la réalisation de ce mémoire :

- En premier lieu, il serait très intéressant de développer une base de données d'analyse sismique d'un large nombre de séisme et de barrage ACRD de géométries différentes et si possible en utilisant des logiciels différents.
- Il serait également pertinent d'étudier l'influence d'un noyau incliné notamment sur les déformations horizontales à la fin du séisme et en particulier sur le phénomène d'inversion du sens des déformations proche de l'élévation du réservoir.
- Les barrages ayant une espérance de vie pouvant atteindre plusieurs siècles, il pourrait être intéressant d'étudier le comportement d'un ACRD ayant déjà subis des déformations durant un tremblement de terre subir un second tremblement de terre. En prenant bien évidemment en compte des séismes ayant statistiquement une probabilité significative de se produire dans un laps de temps égal à la durée de vie du barrage.
- Le développement du calcul de l'intensité d'Arias à la crête du barrage et du facteur d'amplification entre l'intensité d'Arias à la crête et à la base, pourrait permettre de donner plus d'information sur le comportement du barrage que celle fournie par le facteur d'amplification de l'accélération. Il serait éventuellement possible de développer une technique analytique permettant d'estimer le comportement du barrage, et en particulier les déformations horizontales dans le noyau, à partir de ce paramètre et de la fréquence du séisme.
- Lors des analyses sismiques, des instabilités apparaissent au niveau de l'accélération à la crête qui ne sont pas réalistes. Ces instabilités sont, vraisemblablement, dues au modèle utilisé et plus particulièrement à sa résolution mathématique. De plus grandes inspections devraient être menées pour comprendre, et éventuellement supprimer, ce phénomène.

BIBLIOGRAPHIE

- Adams, J., & Halchuk, S. (2003). Fourth generation seismic hazard maps of Canada : values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada. In Natural Resources Canada (Ed.): Geotechnical survey of Canada.
- Akhtarpour, A., & Khodaii, A. (2009). Nonlinear evaluation of dynamic behavior of an asphaltic concrete core rockfill dam (a case study). *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 11(3).
- Albert, R., & Frossard, E. (2008). Considerations on materials for high embankment dams. *Hydropower & Dams*(Issue Two).
- Ambraseys, N. N. (1960). On the shear response of a two-dimensional truncated wedge subjected to an arbitrary disturbance. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 50(1), 45-56.
- Ambrassey, N., & Sarma, S. (1967). The response of earth dams to strong earthquakes. *Geotechnique*, 17(3).
- Araei, A. A., Tabatabaei, S. H., & Razeghi, H. R. (2011). Cyclic and post-cyclic monotonic behavior of crushed conglomerate rockfill material under dry and saturated conditions. *Scientia Iranica*, v. 19(1), pp. 64-76.
- Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. In R. J. Hansm (Ed.), *Seismic design for nuclear power plants*: M.I.T. Press.
- Recommandations de sécurité des barrages (2007).
- Atkinson, J. H., & Sallfors, G. (1991). Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests. *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering = Comptes Rendus du Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, 10, 915-956.
- Barbour, S. L., & Krahn, J. (2004). Numerical modelling - Prediction or process? *Geotechnical News*, 22(4), 44-52.
- Benz, T. (2007). *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. (PhD), University of Stuttgart, Germany.
- Bowles, J. (1996). *Foundation analysis and design - fifth edition*.
- Bray, J. D., & Travasarou, T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4), 381-392. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:4(381)
- Brinkgreve, R. B. J., Kappert, M. H., & Bonnier, P. G. (2007). *Hysteretic damping in a small-strain stiffness model*. Paper presented at the 10th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics NUMOG 10 - Numerical Models in Geomechanics NUMOG 10, April 25, 2007 - April 27, 2007, Rhodes, Greece.
- Byrne, P., Imrie, A., & Morgenstern, N. (1994). Results and implications of seismic performance studies for Duncan Dam. *Canadian Geotechnical Journal*, 31, pp. 979-988.

- Cajka, M., & Drysdale, J. (1996). <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/histor/20th-eme/saguenay88/sagintens-fra.php>. *Ressources Naturelles du Canada*, 2013
- Clough, R., & Woodward III, R. (1967). Analysis of embankment stresses and deformations. *Soil mechanics and foundations division proceeding of the ASCE*, p. 529 - 549.
- Duncan, J. M., Byrne, P., Wong, K. S., & Mabry, P. (1980). Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. In U. o. C.-. Berkley (Ed.).
- Duncan, J. M., & Chang, C. (1970). Non linear analysis of stress and strain in soils. *Soil mechanics and foundations division proceeding of the ASCE*.
- Earthquake Country Alliance (ECA). (2013). <http://www.earthquakecountry.info/roots/index.php>
- Feizi-Khankandi, S., Ghalandarzadeh, A., Mirghasemi, A. A., & Hoeg, K. (Eds.). (2008) The 12th international conference of IACMAG. Goa, India.
- Feizi-Khankandi, S., Ghalandarzadeh, A., Mirghasemi, A. A., & Hoeg, K. (2009). Seismic analysis of the garmrood embankment dam with asphaltic concrete core. *Soils and Foundation Japanese Geotechnical Society*, Vol. 49, No. 2.
- Feizi-Khankandi, S., Mirghasemi, A. A., Ghalandarzadeh, A., & Hoeg, K. (2008). Cyclic triaxial tests on asphalt concrete as a water barrier for embankment dams. *Soils and Foundations*, 48(3), 319-332.
- Gazetas, G., & Dakoulas, P. (1992). Seismic analysis and design of rockfill dams : state-of-the-art. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 11(1), p. 27 - 61.
- GEO-SLOPE International. (2010). *Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version - An Engineering Methodology* (Fourth Edition ed.). Calgary, Canada.
- Ghanooni, S., & Mahin, R. (2002). Seismic analysis and design of asphaltic concrete core embankment dams. *Hydropower & Dams*.
- Greegan, P. J., & Monismith, C. L. (1996). *Asphalt-concrete water barriers for embankment dams*. New York City: American Society of Civil Engineering.
- Grenier, S. (2012). *Barrages à noyau en enrobé à forte teneur en bitume : développement et défis*. Paper presented at the 8ieme Congrès annuel de Bitume Québec, Québec.
- Gürdil, A. F. (1999). *Seismic behaviour of an asphaltic concrete core dam*. Paper presented at the 67th Annual meeting of ICOLD, Antalya, Turkey.
- Hardin, B. O., & Black, W. L. (1968). Vibration modulus of normally consolidated clay. *American Society of Civil Engineers Proceedings, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(SM2), 353-369.
- Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972a). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM6), 603-624.
- Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972b). Shear modulus and damping in soils; design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM7), 667-691.

- Hatanaka, M. (1955). Fundamental considerations on the earthquake resistant properties of the earth dam *Disaster prevention research institue* (Vol. Bulletin 11). Kyoto, Japan: Kyoto University.
- Hoeg, K. (1993). *Asphaltic concrete core for embankment dams*. Billingstad, Norway: StikkaTrykk.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique* (J. Lafleur, Trans.): École Polytechnique de Montréal.
- Hydro-Québec (HQ). (2013). <http://www.hydroquebec.com/comprendre/hydroelectricite/ouvrages-retenue.html>.
- Hynes-Griffin, M. A., & Franklin, A. G. (1984). Rationalizing the seismic coefficient method. *U.S. Army Corps of Engineers*(GL-84-13).
- Ishihara, K. (1986). Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis *Geomechanical Modelling in Engineering Practice*. Netherland.
- Itasca Consulting Group. (1998). *Fast Lagrangian analysis of costinua, FLAC*. Mineapolis, Minesota, USA.
- Jacky, J. (1948). *State of stress at great deapth*. Paper presented at the 2nd international conference of soil mechanics and foundation engineering, Rotterdam.
- Kjærnsli, B., Sande, A., Kenney, T. C., Drury, P., Institutt, N. G., & Bjerrum, L. (1973). New Waterproofing Technique for Norwegian Dam. *Norwegian Geotechnical Institute*, 98.
- Kokusho, T., & Esashi, Y. (1981). Cyclic triaxial test on sands and coarse materials. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1*, 673-676.
- Kondner, R. L. (1963). Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *Soil mechanics and foundations division proceeding of the ASCE*, 89, pp. 115-144.
- Kondner, R. L., & Zelasko, J. S. (1963). *A hyperbolic stress-strain formulation of sand*. Paper presented at the Procedings European conference of the 2nd Pan American CSMFE, Brazil.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Upper Saddle River, N.J., U.S.A.
- Kuhlemeyer, R. L., & Lysmer, J. (1973). Finit element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of soil mechanics and foundation, Div ASCE*, pp 421-427.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1979). *Soil mechanics, SI version*: John Wiley & Sons, New York, N.Y., United States.
- Larocque, G.-S. (1992). Bituminous cores for fill dams - State of the art *Bulletin 84: CIGB-ICOLD*.
- Leps, T. M. (1970). Review of shearing strength of rockfill. *Soil mechanics and foundations division proceeding of the ASCE*.
- Leps, T. M. (1973). Flow through rockfill. In R. C. Hirschfeld (Ed.), *Embankment Dam Enngineering - Casagrande Volume* (pp. pp. 87 -107). New York: John Wiley & Sons.

- Marchi, F., Kaynia, A., Gottardi, G., & Nadim, F. (2011). *Role of numerical models and parameter variability on seismic response of slopes : the case of Las Colinas landslide*. Paper presented at the 5th International conference on earthquake Geotechnical engineering, Santiago, Chile.
- Marsal, R. J. (1967). Large scale testing of rockfill materials. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 93, 27-43.
- Massiéra, M., Boncompain, B., & Merheb-Harb, J. (1999). Interprétation des mesures inclinométriques durant la construction des remblais zonés des ouvrages de retenue du Complexe La Grande, phase I. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, pp. 533-543.
- Meintjes, H. A. C., & Jones, G. A. (1999). Dynamic analyses of the new Cercs Dam. In B. F. Wardle (Ed.), *Geotechnics for Developing Africa*. Rotterdam.
- Mejia, L., & Seed, H. (1983). Comparison of 2-D and 3-D dynamic analysis of earth dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(11).
- NATO ASI Series. (1991). Advances in rockfill structures. In E. Maranha das Neves (Ed.), *Applied Sciences* (Vol. 200): Kluwer academic publisher.
- Natural Resources Canada. (2003). http://seismo.nrcan.gc.ca/nwfa/index_e.php
- Newmark, N. (1959). Method of computation for structural dynamics. *ASCE -- Proceedings -- Journal of the Engineering Mechanics Division*, 85(EM3, Part 1), 67-94.
- Newmark, N. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankment. *Geotechnique*, 15(2).
- NGI. (1987). Analysis of displacements and stresses in Storvatn dam. Oslo, Norvege: Norway Geotechnical Institute.
- Nobari, E. S., & Duncan, J. M. (1972). Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams. In U. o. C.-. Berkley (Ed.). Vicksburg, USA.
- Okamoto, S., Hakuno, M., Kato, K., & Kawakami, F. (1965). *On the dynamical behavior of an earth dam during earthquake*. Paper presented at the Third world conference on earthquake engineering, New Zealand.
- Owen, D., & Hiton, E. (1980). *Finite element in plasticity : theory and practice*: Pineridge Press
- Pacifique Earthquake Engineering Research Center. (2005). <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>
- Paubel, M. (1973). *Les Parois Moulées*. Paper presented at the Onzième Congrès des Grand Barrages, Madrid, Spain.
- PLAXIS. (2010). Reference Manual, from <http://www.plaxis.nl>
- PLAXIS. (2012). <http://kb.plaxis.nl/tips-and-tricks/time-step-used-dynamic-calculation>, 2013
- Reddy, J. (2004). *An introduction to nonlinear finite element analysis*: Oxford University press.
- Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl, N. B., & Daily, W. D., III. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(5), 396-405. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(1998)124:5(396)

