

Titre: Modélisation de l'interaction sol-structure pour la conception des culées de ponts dans les régions à forte sismicité
Title: Modélisation de l'interaction sol-structure pour la conception des culées de ponts dans les régions à forte sismicité

Auteur: Bertrand Tchatat Ntapkam
Author:

Date: 2019

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Tchatat Ntapkam, B. (2019). Modélisation de l'interaction sol-structure pour la conception des culées de ponts dans les régions à forte sismicité [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/3810/>

Document en libre accès dans PolyPublie Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/3810/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Bruno Massicotte
Advisors:

Programme: Génies civil, géologique et des mines
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Modélisation de l'interaction sol-structure pour la conception des culées de ponts dans les régions à forte sismicité

BERTRAND TCHATAT NTAPKAM

Département de génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie civil

Mars 2019

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

Modélisation de l'interaction sol-structure pour la conception des culées de ponts dans les régions à forte sismicité

Présenté par **Bertrand TCHATAT NTAPKAM**

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

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

Pierre LÉGER, président

Bruno MASSICOTTE, membre et directeur de recherche

Samuel YNIESTA, membre

DÉDICACE

À Victorine et Blaise

REMERCIEMENTS

Dans un premier temps je souhaite remercier mon directeur de recherche Bruno Massicotte pour l'opportunité qu'il m'a offerte en me proposant ce projet de recherche ainsi que sa disponibilité et son expertise. Toutes les connaissances acquises lors de ce projet de recherche feront de moi un ingénieur spécialisé dans une problématique très complexe en ingénierie de ponts, celle de l'interaction sol-structure. Je tiens aussi à remercier énormément Pierre Léger pour son suivi et toutes les connaissances en dynamique de structures qu'il m'a enseigné. Il a été presque comme un co-directeur. Je tiens également à remercier Fabien Lagier dont le suivi et ses conseils en modélisation numérique en début de projet m'ont grandement aidé dans la réalisation de ce projet.

Dans un second temps, je souhaiterais remercier tous les professeurs spécialisés en géotechnique (Samuel Yniesta, Vincenzo Silvestri, Ghassan Abou-Samra) pour leur expertise dans toutes les questions liées à la modélisation du sol et de son comportement.

J'aimerais également remercier pour leur soutien financier le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG), le ministère des Transports du Québec (MTQ) ainsi que le Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB, regroupement du FRQNT).

Je profite pour remercier mes frères et sœurs pour leur soutien tout au long de cette aventure. Ma famille a toujours été là pour moi, de mon départ de mon pays jusqu'à l'aboutissement de mes études au Canada.

Finalement, merci à ma mère Victorine et mon père Blaise pour leur soutien inébranlable tout au long de cette maîtrise. Mes parents sont des personnes exceptionnelles qui se sont sacrifiées pour me permettre de continuer mes études dans les meilleures écoles d'ingénieurs de France et du Canada. Ils sont des acteurs incontournables dans l'accomplissement de ce travail de recherche et de tous les futurs accomplissements de ma vie.

RÉSUMÉ

La conception sismique des culées de ponts doit considérer de manière appropriée l’interaction sol-structure. Les méthodes pseudo-statiques proposées par le code Canadien des Ponts CSA-S6 sont applicables uniquement pour les murs ayant une hauteur inférieure à 6 m et qui sont situés dans les régions à accélérations sismiques modérées. Les culées typiques ont souvent des hauteurs supérieures à 6 m, pour des conditions propres au site mais aussi dans certaines situations pour assurer une protection adéquate contre le gel. De plus dans les régions comme Charlevoix, les pics d’accélération peuvent excéder 1g. Ces deux cas de figures sont hors des limites d’applicabilité des méthodes pseudo-statiques proposées par le Code CSA-S6 pour la conception parasismique des culées et murs de soutènement. Le CSA-S6 indique que dans de telles situations, il faut effectuer des analyses numériques temporelles qui prennent en compte l’interaction sol-structure pour estimer les déplacements et les efforts du mur de soutènement ou culée. Ce mémoire présente les résultats d’analyses de modèles numériques 2D élaborés pour des ponts situés dans des régions localisées à Montréal et Charlevoix. Les analyses considèrent le sol et la culée comme linéaires ou non linéaires ainsi que la non linéarité de l’interface culée-remblai afin de déterminer les effets du remblai sur la réponse de la culée. Les hauteurs de 6, 8 et 10 m sont considérées. Les conclusions de ce mémoire s’achèvent par des recommandations pour l’élaboration d’une analyse linéaire temporelle qui prend en compte l’interaction sol-structure.

ABSTRACT

Seismic design of bridge abutments must appropriately consider soil-structure interaction. The simplified methods proposed in the Canadian Bridge Code CSA-S6 are applicable to walls of up 6 m high for moderately active seismic regions. Typical abutments are often more than 6 m high due to site requirements or for protection against freezing whereas design peak ground acceleration areas such as Charlevoix exceeds 1g, two conditions outside the applicability of pseudo-static methods for the seismic design of abutments and walls. CSA-S6 indicates for such cases, adopting two dimensional numerical models that allow time-history analyses and soil-wall-interaction response to estimate the wall displacements. The paper presents results of two-dimensional numerical models of increasing complexity that compare the behaviour of typical bridge abutments located in Montreal and Charlevoix. The analyses consider the soil and the abutment as linear or nonlinear and the nonlinear abutment-backfill interface to investigate the effects of backfill on the response of the abutment. Abutments height of 6, 8 and 10 m are considered. The thesis concludes by recommendations aimed at providing designers with practical guidance for carrying out linear time-history analyses that correctly account for the soil-abutment interaction.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VII
LISTE DES TABLEAUX	XII
LISTE DES FIGURES	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXII
LISTE DES ANNEXES	XXIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte général	1
1.2 Problématique	2
1.3 Objectifs et portée du projet de recherche	3
1.4 Méthodologie et organisation du mémoire	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	6
2.1 Contexte sismique du Canada	6
2.1.1 Zones sismiques au Canada	6
2.1.2 Séismes synthétiques à l'étude	8
2.1.3 Calibration des séismes	10
2.2 Interaction sol-structure	13
2.2.1 Évolution historique	13
2.2.2 Études expérimentales	13
2.2.3 Système mur-sol	18