- Rowe, P. W. (1962). Stress-dilatancy relation for static equilibrium of assembly of particles in contact. *Royal Society -- Proceedings Series A*, 269(1339), 500-527.
- Santos, J. A., & Correia, A. G. (2002). Reference threshold shear strain and its application to obtain a unique strain-dependent soil shear modulus curve; Part 1
- Distorcao limite de referencia; sua utilidade para o estabelecimento de uma curva unica de degradacao do modulo de distorcao do solo; 1 (super a) parte. *Geotecnica*, 95, 99-110.
- Saxegaard, H. (2000). Asphalt concrete cores for embankment dams. *International Water Power & Dam Construction*.
- Saxegaard, H. (2011). List of the ACRD in the world, from <http://www.asphaltcoredams.com/research-asphalt-core-dams/>
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in computational geotechnics. Ten Years of PLAXIS International. Proceedings of the international symposium, Amsterdam, March 1999.*, 281-296.
- Seed, B. H., Lee, K. L., Idriss, I. M., & Makdisi, F. (1973). Analysis of the slides in the San Fernando Dams during the earthquake of Feb. 9, 1971. Berkeley, USA: College of engineering, university of California.
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., & Tokimatsu, K. (1984). *Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils* (Vol. 84-14): Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, United States.
- Sigaran-Loria, C., Kaynia, A., & Hack, R. (2007). *Soil stability under earthquakes : a sensitivity analysis*. Paper presented at the 4th International conference on earthquake geotechnical engineering, Thessaloniki, Greece.
- Steffen, H. (1982). Bituminous Cores for Earth and Rockfill Dams *Bulletin 42*: CIGB-ICOLD.
- Sun, J., Golesorkhi, R., & Seed, H. (1988). Dynamic moduli and damping ratio for cohesive soil. In Earthquake Engineering Research Center (Ed.). University of California at Berkley.
- Szostak-Chrzanowski, A., & Massiéra, M. (2004). Modelling of deformations during construction of a large earth dam in the la grande complex, canada. *Technical sciences Journal*, 7.
- Terzaghi. (1950). Mechanism of landslides. 83-123.
- Terzaghi. (1960). Discussion of "Rockfill dams: Salt springs and lower bear concrete face dams". *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 125(2), pp.139 - 148.
- Terzaghi, & Peck, R. B. (1948). *Soils mechanics in Engineering Parctice*. New York.
- Tschernütter, P. (1997). *Influence of Soft Rockfill Material on a Central Bituminous Concrete Membrane*. Paper presented at the Non-Soil Water Barriers for Embankment Dams, 17th USCOLD, San Diego, California.
- U.S. Navy. (1971). Soil mechanics, foundations, and earth structure *NAVFAC Design Manual DM-7*. Washington, DC.

- Ünsever, Y., Özkan, M., & Yildiz, S. (2012). *The deformation behavior of Muratli asphalt faced rockfill dam*. Paper presented at the GeoCongress, Oakland, USA.
- Valstad, T., Selnes, P. B., Nadim, F., & Aspen, B. (1991). Seismic response of a rockfill dam with an asphaltic concrete core. *water Power & Dam Construction*.
- Van Asbeck, W. F., & Schmitt, J. (1962). *Le bitume dans les travaux hydrauliques - Vol. 1*: Dunod.
- Van Asbeck, W. F., Terrière, M., & Lelu, V. (1969). *Le bitume dans les travaux hydrauliques - Vol. 2* (Vol. 2): Dunod.
- Vieu, M. H. (1973). *Le Noyau Étanche en Mortier Bitumineux Cyclopéen*. Paper presented at the Onzième Congrès des Grand Barrages, Madrid, Spain.
- Visone, C., Bilotta, E., & Santucci de Magistris, F. (2008). Remarks on site response analysis by using Plaxis dynamic module. *Bulletin of PLAXIS*(23).
- Wang, W. (2008). *Research on the suitability of asphalt concrete as water barrier in dams and dikes*. (Ph.D.), University of Oslo, Oslo.
- Wang, W., & Hoeg, K. (2009). *The Asphalt Core Embankment Dam – A Very Competitive Alternative*. Paper presented at the Modern Rockfill Dams, Chengdu, China.
- Wang, W., Hoeg, K., & Zhang, Y. (2010). Design and performance of the Yele asphalt-core rockfill dam. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47(12), pp. 1365-1381.
- Wilson. (2013). Dynamic Analysis By Numerical Integration: Normally, For Earthquake Loading Direct Numerical Integration Is Very Slow. Retrieved from <http://www.csiberkeley.com/support/technical-papers> website:
- Wilson, R. (1993). Relations of Arias intensity to magnitude and distance in California *Open-file report 93-556* (pp. 42). Reston, Virginia: U.S. Geology survey,.
- Yasuda, N., & Matsumoto, N. (1993). Dynamic deformation characteristics of sands and rockfill materials. *Canadian Geotechnical Journal = Revue Canadienne de Geotechnique*, 30(5), 747-757.
- Yasuda, N., & Matsumoto, N. (1994). Comparisons of deformation characteristics of rockfill materials using monotonic and cyclic loading laboratory tests and in situ tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(2), 162-174.
- Yoshimi, Y., Richart, F. E., Jr., Prakash, S., Barkan, D. D., & Ilyichev, V. A. (1977). Soil dynamics and its application to foundation engineering. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering = Comptes Rendus du Congrès International de Mecanique des Sols et des Travaux de Fondations*(9, Vol. 2), 605-641.

ANNEXES

Annexe 1 – Propriétés des matériaux utilisées dans l'article de référence

Le Tableau A1.1 présente les propriétés statiques des matériaux utilisées dans l'article de référence lors de l'analyse du barrage Garmrood après construction et après remplissage du réservoir. Le Tableau A1.2 présente les propriétés dynamiques des matériaux lors de l'analyse sismique du barrage.

Tableau A1.1 Propriétés statiques des matériaux utilisées dans l'article de référence

	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	K_i	K_b	K_{ur}	n	m	R_f	C (MPa)	ϕ	$\Delta\phi$
Transition	19	/	/	200	150	400	0,40	0,5	0,7	0	35	3
Enrochement	20	/	/	400	250	700	0,65	0,5	0,7	0	40	4,5
Béton bitumineux	24,2	150	0,3	/	/	/	/	/	/	0	1	17

Tableau A1.2 Propriétés dynamiques des matériaux utilisées dans l'article de référence

	Béton bitumineux	Transition	Enrochement	Fondation
Poids volumique (kN/m³)	24,2	19	20	19
Porosité	0,03	0,2	0,3	0,2
ν	0,45	0,3	0,25	0,3
G_{\max} (MPa)	2 300	$8400 \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma'_m{}^{0,6}$	$13000 \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma'_m{}^{0,55}$	$19\,800 \cdot (\sigma'_0)^{0,5}$
Amortissement (%)	25	4	5	4

Annexe 2 – Détermination des modules en sécant et œdométrique de référence

Les modules sécants, E_{50}^{ref} , et œdométrique, E_{oed}^{ref} , utilisés dans le modèle HS Small peuvent être déterminés à partir du modèle Duncan-Chang, tel que décrit à la section 1.2.4.3.

À partir de ce modèle, il est possible de calculer le module initial, E_i , pour la pression de référence, p^{ref} , qui fut prise tout au long de l'étude égale à 100kPa, comme le montre l'Équation 1.21. Il est ensuite possible de déterminer le m sécant, E_{50}^{ref} , à partir de l'Équation A2.1 proposée par le manuel de PLAXIS (PLAXIS, 2010) :

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f}$$

Équation A2.1

Le module œdométrique correspond à la valeur du module tangent lors d'un essai œdométrique à soumis à un chargement égal à la pression de référence. Lors d'un essai de ce type, les contraintes principales peuvent être reliées par l'Équation A2.2 :

$$\sigma_1' = \frac{\sigma_3'}{K_0}$$

Équation A2.2

avec σ_1' et σ_3' sont les contraintes effectives dans le matériau dues respectivement au chargement et à la réaction du moule, K_0 est le coefficient des terres au repos qui peut être calculé à partir de l'Équation 1.23.

La valeur du module œdométrique, E_{oed}^{ref} , sera donc la valeur du module tangent pour une pression de confinement égale à σ_3' et un chargement $\sigma_1' = p_{ref}$.

Annexe 3 – Étude complémentaire du barrage Garmrood

Il a été vu au Chapitre 5 que les résultats trouvés lors de l'analyse dynamique avec PLAXIS 2011.02 donnaient des résultats différents que ceux présentés dans l'article de référence de Feizi-Khakandi et al. (2009). En particulier, l'accélération calculée à la crête du barrage était moindre que celle attendue. Plusieurs hypothèses peuvent être faites pour expliquer ces résultats :

- Le barrage Garmrood n'a pas été correctement modélisé.
- Le modèle HS Small ne permet pas de modéliser le comportement du barrage.
- Le logiciel ne permet pas de modéliser le comportement du barrage durant ce tremblement de terre.
- Les résultats sont corrects pour ce tremblement de terre.

Les analyses suivantes ont été réalisées afin de vérifier chacune de ces hypothèses :

- Application du tremblement de terre Northridge à la modélisation du barrage Garmrood.
- Application du tremblement de terre NESA à la modélisation de l'ACRD représentatif.
- Modélisation du barrage Garmrood à l'aide du modèle Mohr-Coulomb et application du tremblement de terre.

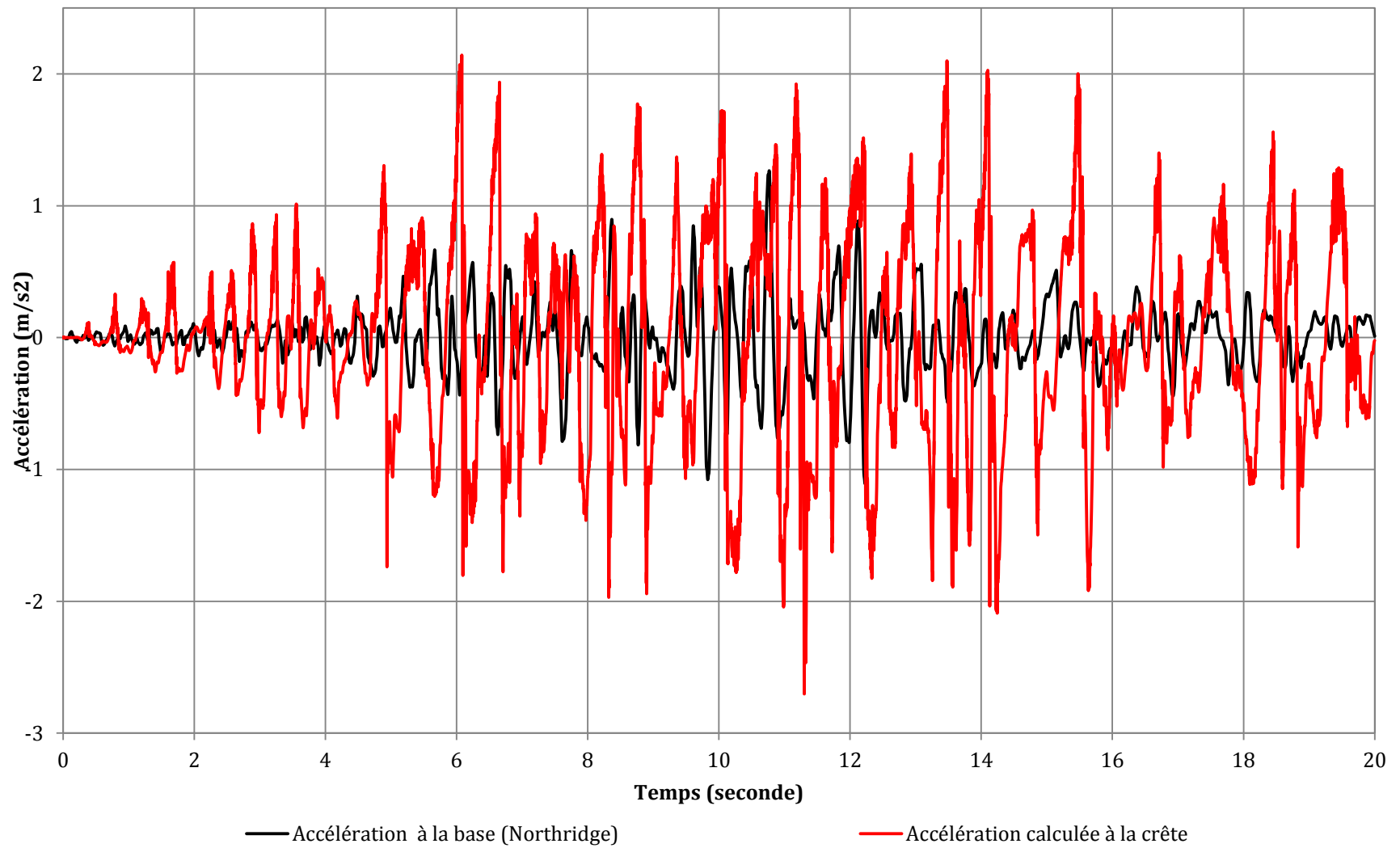


Figure A3.1 – Accélération calculée à la crête du barrage Garmrood soumis au tremblement de terre Northridge

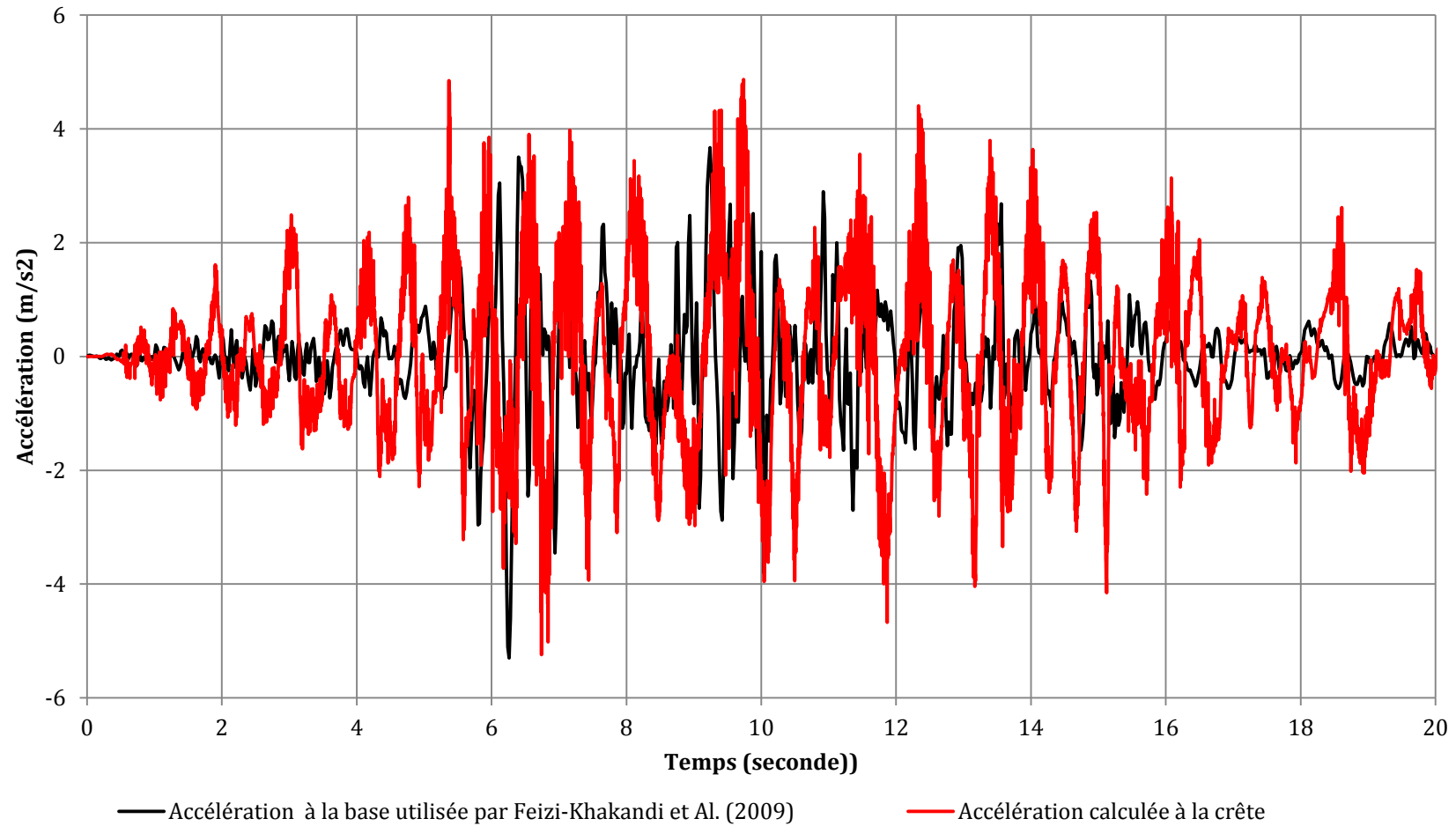


Figure A3.2 – Accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif lorsqu'il est soumis au tremblement de terre fourni par Feizi-Khakandi et al. (2009)

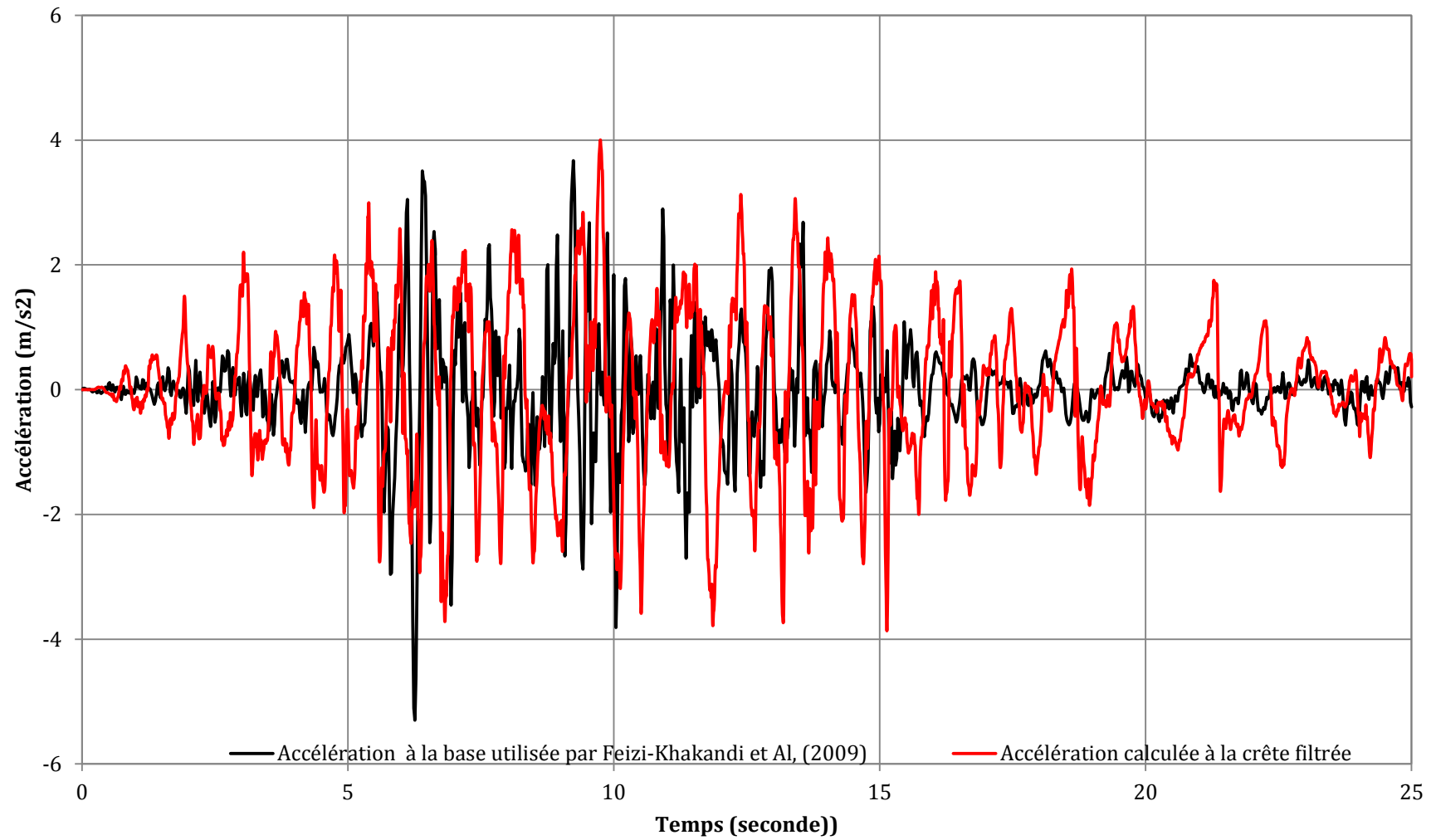


Figure A3.3 – Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif lorsqu'il est soumis au tremblement de terre fourni par Feizi-Khakandi et al. (2009)

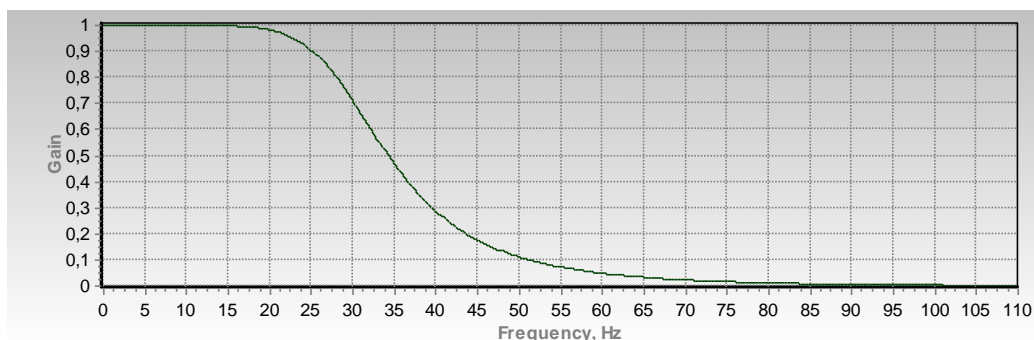


Figure A3.4 – Passe bande utilisé pour filtrer l'accélération à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre Feizi-Khakandi et al. (2009)

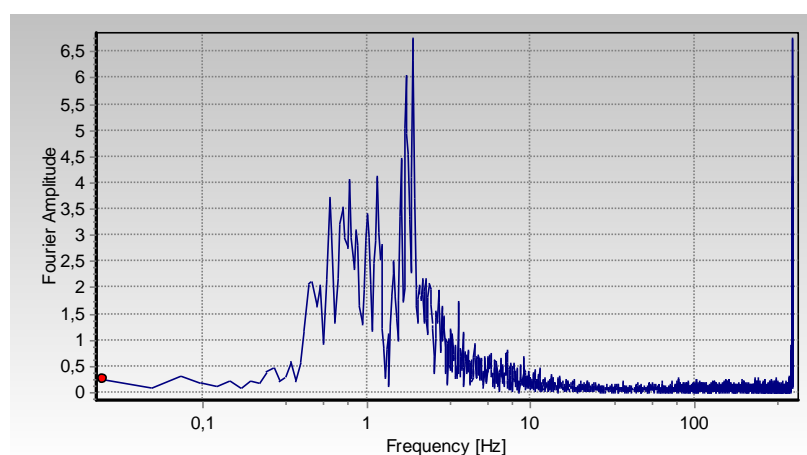


Figure A3.5 – Spectre d'amplitude de Fourier de l'accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre fourni par Feizi-Khakandi et al. (2009) non filtré

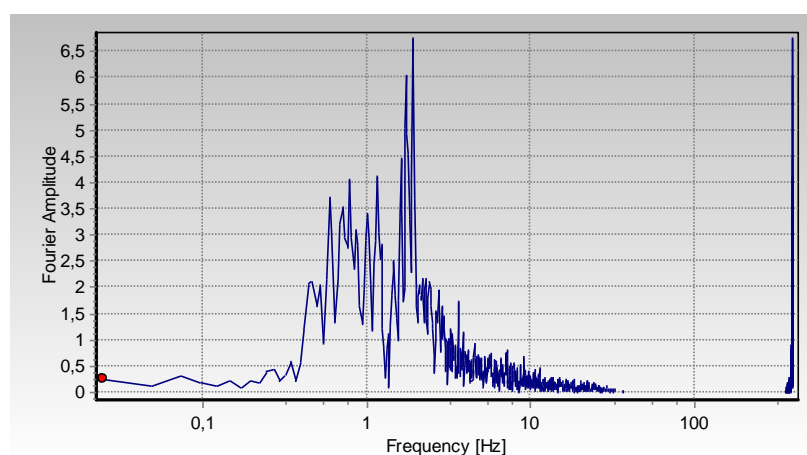


Figure A3.6 – Spectre d'amplitude de Fourier de l'accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre fourni par Feizi-Khakandi et al. (2009) filtré