2.2.4	Méthodes d'analyse : cas statique	21
2.2.5	Tendance des recherches futures	30
2.3	Méthodes d'analyse	31
2.4	Méthode pseudo-statique.....	31
2.4.1	Mononobe-Okabe.....	31
2.5	Méthode dynamique simplifiée	38
2.5.1	Modèle de masses concentrées	38
2.5.2	Modèle d'Arya et Thakkar (1973).....	39
2.5.3	Modèle de Scott (1973)	39
2.5.4	Modèle de Léger et Javanmardi (2006).....	40
2.6	Analyse numérique non linéaire.....	42
2.6.1	Formulation du contact dans ABAQUS/Standard.....	43
2.6.2	Lois constitutives des sols granulaires	48
2.7	Conception basée sur la force.....	56
2.7.1	Principe.....	57
	CHAPITRE 3 COMPARAISON DES MÉTHODES D'ANALYSES	61
3.1	Calibration du modèle non linéaire par éléments finis.....	61
3.1.1	Configuration du modèle test	61
3.1.2	Modélisation par éléments finis sur ABAQUS	64
3.1.3	Description du modèle éléments finis	69
3.1.4	Comparaison des résultats	72
3.2	Système à l'étude.....	83
3.2.1	Géométrie	83
3.2.2	Région sismique	84

3.3	Méthode numérique non linéaire.....	84
3.3.1	Détermination du volume de remblai compacté.....	85
3.3.2	Modélisation du mur et du sol.....	86
3.3.3	Résultats des analyses	93
3.4	Méthode pseudo-statique : Mononobe – Okabe.....	103
3.4.1	Conditions d’application	104
3.4.2	Modélisation du mur	104
3.4.3	Modélisation de la fondation rocheuse.....	105
3.4.4	Calcul des charges	108
3.4.5	Résultats des analyses	110
3.5	Méthode dynamique simplifiée	115
3.5.1	Modélisation du remblai compacté	116
3.5.2	Résultats	121
3.6	Comparaison des méthodes d’analyse.....	126
3.6.1	Analyse modale	127
3.6.2	Moment de flexion à la base du mur	128
CHAPITRE 4 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE.....		130
4.1	Géométrie du pont et paramètres géotechniques du remblai	130
4.1.1	Géométrie du tablier	130
4.1.2	Géométrie de la culée	131
4.2	Modélisation	133
4.2.1	Méthode numérique non linéaire.....	134
4.2.2	Méthode pseudo-statique.....	136
4.2.3	Méthode dynamique simplifiée	137

4.3 Résultats des analyses	138
4.3.1 Méthode pseudo-statique.....	138
4.3.2 Méthode dynamique simplifiée	141
4.3.3 Méthode numérique non linéaire.....	143
4.3.4 Comparaison.....	145
4.3.5 Influence des paramètres de sols	150
CHAPITRE 5 CONCEPTION DE LA CULÉE	156
5.1 Détermination de la demande sur le pont	156
5.1.1 Modélisation du pont.....	156
5.1.2 Résultats des analyses	157
5.1.3 Modes de la structure	157
5.1.4 Moment à la base de la culée et charge axiale	159
5.2 Conception de la section à la base de la culée.....	160
5.2.1 Catégorie de performance du pont	160
5.2.2 Détermination des efforts de conception.....	161
5.2.3 Détermination du moment résistant <i>Mr</i>	162
5.2.4 Plans de section	163
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	166
6.1 Rappels des objectifs	166
6.2 Conclusion et recommandations	166
6.2.1 Méthode numérique non linéaire.....	166
6.2.2 Méthode dynamique simplifiée	168
6.2.3 Méthode pseudo-statique.....	168
RÉFÉRENCES	170

ANNEXES	172
---------------	-----

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Magnitude et distance à l'hypocentre des onze accélérogrammes à l'étude.	8
Tableau 2.2 : Coefficient Ko pour quelques types de sols (Silvestri, 2011)	24
Tableau 2.3 : Déplacements typiques pour atteindre l'état de poussée active (Silvestri, 2011)	26
Tableau 2.4 : Coefficients de poussée et de butée sur un écran vertical (Silvestri, 2011)	29
Tableau 2.5 : Facteurs de modification de réponse R pour les éléments de la sous-structure (Tableau 4.17 norme CSA/CAN-S6-14)	58
Tableau 2.6 : Catégorie de performance sismique basée sur des valeurs spectrales de période de retour 2475 ans (Table4.10 norme CSA/CAN-S6-14)	59
Tableau 3.1 : Enregistrements utilisés pour la calibration	63
Tableau 3.2 : Propriétés géométriques des murs de soutènement (Geraili et Sitar, 2013).....	70
Tableau 3.3: Paramètres géotechniques	84
Tableau 3.4 : Coefficients d'amortissement de Rayleigh du mur et du remblai.....	87
Tableau 3.12 : Moment de flexion à la base du mur sous l'application du poids propre	96
Tableau 3.13 : Périodes et masse participante cumulée des principaux modes	97
Tableau 3.7 : Facteurs de calibration des onze séismes synthétiques	97
Tableau 3.14 : Moment de flexion pour les onze séismes à l'étude avant calibration.....	99
Tableau 3.8 : Moment de flexion pour les onze séismes à l'étude après calibration.....	103
Tableau 3.4 : Valeurs numériques de la rigidité flexionnelle dans la direction longitudinale	106
Tableau 3.5 : Principaux modes de la structure et leur masse participante	111
Tableau 3.12 : Moment de flexion pour les cinq combinaisons de charge	114
Tableau 3.7 : Les modes qui participent pour 90% de la masse modale totale	123
Tableau 3.9 : Moment de flexion uniquement sismique à la base du mur	125
Tableau 3.10 : Moment de flexion total à la base du mur	125
Tableau 3.15 : Périodes obtenues avec les trois méthodes d'analyse	127