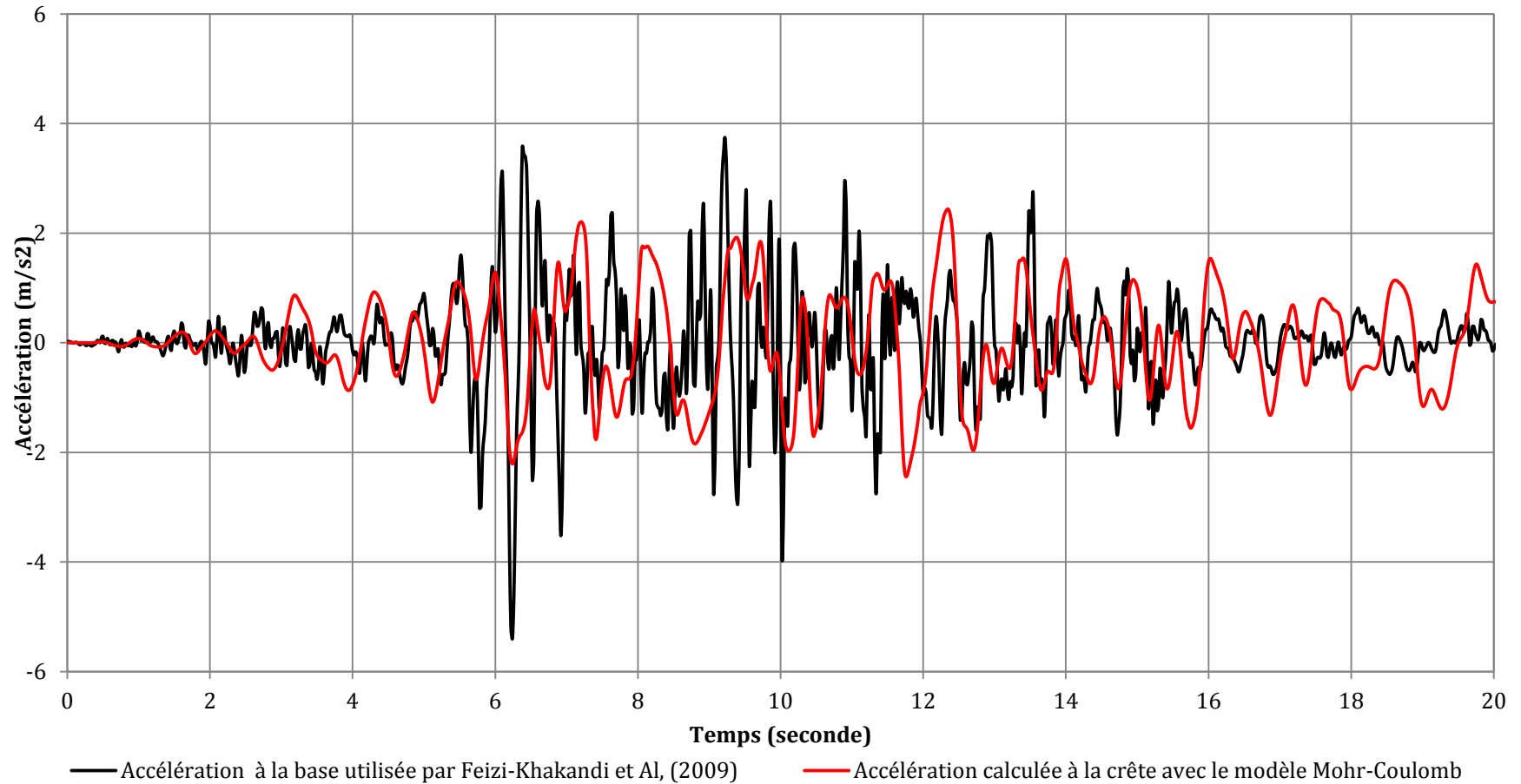


Figure A3.6 – Accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif lorsqu'il est soumis au tremblement de terre fourni par Feizi-Khakandi et al. (2009) calculé à l'aide du modèle Mohr-Coulomb et de la méthode linéaire équivalente

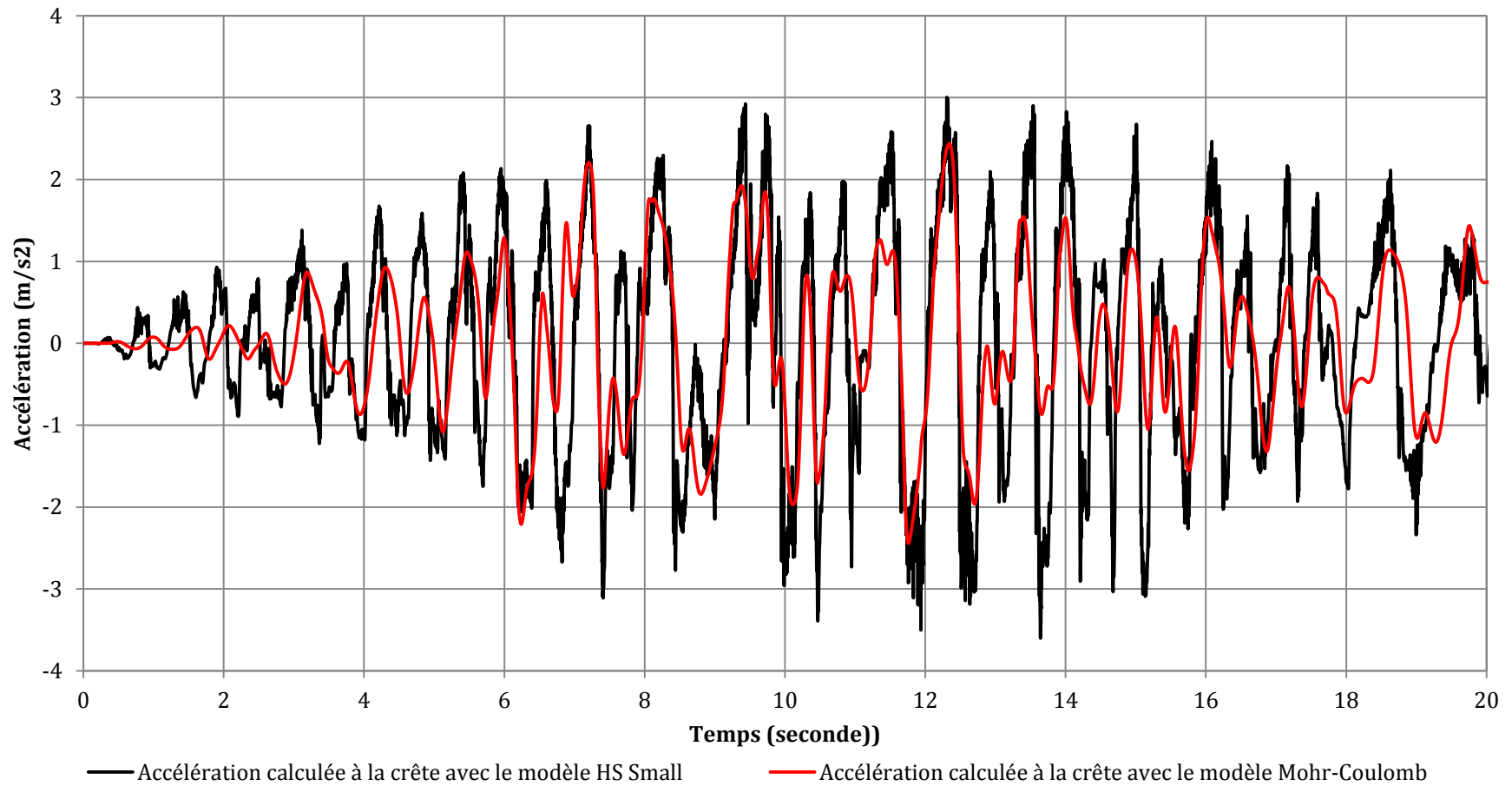


Figure A3.7 – Comparaison des accélérations calculées à la crête du barrage Garmrood lorsqu'il est soumis au tremblement de terre fourni par Feizi-Khakandi et al. (2009) avec le modèle HS Small et Mohr-Coulomb

Il est possible de remarquer que l'accélération à la crête du barrage Garmrood soumis au tremblement de terre Northridge (Figure A3.1) est amplifiée par rapport à l'accélération maximale du séisme d'entrée. La valeur du coefficient d'amplification est de 2,1, ce qui est un coefficient usuel.

Lorsque l'ACRD représentatif est soumis au tremblement fourni par Feizi-Khakandi et al. (2009) (Figure A3.3 et Figure A3.7), l'amplification de l'accélération à la crête est faible, et ce, quel que soit le modèle HS Small ou Mohr-Coulomb. La valeur maximale de l'accélération calculée à la crête est inférieure à celle du séisme d'entrée. Le facteur d'amplification de l'accélération est donc inférieur à 1.

L'accélération calculée à la crête du barrage Garmrood avec le modèle HS Small (Figure A3.2) a été filtrée afin d'éliminer les instabilités calculées par le modèle, selon la méthodologie décrite à l'Annexe 8. Le passe bande utilisé est présenté à la Figure A3.4. Les spectres d'amplification avant et après filtrage sont présentés respectivement à la Figure A3.5 et à la Figure A3.6.

Il donc de possible de faire les conclusions suivantes :

- La modélisation du barrage Garmrood telle que réalisée dans ce mémoire permet de prédire de manière réaliste le comportement d'un ACRD durant un tremblement de terre.
- Le modèle HS Small n'est pas la raison des résultats obtenus, car ceux obtenus avec le modèle Mohr-Coulomb sont similaires.
- Cette étude ne permet pas de conclure de manière définitive si les résultats sont réalistes ou non. Pour ce faire une étude utilisant un autre logiciel devrait être réalisée. Cependant, vu que l'ensemble des autres modélisations donnent des résultats réalistes, que les déformations trouvées lors de la présente étude complémentaire, et dans les autres modélisation sont cohérentes et réalistes, un crédit peut être donné à ces résultats.

Annexe 4 - Propriétés des matériaux utilisées dans l'analyse de l'ACRD représentatif pour le modèle Duncan-Chang

Le Tableau A4.1 présente les propriétés du modèle Duncan et Chang des matériaux utilisées lors de l'analyse numérique de l'ACRD représentatif.

Tableau A4.1 – Propriétés des matériaux choisis pour l'analyse de l'ACRD représentatif

Matériau	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ' (degré)	$\Delta\phi'$ (degré)	K	K_{ur}	n	R_f	K_b	m
Transition fine sèche	21,50	0	49	7	2 500	3 325	0,20	0,65	1 650	0,15
Transition fine mouillée	23,60	0	49	7	2 300	3 100	0,18	0,60	1 550	0,13
Transition grossière sèche	21,50	0	50	7	1 800	3 000	0,25	0,65	1 000	0,25
Transition grossière mouillée	23,65	0	50	7	1 700	2 800	0,23	0,60	900	0,23
Enrochement fin sec	20,50	0	50	7	1 200	2 000	0,45	0,75	450	0,30
Enrochement fin mouillé	22,50	0	50	7	1 100	1 900	0,40	0,70	400	0,25
Enrochement grossier sec	20,00	0	50	7	900	1 440	0,45	0,70	350	0,20
Enrochement grossier mouillé	22,50	0	50	7	800	1 300	0,40	0,65	300	0,15

Annexe 5 - Courbes de réduction du module d'amortissement et amortissement utilisées pour les matériaux granulaires de l'ACRD représentatif

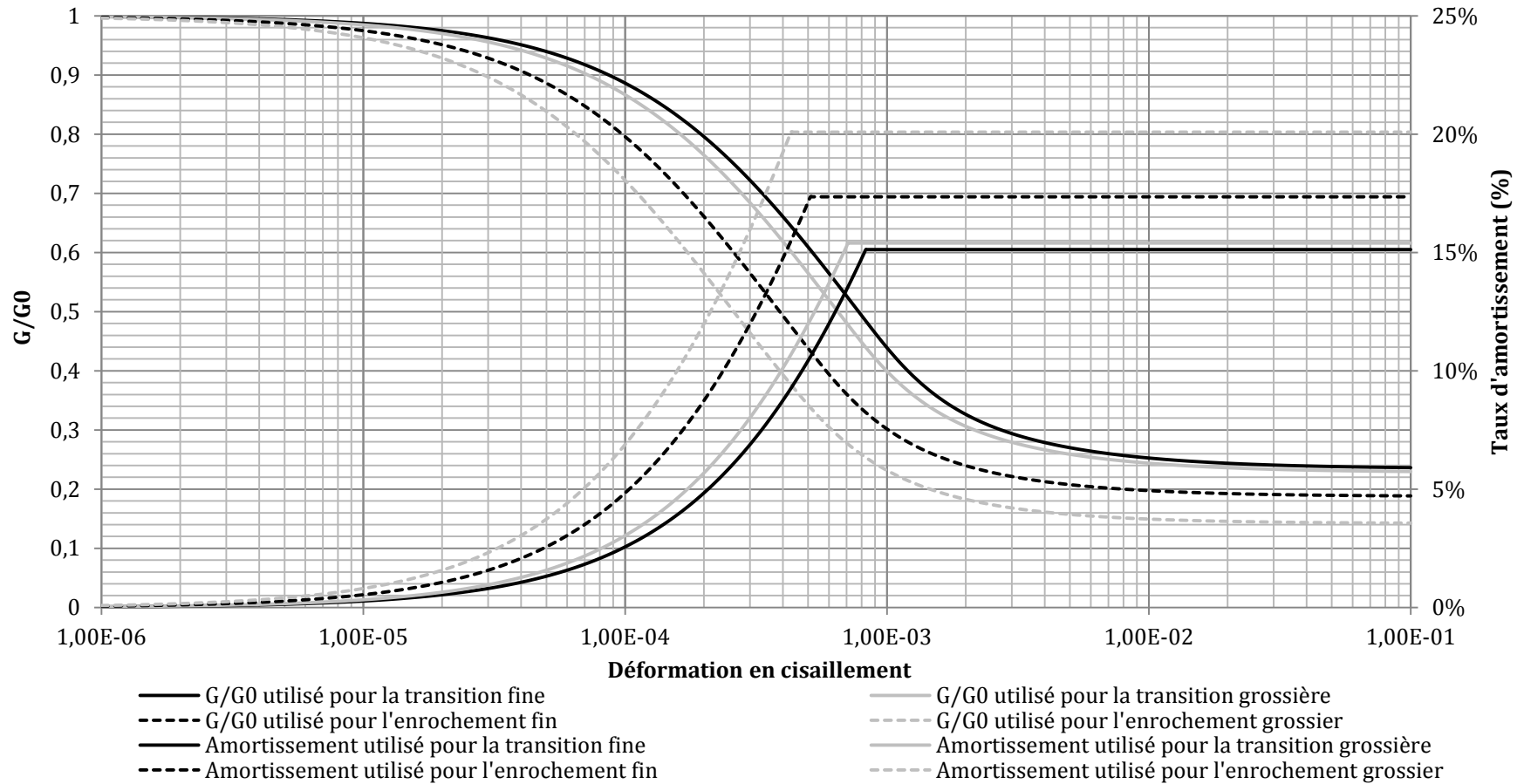


Figure A5.1 - Courbes de réduction des modules en cisaillement et amortissements hystérétiques utilisées par PLAXIS pour les matériaux granulaires de l'ACRD représentatif durant les analyses numériques

Annexe 6 – Calcul du tremblement de terre maximal possible

La durée significative d'un tremblement de terre dépend de la magnitude du séisme (Kramer, 1996). L'auteur considère significative la durée durant laquelle les accélérations du tremblement de terre considéré sont supérieures à $0,5 \text{ m/s}^2$. Le pas de temps de ces tremblements de terre doit être multiplié par le ratio entre la durée significative du tremblement de terre visé et la durée significative du tremblement de terre réel.

L'intensité de du tremblement de terre avec le pas de temps modifié a été calculée grâce à l'Équation A6.1.

$$I_x = \frac{\pi}{2 \cdot g} \cdot \int a_x^2 \cdot dt$$

Équation A6.1

Comme le suggère Kramer (1996), l'intensité correspondant à un tremblement de terre pour une magnitude et une distance à la faille données peut être calculée à partir de l'Équation A6.2 (Wilson, 1993).

$$\log(I_h) = M_w - 2 \cdot \log(R) - k \cdot R - 3,99 + 0,365 \cdot (1 - P)$$

Équation A6.2

avec $I_h = I_x + I_y$ l'intensité du tremblement de terre dans deux directions orthogonale (m/s), M_w le moment de magnitude du tremblement de terre, k le coefficient d'absorption élastique pris par défaut à $k = 0$, $R = \sqrt{D^2 + h^2}$ avec D (km) la distance la plus proche de la faille et h un coefficient correctif pris par défaut à $h = 7,5 \text{ km}$, P la probabilité de dépassement pris par défaut $P = 0,5$.

La racine carrée du ratio entre l'intensité recherchée et l'intensité calculée avec l'Équation A6.2 est le coefficient par lequel doivent être multipliées les accélérations du tremblement de terre de base pour obtenir le tremblement de terre le plus important possible.

Annexe 7 – Surfaces de rupture critique trouvées lors de l'analyse pseudostatique de l'ACRD représentatif pour les différents tremblements de terre menée à l'aide de GÉO-SLOPE 2010

Tremblement de terre Saguenay et northridge $k = 0,66$

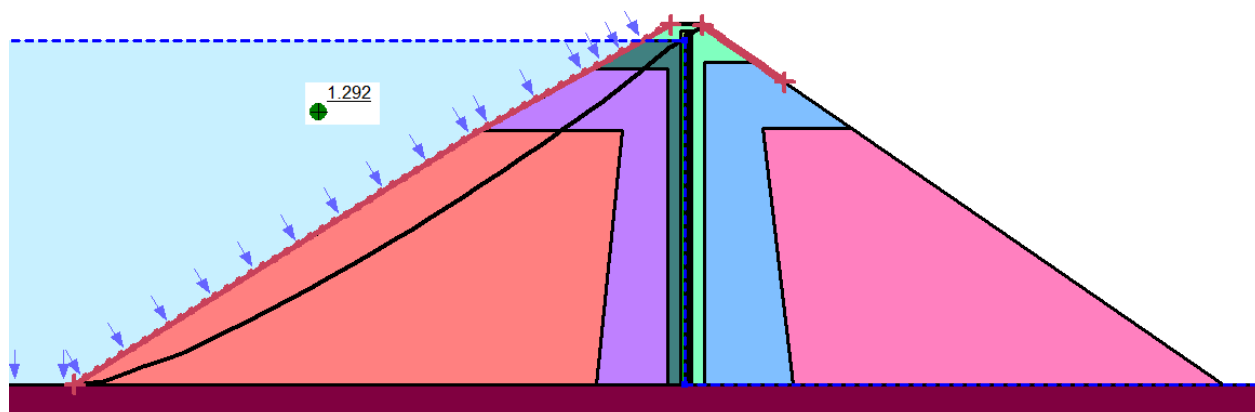


Figure A7.1 - Surface de rupture critique amont trouvée lors de l'analyse pseudostatique de l'ACRD représentatif

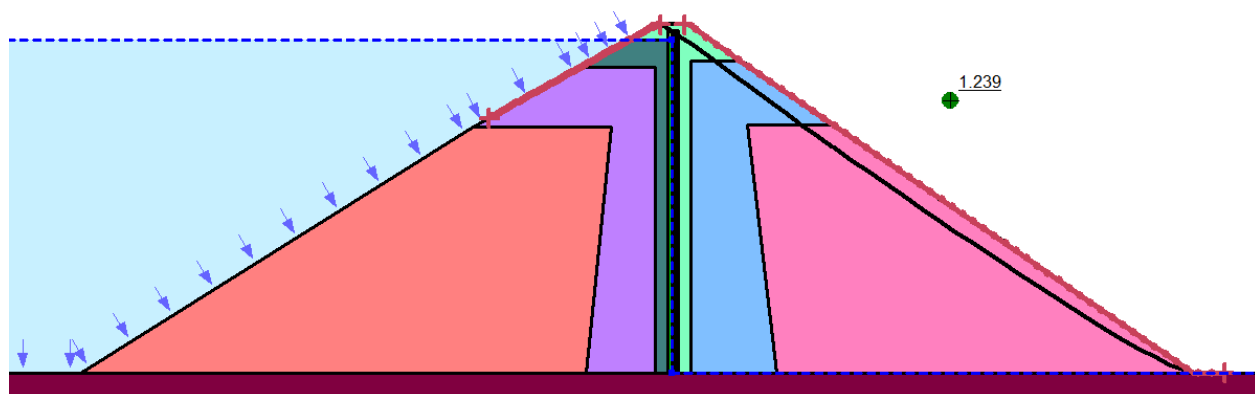


Figure A7.2 - Surface de rupture critique aval trouvée lors de l'analyse pseudostatique de l'ACRD représentatif

Tremblement de terre SMP Saguenay $k = 0,195$

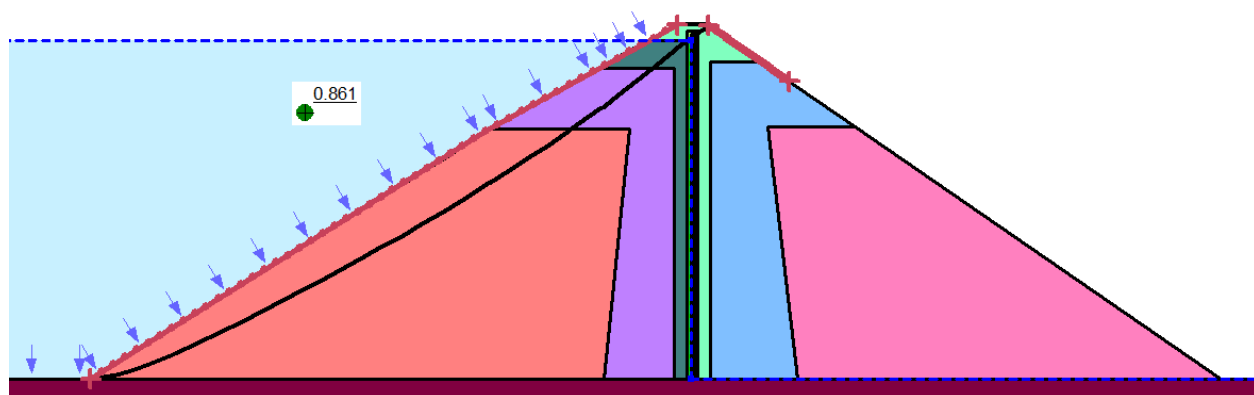


Figure A7.3 - Surface de rupture critique amont trouvée lors de l'analyse pseudostatique de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Saguenay.