Tableau 3.16 : Moment à la base du mur pour les différents cas de chargement.....	128
Tableau 4.1 : Charges appliquées sur le tablier.....	131
Tableau 4.2 : Résistance en compression f_c	131
Tableau 4.3 : Dimensions de la culée type	132
Tableau 4.4 : Propriétés géométriques et caractéristiques du matériau du tablier du pont.	135
Tableau 4.5 : Coefficients d'amortissement de Rayleigh	136
Tableau 4.6 : Modes principaux du pont avec le modèle simplifié pour une culée 6 m, 8 m et 10 m	139
Tableau 4.7: Moments à la base de la culée avec le modèle pseudo-statique pour la région de Montréal	140
Tableau 4.8 : Moments à la base de la culée avec le modèle pseudo-statique pour la région de Charlevoix	141
Tableau 4.9 : Rapport entre les moments avec le modèle pseudo-statique de la région de Montréal sur Charlevoix	141
Tableau 4.10 : Les principaux modes pour les hauteurs de 6 m, 8 m et 10 m	141
Tableau 4.11 : Moments à la base de la culée pour la région de Montréal	142
Tableau 4.12 : Moments à la base de la culée pour la région de Charlevoix	142
Tableau 4.13 : Rapport du moment à la base entre la Montréal et de Charlevoix	143
Tableau 4.14 : Périodes naturelles du modèle non linéaire	143
Tableau 4.15 : Moment à la base de la culée du modèle non linéaire avant la calibration	144
Tableau 4.16 : Moment à la base de la culée du modèle non linéaire après la calibration	144
Tableau 4.19 : Comparaison des périodes naturelles des trois méthodes	145
Tableau 4.17 : Moment pour les 3 méthodes pour les hauteurs de 6 m, 8 m et 10 m	146
Tableau 4.18 : Rapport des moments par rapport à la méthode numérique	146
Tableau 4.23 : Récapitulatif du moment pour les 3 méthodes	148

Tableau 4.24 : Ratio des moments par rapport à la méthode numérique non linéaire	148
Tableau 4.28 : Moments de flexion pour différentes valeur d'angle de frottement interne ϕ	150
Tableau 4.29 : Rapport du moment obtenu pour un angle ϕ au moment obtenu avec l'angle de frottement ϕ de 30°	151
Tableau 4.30 : Moment maximum de flexion pour différentes valeurs du poids volumique	152
Tableau 4.31 : Rapport du moment obtenu pour un poids volumique γ au moment obtenu avec le poids volumique 22 kN/m^3	152
Tableau 4.32 : Moment maximum en fonction du taux d'amortissement	154
Tableau 4.33 : Rapport du moment obtenu pour un taux d'amortissement ϵ au moment obtenu avec le taux d'amortissement 10%	154
Tableau 5.1 : Périodes naturelles du pont dans la direction longitudinale et transversale.	158
Tableau 5.2: Moments de flexion à la base de la culée dans la région de Montréal	159
Tableau 5.3 : Moments de flexion à la base de la culée dans la région de Charlevoix	160
Tableau 5.4 : Détermination de la charge axiale sur la culée.....	160
Tableau 5.5 : Accélérations spectrales pour les spectres de conception de Montréal et Charlevoix	161
Tableau 5.6: Moments de flexion à la base de la culée dans la région de Montréal	161
Tableau 5.7 : Moments de flexion à la base de la culée dans la région de Charlevoix	161
Tableau 5.8: Récapitulatif des armatures de la section ductile à Montréal	163
Tableau 5.9: Récapitulatif des armatures de la section ductile à Charlevoix.....	163

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Culée préfabriquée évidée type	2
Figure 1-2 : Organigramme de l'organisation du mémoire.....	5
Figure 2-1 : Zones et aléa sismique du Canada (Commission géologique du Canada, 2015)	6
Figure 2-2 : Accélérations spectrales des régions à l'étude.	9
Figure 2-3 : Spectres de réponse des onze séismes synthétiques.	9
Figure 2-4 : Exemples de spectre de conception et de spectre de conception modifié du CNBC (2015) (Tremblay et al., 2015)	11
Figure 2-5 : Spectre cible selon la méthode A (Tremblay et al., 2015)	12
Figure 2-6 : Accélérogramme du séisme MC1	12
Figure 2-7 : Configuration expérimentale de Ortiz (1983) (Geraili et Sitar, 2013).	15
Figure 2-8 : Configuration type des essais de Stadler (1996) (Geraili et Sitar, 2013).	15
Figure 2-9 :Configuration des tests de Nakamura (2006) (Geraili et Sitar, 2013).....	16
Figure 2-10 : Configuration des tests Al-Atik et Sitar (2008) (Geraili et Sitar, 2013).	16
Figure 2-11 : Configuration du modèle ROOZ01, vue de profil (Geraili et Sitar, 2013).	17
Figure 2-12 : Configuration du modèle ROOZ02, vue de profil (Geraili et Sitar, 2013).	18
Figure 2-13 : Les principaux ouvrages de soutènement (Massicotte, 2019).....	21
Figure 2-14 : Coin de Coulomb (Massicotte, 2019).....	23
Figure 2-15 : Développement des pressions actives et passives de la terre selon la norme CSA/CAN-S6-14 (Massicotte, 2019).....	25
Figure 2-16 : État de poussée du sol ou poussée active (Massicotte, 2019)	26
Figure 2-17 : Détermination des contraintes actives et passives sur le cercle Mohr (adapté de ASCE (1994)	26
Figure 2-18 : État de butée dans le sol ou poussée passive (Massicotte, 2019)	27
Figure 2-19 : Schéma de rupture verticales (Silvestri, 2011).....	28

Figure 2-20 : Convention de signe pour δ (Silvestri, 2011)	30
Figure 2-21 : Poussée active - Méthode de Mononobe-Okabe selon ASCE, 1994 (Masssicotte, 2019).....	33
Figure 2-22 : Poussée passive - Méthode de Mononobe-Okabe selon ASCE, 1994 (Masssicotte, 2019).....	34
Figure 2-23 : Modèle simplifié avec des masses concentrées sur l'interface (Léger et Javanmardi, 2006).....	39
Figure 2-24 : Modèle de poutre en cisaillement et de connecteurs rigides. (Léger et Javanmardi, 2006).....	39
Figure 2-25 : Modèle de Scott (Veletsos et Younan, 1995)	40
Figure 2-26 : Amélioration de la méthode simplifiée pour le cas d'un barrage (Léger et Javanmardi, 2006).....	41
Figure 2-27 : Comparaison entre le comportement linéaire et non linéaire de la relation pression-distance normale de contact (Simulia, 2011)	44
Figure 2-28 : Relation non linéaire de pénalisation entre la pression et la distance normale de contact (Simulia, 2011)	45
Figure 2-29 : Logique de contact dans ABAQUS/Standard (Simulia, 2011)	45
Figure 2-30 : Relation pression-distance normale de contact utilisée par défaut dans ABAQUS (Simulia, 2011)	47
Figure 2-31 : Comportement de frottement (Simulia, 2011).....	48
Figure 2-32: Ligne de rupture de Mohr-Coulomb (Simulia, 2011)	49
Figure 2-33 : Les choix de ligne de rupture de la loi "Extended Drucker-Prager" (Helwany, 2007)	50
Figure 2-34 : Axe dans le repère triaxial selon Simulia, 2011 (Massicotte, 2019)	51
Figure 2-35 : Représentation de la boucle d'hystérésis en conditions non drainées (Pinto, 2012)	52
Figure 2-36 : Courbe contrainte-déformation en cisaillement sur un test réalisé avec un modèle de durcissement (Pinto, 2012).....	54

Figure 2-37 : Courbe normalisée du module sécant (sable silteux à une pression de confinement de 1 atm) représentée utilisant un modèle hyperbolique (Darendeli, 2001)	55
Figure 2-38 : Courbe d'amortissement basée sur le comportement de Masing (Darendeli, 2001).	56
Figure 3-1: Configuration du modèle ROOZ02 vue de profil (Geraili et Sitar, 2013) (dimensions en mm).....	62
Figure 3-2 : Accélérogrammes des séismes utilisés pour la calibration (avant et après modification).	64
Figure 3-3 : Conditions aux limites d'un élément de sol selon les étapes de chargement.....	65
Figure 3-4 : Chargement cyclique imposé à la face supérieure de l'élément de sol.....	66
Figure 3-5 : Représentation de la boucle d'hystéresis pour la loi de Mohr-Coulomb dans ABAQUS	66
Figure 3-6 : Courbes normalisées de réduction du module sécant G	68
Figure 3-7 : Courbes du taux d'amortissement pour l'élément de sol.....	69
Figure 3-8 : Dimensions des murs de soutènement du modèle ROOZ02 (Geraili et Sitar, 2013) (mm).....	70
Figure 3-9 : Modèle ROOZ02 sur ABAQUS maillé.....	71
Figure 3-10 : Conditions aux limites du modèle ROOZ02 sur ABAQUS selon les cas de chargement.	72
Figure 3-11 : Distribution de la pression statique selon le mur de soutènement.....	74
Figure 3-12 : Courbe de tendance issue des profils de pression statique avec ABAQUS	75
Figure 3-13 : Évolution de la pression sismique des terres pour le séisme Kobe-TAK090-1	76
Figure 3-14 : Évolution de la pression sismique des terres pour le séisme Loma Prieta WVC-270-1	77
Figure 3-15 : Distribution du moment selon la hauteur du mur de soutènement simple.	78
Figure 3-16 : Distribution du moment selon la hauteur du mur de soutènement simple après la calibration.....	80

Figure 3-17 : Distribution du moment selon la hauteur du mur de soutènement déplaçable pour le séisme Loma Prieta WVC270-1 modifié.	82
Figure 3-18 : Géométrie du système à l'étude	83
Figure 3-19 : Géométrie de sol à considérer (Carvajal Uribe, 2011)	85
Figure 3-20 : Délimitation du volume de remblai compacté à considérer dans la modélisation. ..	85
Figure 3-21: Les deux partitions créées dans ABAQUS	86
Figure 3-22 : Modèle assemblé.	88
Figure 3-23 : Modèle maillé	89
Figure 3-24 : Couplage cinématique dans la direction longitudinale (axe X) de la frontière du sol.	90
Figure 3-25 : Contrainte de type <i>Tie</i> entre la base du mur et la fondation rocheuse.	90
Figure 3-26 : Rouleaux à la base de la fondation rocheuse	91
Figure 3-27 : Condition limite de type accélération à la base de la fondation rocheuse	92
Figure 3-28 : Différents plans de rupture selon la théorie de Rankine.....	93
Figure 3-29 : Distribution de la pression statique à l'interface mur-sol	94
Figure 3-30 : Déformée de la structure avec superposition des contours des déformations plastiques (PEMAG) sous l'application du poids propre de la structure. Facteur d'échelle 100.....	95
Figure 3-31 : Évolution de la contrainte normale selon l'axe Y le long de la section	96
Figure 3-32 : Les deux premiers modes de la structure	97
Figure 3-33 : Modification du spectre de réponse du séisme MC7 suite à la calibration	98
Figure 3-34 : Modification de l'accélérogramme du séisme MC7 suite à la calibration.....	98
Figure 3-35 : Évolution dans le temps du moment à la base d'un mur de 6m pour différentes largeurs de remblai.	99
Figure 3-36 : Évolution dans le temps du moment et du déplacement pour le séisme MC7	100
Figure 3-37 : Évolution dans le temps du moment et du déplacement pour le séisme MC11	101