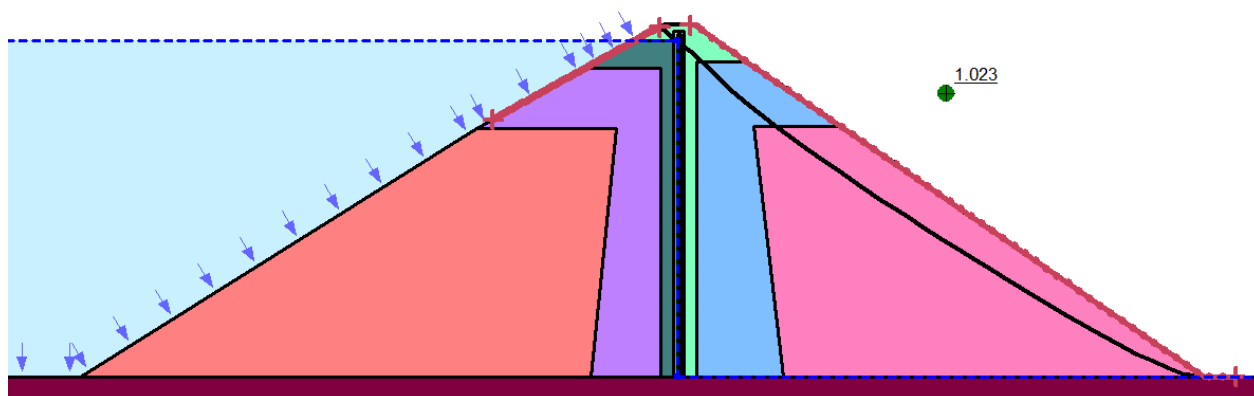


Figure A7.4 - Surface de rupture critique aval trouvée lors de l'analyse pseudostatique de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Saguenay.

Tremblement de terre SMP Northridge $k = 0,17$

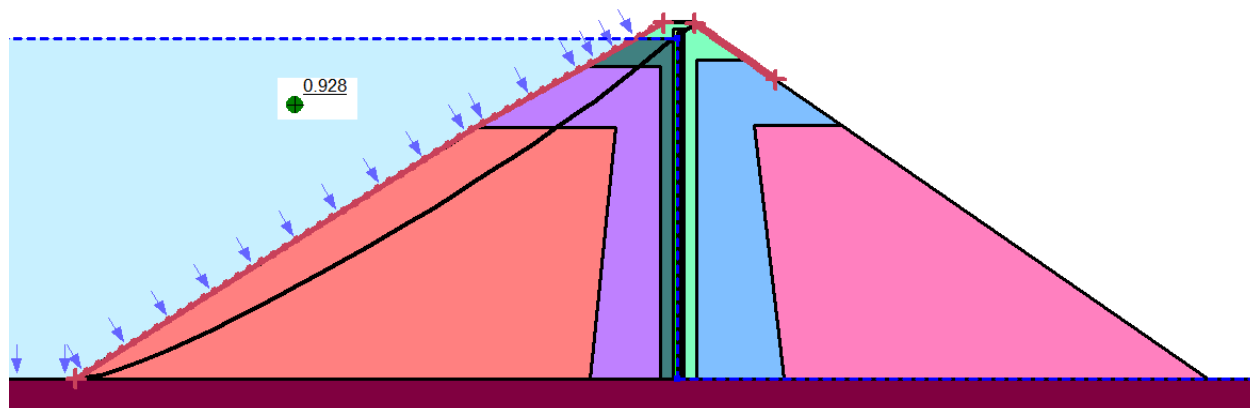


Figure A7.5 - Surface de rupture critique amont trouvée lors de l'analyse pseudostatique de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Northridge.

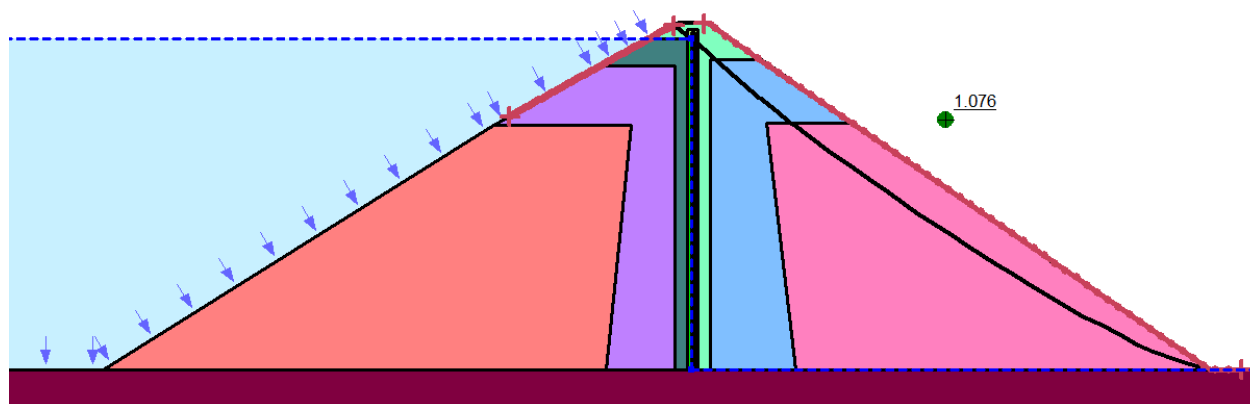


Figure A7.6 - Surface de rupture critique aval trouvée lors de l'analyse pseudostatique de l'ACRD représentatif pour le tremblement de terre SMP Northridge.

Annexe 8 – Méthode de filtrage

Tout signal périodique peut être décrit par une somme de sinus. En considérant que les accélérations calculées durant un certain laps de temps correspondent à un signal périodique, de période égale à la durée du signal, il est possible de représenter ce signal sous la forme d'une série. Le développement en série le plus utilisé dans l'analyse dynamique est le développement en série de Fourier. Les séries de Fourier s'écrivent comme suit :

$$a(t_k) = A_0 + \sum_{i=1}^{+\infty} A_i \cdot \sin(\omega_i \cdot t_k + \varphi_i)$$

Équation A8.1

avec $a(t_k)$ la valeur de l'accélération du tremblement de terre au temps t_k , A_i l'amplitude de Fourier associée à la fréquence i -ème f_i , ω_i la pulsation associée à f_i telle que $\omega_i = 2 \cdot \pi \cdot f_i$ (rad/sec) et φ_i la phase du signal à la fréquence f_i (Kramer, 1996).

Le filtrage consiste à multiplier les amplitudes de Fourier par un passe bande. En l'occurrence, les hautes fréquences sont supprimées. C'est-à-dire que l'amplitude des fréquences très basses est multipliée par 1 et que celle des fréquences très élevées par 0. L'amplitude des fréquences entre les deux est multipliée par un facteur compris entre 0 et 1 et qui dépend de la forme du passe bande choisi. Il est alors possible de reconstituer le signal à partir de la nouvelle série de Fourier qu'il vient d'être calculée, il s'agit de l'accélération filtrée tracée en fonction du temps.

Annexe 9 – Filtrage des accélérations calculées à la crête de l'ACRD représentatif

Pour les quatre tremblements de terre (Saguenay, Northridge, SMP Saguenay et SMP Northridge) utilisés lors de l'analyse de l'ACRD représentatif du Chapitre 6 les figures suivantes, relatives à l'opération de filtrage, sont présentées :

En premier, le passe bande utilisé pour filtrer l'accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif est présenté. Il est suivi des spectres d'amplitude de Fourier de l'accélération à la crête avant et après filtrage. La présentation de ces deux spectres permet de s'assurer que des informations importantes n'ont pas été affectées par l'opération de filtrage, c'est-à-dire que seules les très hautes fréquences sont supprimées. Enfin, l'accélération calculée à la crête du barrage et qui a été filtrée est présentée.

Tremblement de terre Saguenay :

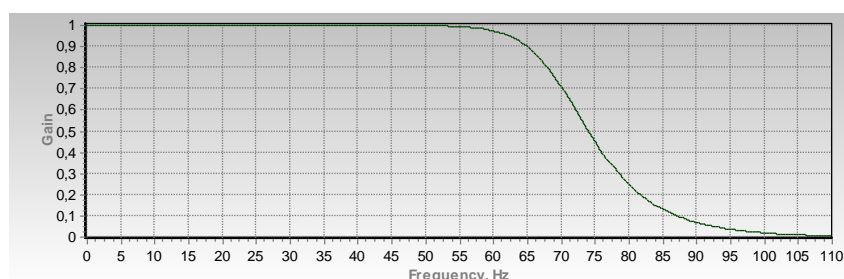


Figure A8.1 – Passe bande utilisé pour filtrer l'accélération à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre Saguenay

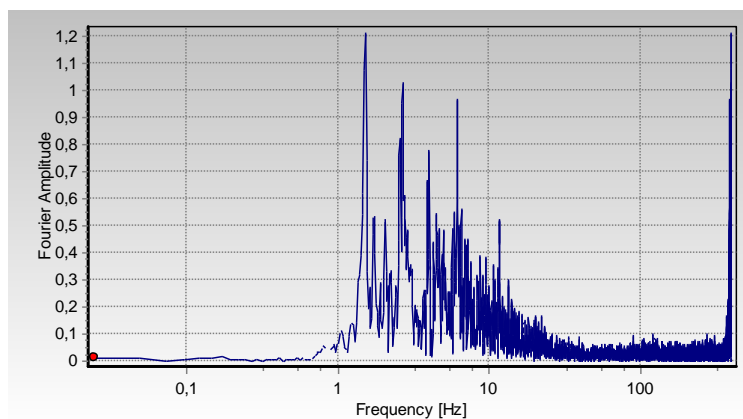


Figure A8.2 – Spectre d’amplitude de Fourier non filtré de l’accélération calculée à la crête de l’ACRD représentatif soumis au tremblement de terre Saguenay

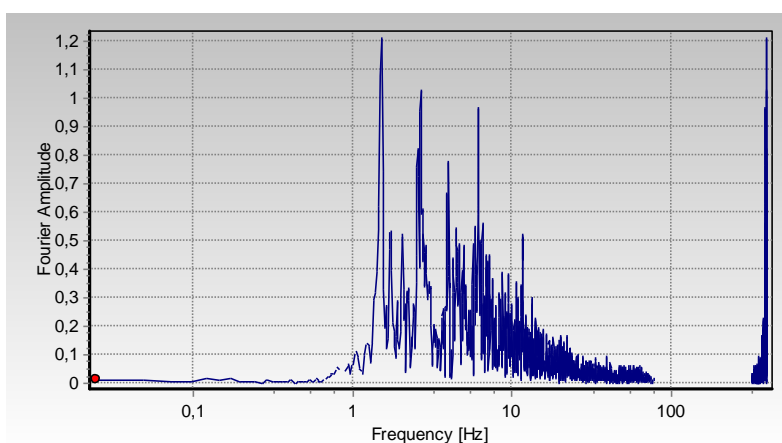


Figure A8.3 – Spectre d’amplitude de Fourier filtré de l’accélération calculée à la crête de l’ACRD représentatif soumis au tremblement de terre fourni Saguenay

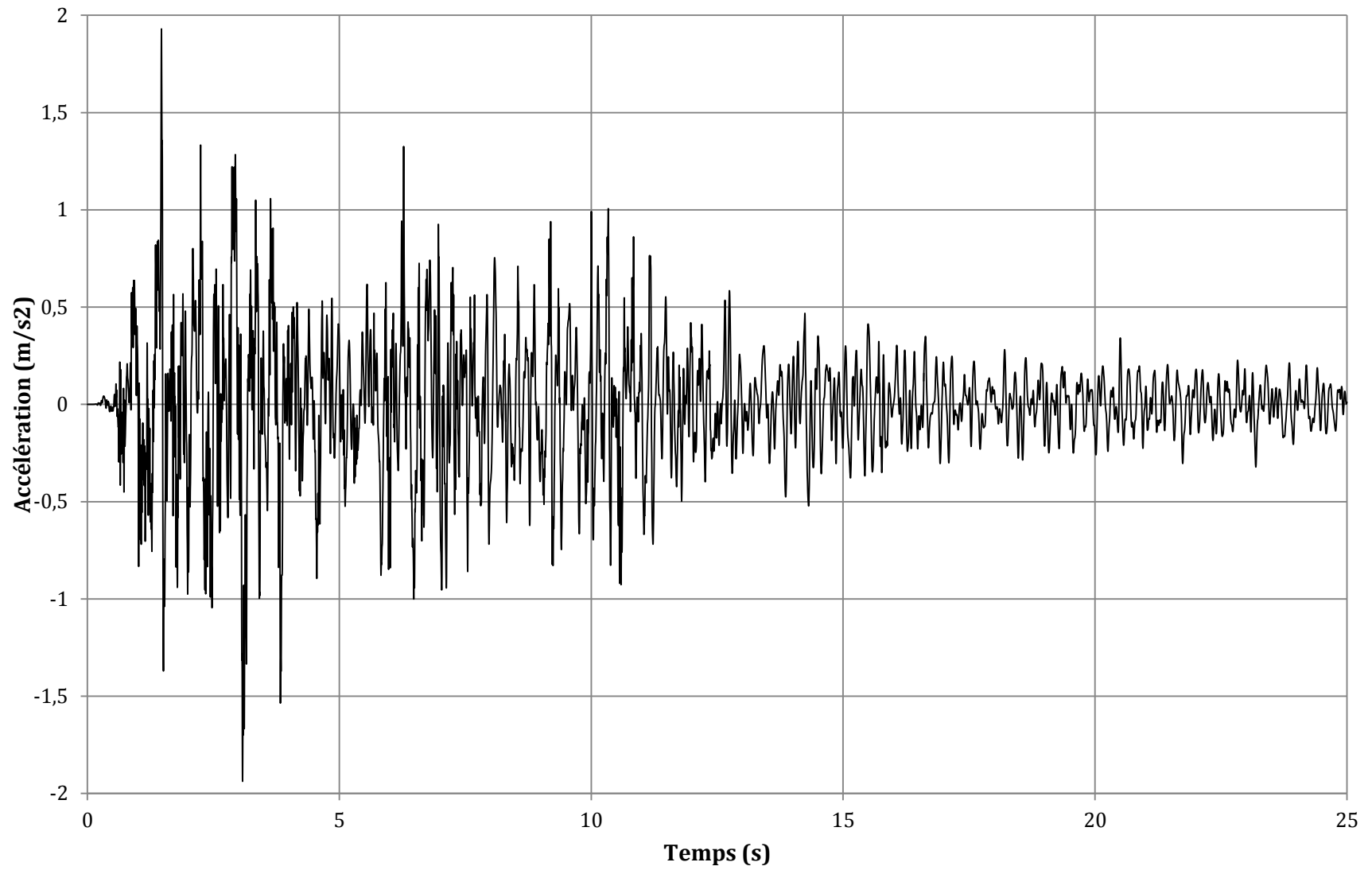


Figure A8.4 Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre Saguenay

Tremblement de terre Northridge :

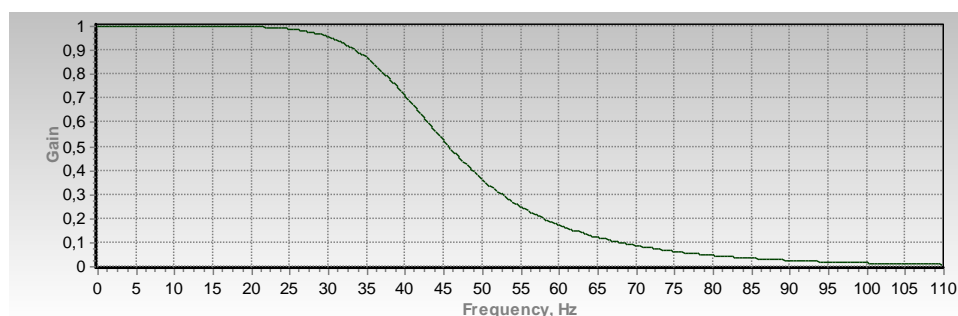


Figure A8.5 – Passe bande utilisé pour filtrer l'accélération à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre Northridge

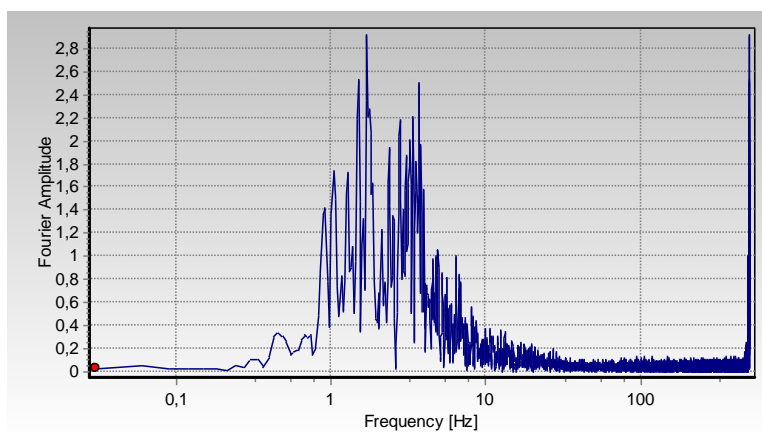


Figure A8.6 – Spectre d'amplitude de Fourier non filtré de l'accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement Northridge

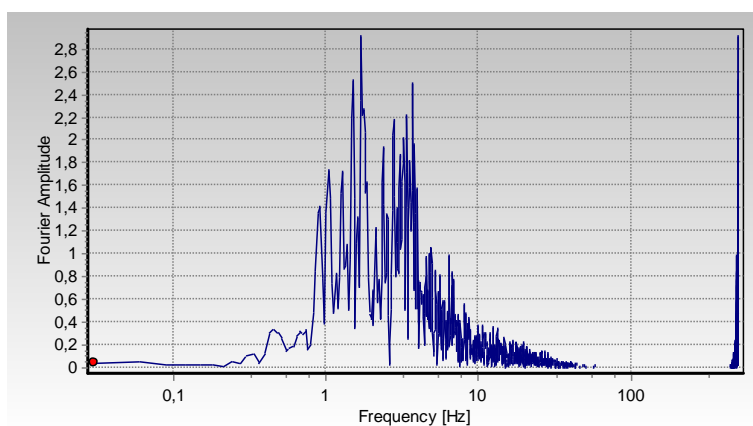


Figure A8.7 – Spectre d'amplitude de Fourier filtré de l'accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement Northridge

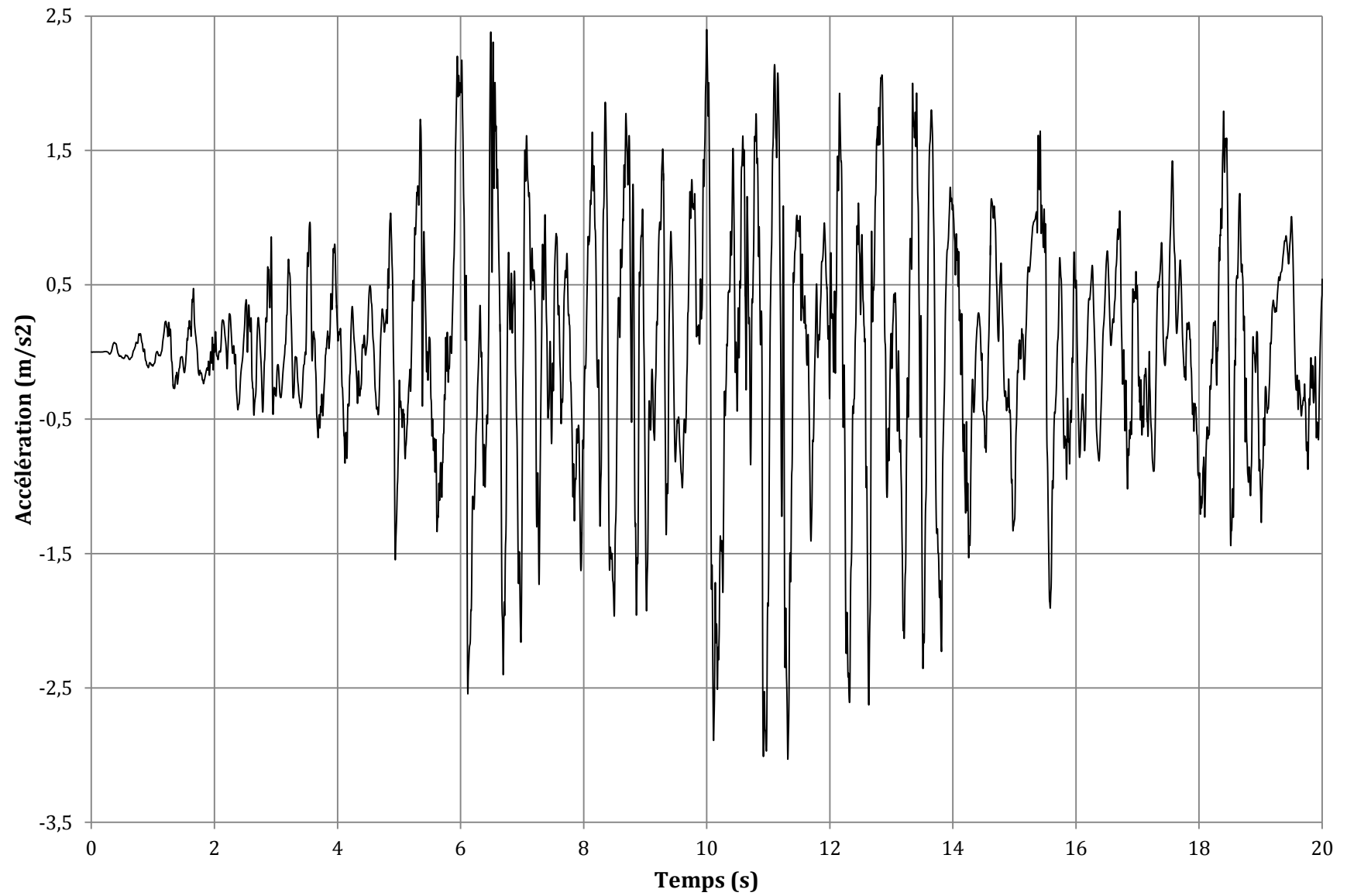


Figure A8.8 Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre Northridge

Tremblement de terre SMP Saguenay :

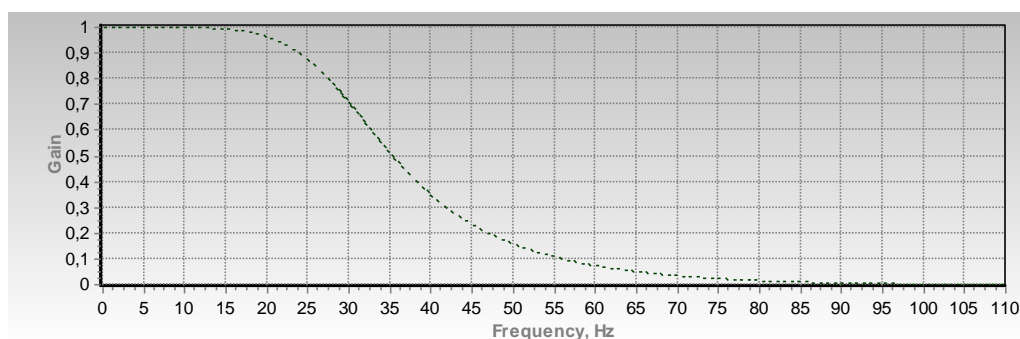


Figure A8.9 – Passe bande utilisé pour filtrer l'accélération à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre SMP Saguenay

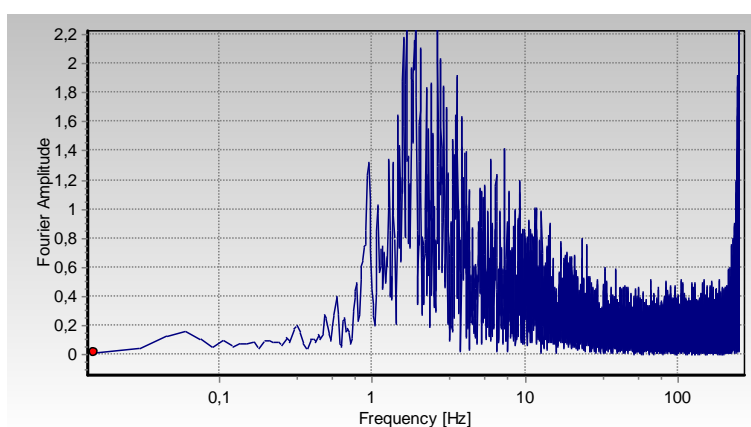


Figure A8.10 – Spectre d'amplitude de Fourier non filtré de l'accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre SMP Saguenay