Figure 3-38 : Distribution du moment selon la hauteur du mur pour le séisme MC7.....	101
Figure 3-39 : Distribution du moment selon la hauteur du mur pour le séisme MC11.....	102
Figure 3-40 : Évolution dans le temps du moment après la calibration pour le séisme MC7.....	102
Figure 3-41 : Évolution dans le temps du moment avant la calibration pour le séisme MC11 ...	103
Figure 3-42 : Abaques présentant les coefficients de Newmark selon Davidovici, 1999 (Massicotte, 2019).....	106
Figure 3-43 : Modèle final en 2D	107
Figure 3-44 : Mode fondamental de la structure.	107
Figure 3-45 : Représentation des charges dynamiques dues au sol de remblai selon la norme CSA/CAN-S6-14.....	109
Figure 3-46 : Application à mi-hauteur des charges dynamiques (kN) dues au remblai dans SAP 2000	109
Figure 3-47 : Résultats de l'analyse statique avec SAP2000.....	110
Figure 3-48 : Principaux modes de la structure.....	111
Figure 3-49 : Spectre de conception région de Montréal pour une période de retour de 2475 ans.	112
Figure 3-50 : Résultats de l'analyse statique avec SAP2000.....	115
Figure 3-51 : Représentation du volume de sol par 3 poutres en cisaillement.....	116
Figure 3-52 : Distinction des aires tributaires nécessaires au calcul de la rigidité axiale des ressorts	117
Figure 3-53 : Équivalence entre modèle de sol réel et de celui de poutre en cisaillement.....	118
Figure 3-54 : Modèle simplifié du mur et du sol sans contrainte en translation longitudinale à l'interface.....	120
Figure 3-55 : Diagramme du moment de flexion pour le modèle simplifié sans contrainte en translation longitudinale à l'interface.....	120

Figure 3-56 : Modèle simplifié du mur et du sol avec contrainte en translation longitudinale à l'interface.....	121
Figure 3-57 : Diagramme du moment de flexion du modèle avec contrainte en translation longitudinale à l'interface.....	121
Figure 3-58 : Application de la pression active statique	122
Figure 3-59 : Diagramme du moment de flexion dû à la pression active statique.	123
Figure 3-60 : Mode fondamental de la structure	124
Figure 3-61 : Évolution du moment de flexion sous l'effet du séisme MC1	126
Figure 3-62 : Évolution du moment de flexion sous l'effet du séisme MC2	126
Figure 3-63 : Comparaison de l'évolution dans le temps du moment de flexion à la base du mur.	129
Figure 4-1 : Section transversale du tablier.....	130
Figure 4-2 : Paramètres définissant la géométrie d'une culée type	132
Figure 4-3 : Modèle final ABAQUS pour une hauteur de 10 m	136
Figure 4-4 : Modélisation dans SAP2000 de la masse du tablier et des charges sismiques appliquées sur la culée du modèle pseudo-statique.....	137
Figure 4-5 : Modèle de pont simplifié dans la direction longitudinale	138
Figure 4-6 : Mode fondamental pour les hauteurs de 6m, 8m et 10 m	139
Figure 4-7 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 6 m	147
Figure 4-8 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 8 m.....	147
Figure 4-9 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 10 m.....	147
Figure 4-10 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 6 m	149

Figure 4-11 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 8 m	149
Figure 4-12 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 10 m	149
Figure 4-13 : Variation du moment à la base de la culée de 6 m pour le séisme MC1 en fonction de l'angle de frottement interne ϕ	151
Figure 4-14 : Variation du moment à la base de la culée de 6 m pour le séisme MC1 en fonction du poids volumique γ	153
Figure 4-15 : Variation du moment à la base de la culée de 6 m pour le séisme MC1 en fonction de l'angle du taux d'amortissement du sol ε	155
Figure 5-1 : Répartition de la masse dans la direction transversale	157
Figure 5-2 : Déformée et facteur de participation des deux premiers modes du pont avec le modèle simplifié dans la direction longitudinale.	158
Figure 5-3 : Modes fondamentaux dans la direction longitudinale et transversale du pont sans remblai.....	159
Figure 5-4: Plan des sections ductiles pour la région de Montréal	164
Figure 5-5 : Plan des sections ductiles pour la région de Charlevoix	165

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

MCSQ : Manuel de Conception des Structures au Québec.

MTQ : Ministère des Transports du Québec.

LISTE DES ANNEXES

Annexe A Seismes synthétiques d'origine	172
Annexe B : dÉtermination du maillage du modÈle numÉrique	175
Annexe C : Influence de la frontière dans le modÈle simplifiÉ	181

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

La remise à niveau des ponts du réseau routier du Québec amènera de nombreux chantiers dont une vaste majorité sur des axes déjà en opération. La nécessité de construire des ouvrages durables, dans un environnement parmi les plus rudes des pays développés et dans un contexte budgétaire exigeant, requiert l'utilisation de techniques modernes et, selon la nécessité, le développement de nouvelles technologies adaptées à un contexte particulier. L'utilisation d'éléments préfabriqués permet : d'accélérer grandement le temps d'érection des ponts, de construire toute l'année, d'atteindre des niveaux de qualité et durabilité supérieurs par rapport aux éléments construits entièrement en chantier et de réduire les émissions polluantes.

Les éléments de fondations (semelles, piles et culées) sont, pour la très vaste majorité des ponts, faits en béton. Le mode de construction traditionnel consiste à les fabriquer en place, ce qui implique des temps de construction élevés principalement pour le ferraillage et l'installation des coffrages. Partout en Amérique du Nord, mais aussi ailleurs dans le monde, la tendance est d'aller vers la construction accélérée de ponts (CAP) ou *Accelerated Bridge Construction* (ABC) en anglais. Cette approche, utilisée pour les grands ouvrages construits récemment ou en construction dans la région de Montréal, n'a pas encore été implantée pour la construction des ponts courants au Québec pour différentes raisons dont les trois principales sont : 1) l'absence de normes et exigences de conception permettant d'uniformiser cette technologie, 2) la complexité de faire des joints *in situ* entre les éléments préfabriqués qui soient aussi robustes que les éléments assemblés et 3) l'interdiction de faire des assemblages entre éléments préfabriqués dans les parties des éléments qui résistent aux efforts sismiques, généralement à la connexion des piles et des culées aux semelles. Des études récentes, dont un grand nombre ont été financées par le ministère des Transports du Québec (MTQ), montrent que l'utilisation de joints en béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) permet de résoudre les problèmes 2 et 3 énoncés plus haut.

Ces travaux s'inscrivent dans un projet de recherche supporté par le MTQ qui vise, dans un premier temps, à établir la performance et les critères de conception des joints entre éléments préfabriqués et, dans un second temps, à optimiser la conception de ces éléments afin de les rendre économiques tout en assurant leur robustesse et leur durabilité, et donc, de combler le vide normatif indiqué plus

haut. Le projet de recherche porte sur le développement du concept de culées préfabriquées faites d'éléments verticaux évidés en béton haute performance (BHP) joints entre eux avec des joints en BFUP verticaux et reliés à la fondation par des joints horizontaux en BFUP, tels que montrés sur la figure 1-1. Ce projet vise les ponts courants.

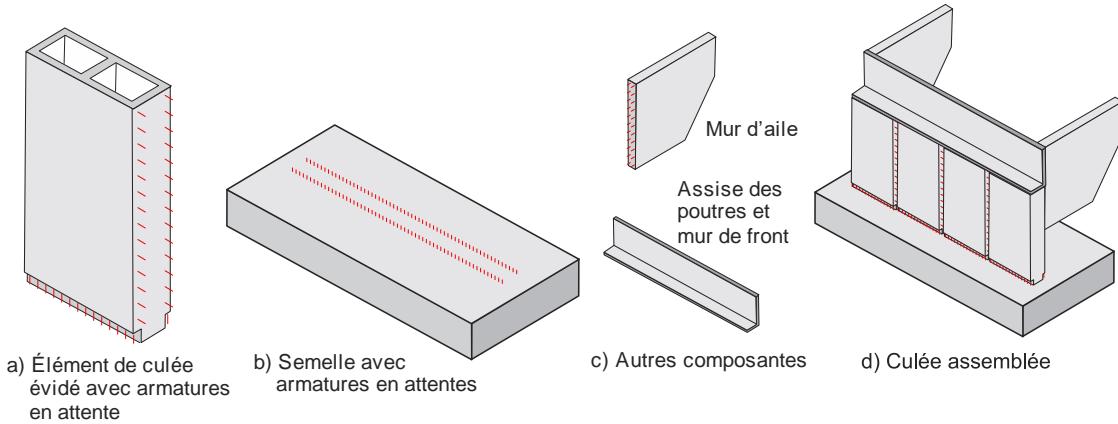


Figure 1-1 : Culée préfabriquée évidée type

1.2 Problématique

Le Québec est situé dans l'une des zones sismiques les plus à risque au Canada. Les séismes des régions situées à l'Est de la ville de Québec (région de Charlevoix sur la rive Nord du St-Laurent et de Montmagny à Rivière-du-Loup sur la rive Sud) peuvent atteindre des magnitudes très élevées alors que les dommages qui pourraient être infligés aux ouvrages construits dans les zones plus densément peuplées comme à Montréal et à Québec pourraient avoir des conséquences désastreuses dans l'éventualité de séismes d'importance. Il est reconnu que les séismes de l'Est de l'Amérique affectent plus particulièrement les ouvrages trapus comme les culées. Lorsque sollicitées dans les directions transversale ou longitudinale en cas de séismes, les culées doivent, en plus d'assurer l'intégrité du pont, reprendre les efforts sismiques engendrés par les mouvements du remblai qu'elles retiennent.

La conception des éléments de fondation telle que le prescrit le code CSA-S6 exclut d'emblée toute utilisation de la préfabrication pour les éléments devant résister aux séismes car, selon les règles en vigueur, la jonction des armatures ne peut se faire dans ces zones. La même problématique existe sur la côte Ouest de l'Amérique également. Plusieurs projets de recherche ont été réalisés

aux États-Unis pour permettre l'utilisation de la préfabrication pour les unités de fondation dans les zones sismiques. Les études récentes réalisées à l'École Polytechnique sur l'utilisation des BFUP pour le renforcement sismique des piles de ponts existants montrent que cette exigence peut être éliminée tout en permettant d'avoir des ouvrages qui présentent un comportement sismique rencontrant les critères de performance du code S6-14. Ainsi, la technologie développée pour le renforcement des ponts existants pourrait être avantageusement utilisée pour la conception de ponts neufs.