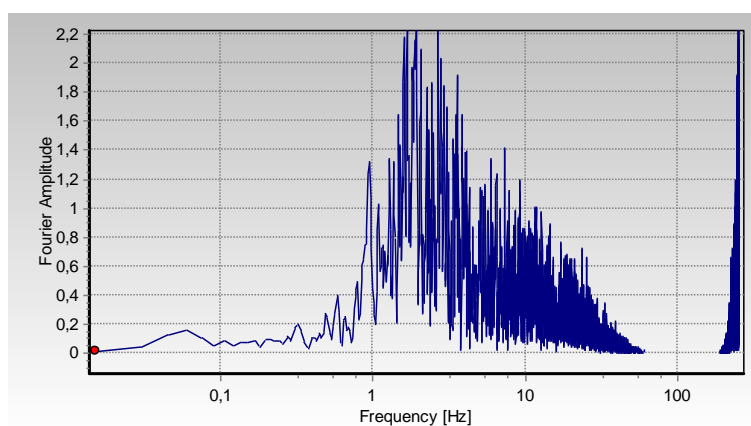


Figure A8.11 – Spectre d'amplitude de Fourier filtré de l'accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre SMP Saguenay

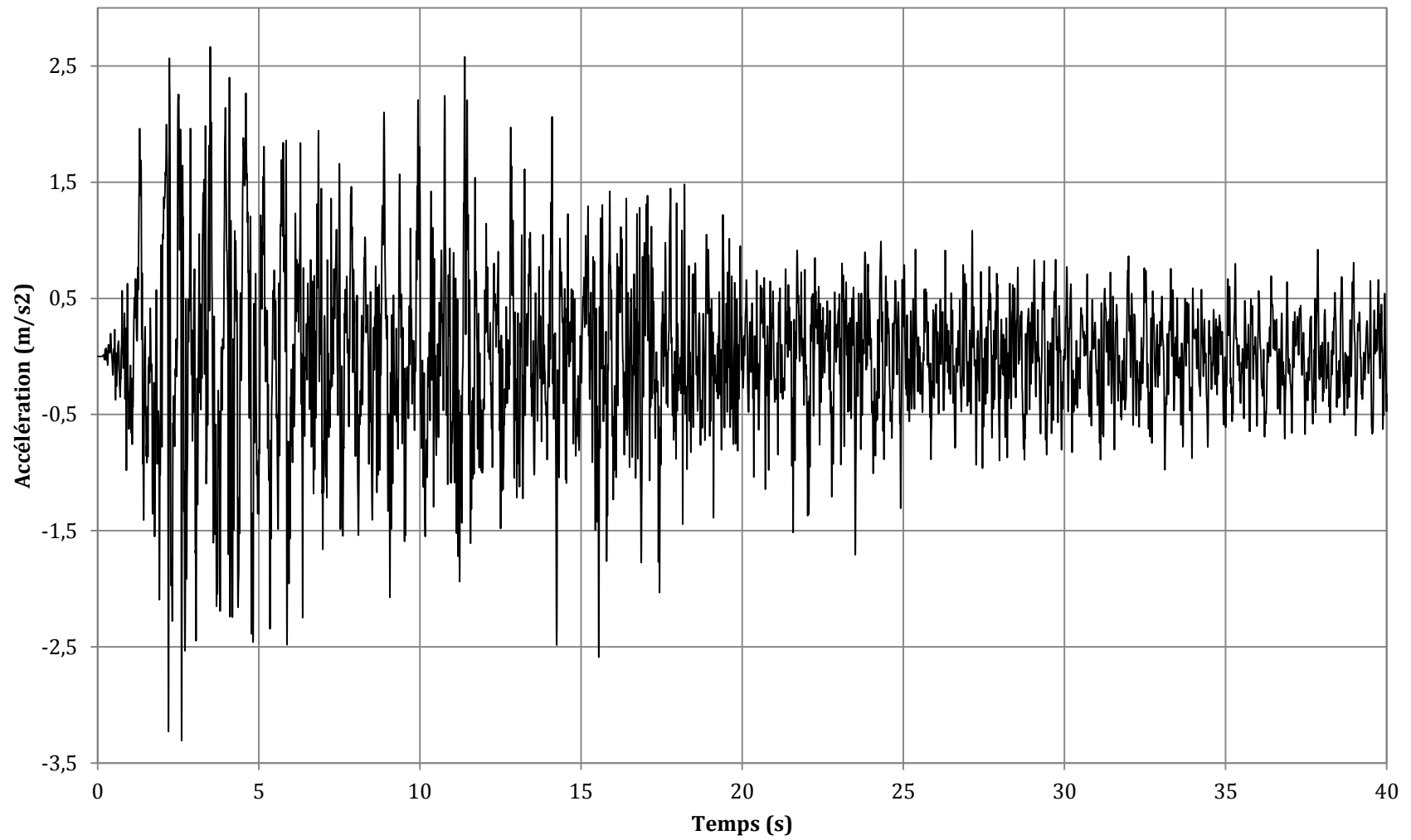


Figure A8.12 Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre SMP Saguenay

Tremblement de terre SMP Northridge :

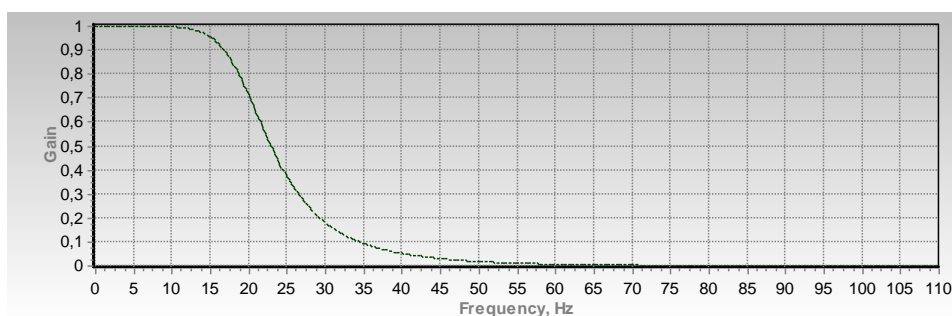


Figure A8.13 – Passe bande utilisé pour filtrer l'accélération à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre SMP Northridge

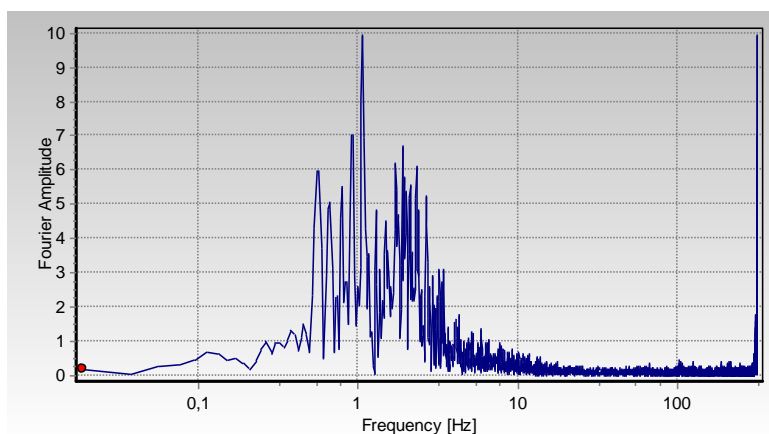


Figure A8.14 – Spectre d'amplitude de Fourier non filtré de l'accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre SMP Northridge

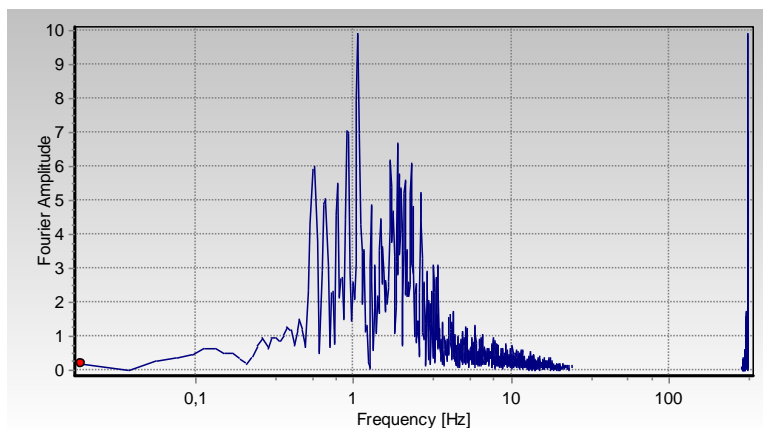


Figure A8.15 – Spectre d'amplitude de Fourier filtré de l'accélération calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre SMP Northridge

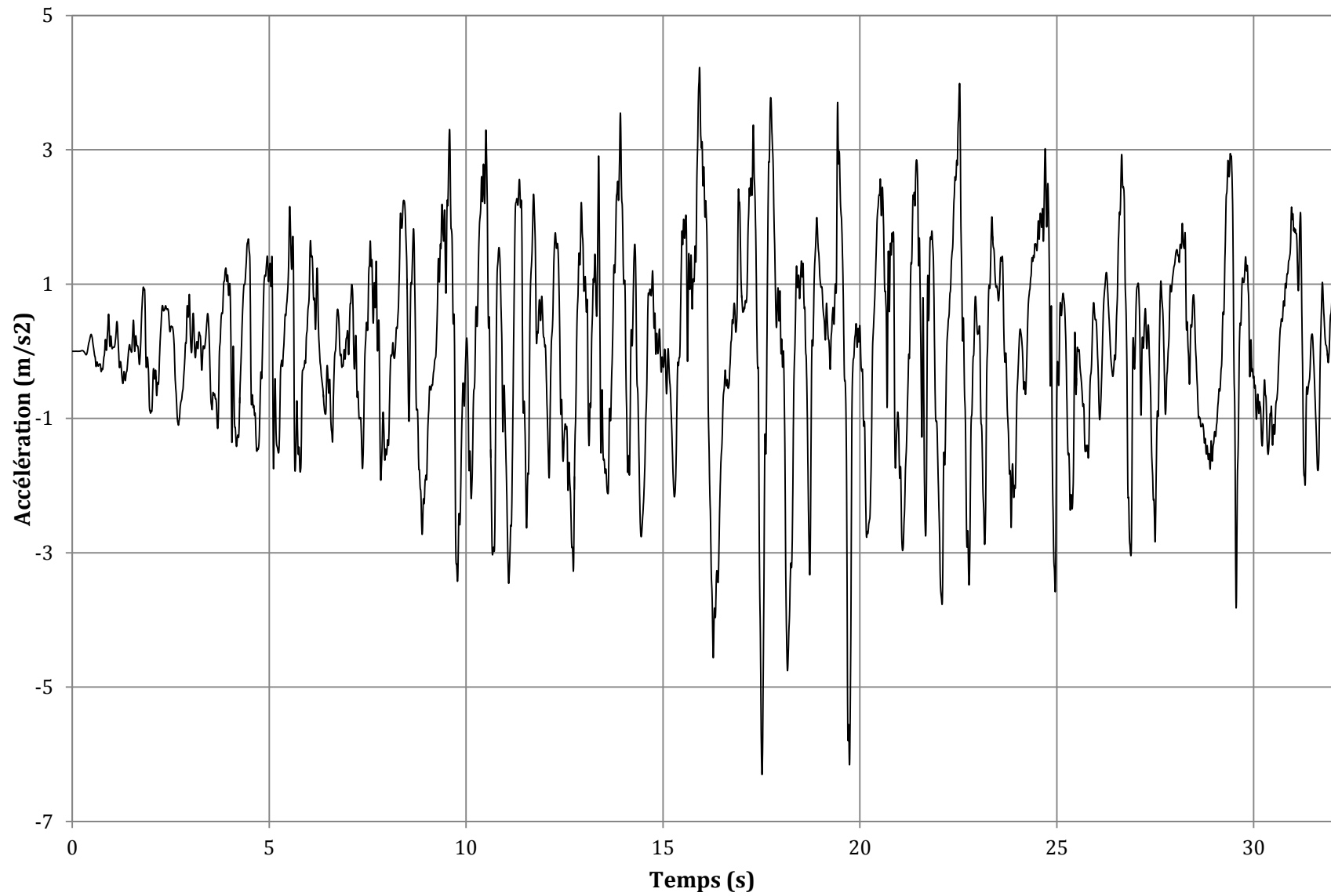


Figure A8.16 Accélération filtrée calculée à la crête de l'ACRD représentatif soumis au tremblement de terre SMP Northridge