La norme S6-14 (CSA, 2014) propose une méthode statique équivalente pour la conception des culées. Toutefois cette méthode comporte des limites qui rendent difficile son utilisation au Québec pour la conception des culées : elle est limitée à des ouvrages de 6 m de hauteur (valeur couramment dépassée pour les ouvrages courants) et ne peut être utilisée dans les zones où l'accélération au sol est élevée, comme dans la région de Charlevoix et Kamouraska. Dans ces conditions la norme recommande de faire des analyses avancées.

Bien que les méthodes et outils d'analyse sismique des ouvrages disponibles aujourd'hui soient très performants, il existe peu d'information et de guide permettant aux ingénieurs de faire des analyses sismiques avancées qui prennent en considération l'interaction sol-structures en utilisant des outils numériques accessibles à la conception. C'est dans cette optique que les travaux de ce projet de maîtrise s'inscrivent.

1.3 Objectifs et portée du projet de recherche

Ce projet de maîtrise s'inscrit dans le cadre d'un projet de recherche plus vaste qui a comme objectif ultime la conception de culées préfabriquées de ponts en prenant en compte l'interaction sol-structure lors d'un séisme. Ce projet se concentre uniquement sur la première étape de la conception, qui est la détermination des efforts dans les culées. Les objectifs précis de ce projet de recherche sont donc de :

1. déterminer avec précision les limites d'application des méthodes pseudo-statique proposée par la norme CSA-S6 ;
2. développer un modèle numérique linéaire qui permet de prendre en compte l'interaction entre le remblai et la culée et facile à mettre en place avec les outils de modélisation à la disposition d'un ingénieur en structures ;

3. faire la conception de culées types à l'aide de la méthode basée sur la force, pour des efforts obtenus avec les différentes méthodes d'analyses.

1.4 Méthodologie et organisation du mémoire

Le présent projet de recherche est divisé en 4 parties distinctes et est présenté sous la forme d'un mémoire classique. Le détail de ces 4 parties ainsi que le contenu de ces chapitres sont présentés à la Figure 1-2.

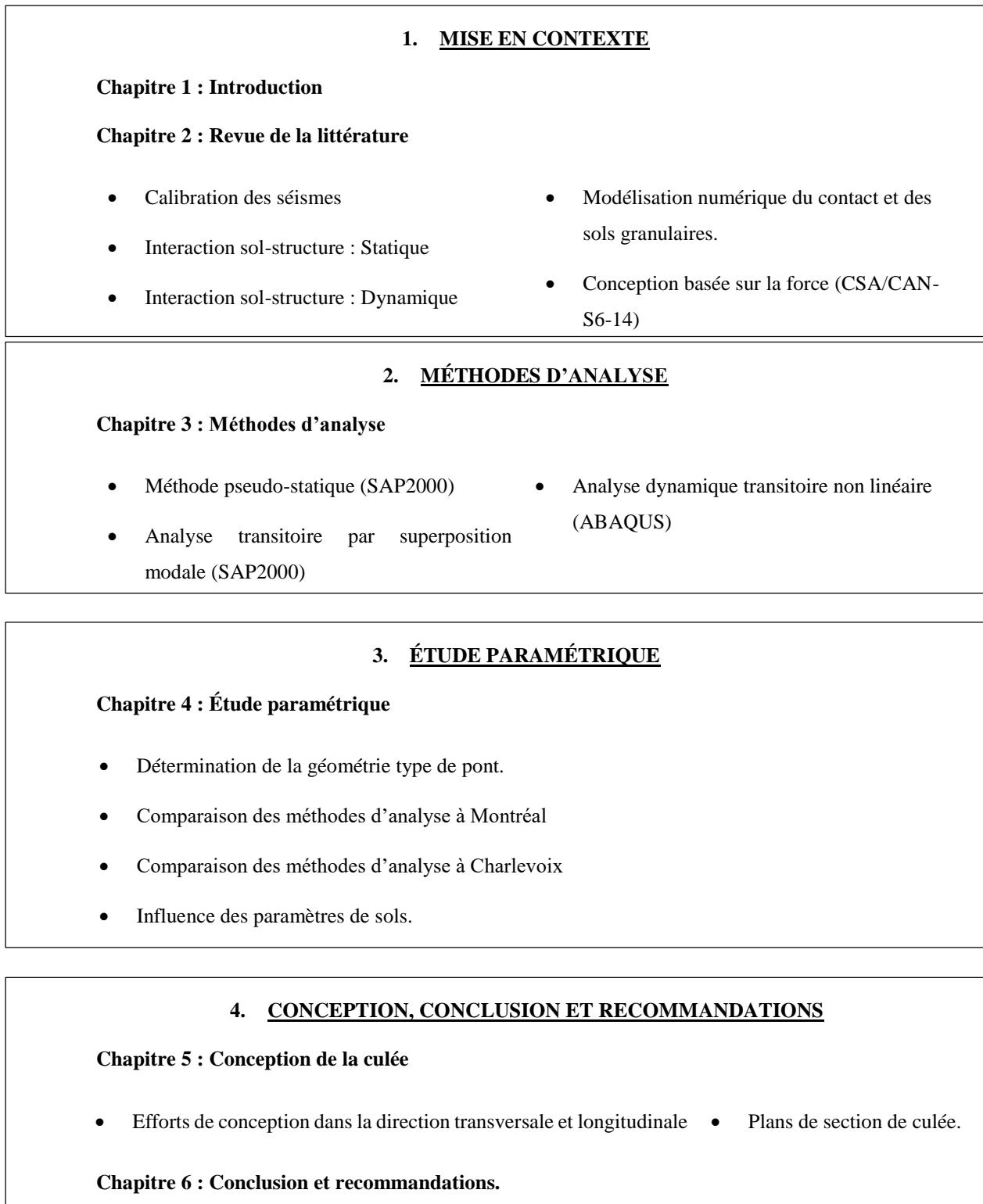


Figure 1-2 : Organigramme de l'organisation du mémoire

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce mémoire débute par une revue de littérature qui aborde les concepts nécessaires à la réalisation de ce projet de recherche. La première partie de ce mémoire fait un survol de l'activité sismique au Canada. Par la suite la problématique de l'interaction sol-structure est présentée, et les enjeux d'une conception parasismique en prenant en compte celle-ci sont étudiés. Dans la troisième partie on présente un état de l'art des méthodes d'analyse permettant de considérer cette interaction lors d'une excitation sismique.

2.1 Contexte sismique du Canada

2.1.1 Zones sismiques au Canada

Un séisme est une libération soudaine d'énergie potentielle accumulée dans les roches par le mouvement relatif des plaques tectoniques. Lorsque les contraintes dépassent un seuil, pour retrouver un équilibre, l'écorce terrestre se réorganise. Cela donne naissance à des ondes sismiques et celles-ci se propagent jusqu'à atteindre la surface de la terre la faisant vibrer.

Au Canada, de nombreux séismes sont enregistrés chaque année. L'intensité de ces séismes varie en fonction de la région. Les régions où il y a une forte concentration d'épicentres historiques sont appelées zones sismiques. Pour identifier facilement ces zones, les sismologues représentent sur des cartes l'aléa sismique, comme illustré sur la Figure 2-1.

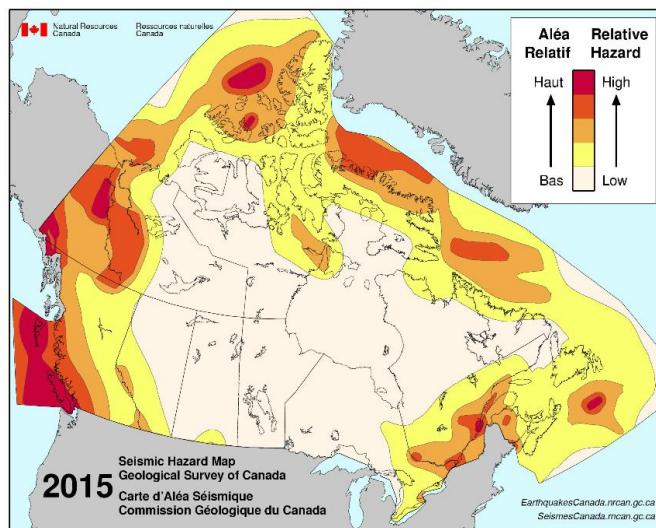


Figure 2-1 : Zones et aléa sismique du Canada (Commission géologique du Canada, 2015)

Il existe 3 types de données qui sont recueillies lors d'un séisme. La plus importante est l'accélération au sol, qui est enregistrée à l'aide de sismographes. Par la suite, on peut déduire les vitesses et les déplacements, par intégrations successives. Le contenu fréquentiel et la durée totale du séisme sont les 2 autres grandeurs à recueillir.

L'aléa sismique se définit comme le produit de la probabilité d'apparition d'un séisme, par la vulnérabilité sismique de l'endroit. C'est le code national du bâtiment qui définit l'aléa sismique au Canada, à l'aide des valeurs d'accélération spectrale à des périodes de 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 5.0 et 10 secondes. Cette accélération spectrale est une mesure du mouvement du sol qui tient compte de l'énergie des secousses soutenues pour une période donnée. Elle est un meilleur indicateur des dommages potentiels que l'accélération maximale du sol.

Au Canada, il existe 4 principales régions sismiques : le Centre, le Nord, l'Est et l'Ouest. La Figure 2-1 illustre ce découpage.

- **L'Ouest :** C'est la zone la plus active au Canada. Elle a connu six des dix plus grands séismes au Canada, dont celui de magnitude 8.1 qui était le plus violent que le Canada ait connu. Ce tremblement de terres a eu lieu le long de la faille de la Reine-Charlotte le 22 août 1949 (Ressources Naturelles Canada (2011)).
- **Le Centre :** C'est une région très active, car elle a connu des séismes tels que Nahanni les 5 octobre et 23 décembre de 1985, de magnitudes respectives de 6.6 et de 6.9. Mais comme elle est très peu peuplée, le risque sismique y est très faible. Les accélérogrammes de ce tremblement de terre sont très utilisés en génie parasismique pour représenter les séismes Est canadiens car ils ont un contenu fréquentiel très similaire (Horner et al, (1987), Ressources Naturelles Canada (2011)).
- **L'Est :** Cette zone est située en plein centre de la plaque d'Amérique du Nord, loin des mouvements tectoniques des plaques. Même si l'activité sismique y est modérée, le risque sismique est très grand car cette région est très peuplée.

2.1.2 Séismes synthétiques à l'étude

À cause du peu de données historiques et dans le but de généraliser le comportement sismique par région, les sismologues et les ingénieurs ont développé numériquement des enregistrements artificiels. Les séismes synthétiques qui ont été utilisés pour ce projet sont générés par Atkinson (2009). Les accélérogrammes bruts sont présentés à l'Annexe A. Étant donné que ces séismes ont été développés pour des sites de catégorie C selon le CNBC (2015), la seule calibration qui a été faite pour ce projet est en fonction de la région. Ces onze accélérogrammes ont été calibrés à la fois sur un sol de type C dans la région de Montréal et dans la région de Charlevoix. La première région a été choisie à cause de sa forte population et donc de son risque sismique élevé alors que Charlevoix a été choisie car c'est l'une des régions avec les accélérations au sol les plus élevées au Canada. Les accélérogrammes sont répertoriés en sous-catégories de magnitudes et de distances à l'hypocentre, dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Magnitude et distance à l'hypocentre des onze accélérogrammes à l'étude.

	MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11
Magnitude (M_w)	6	6	6	6	6	7	7	7	7	7	7
Distance à l'hypocentre (R_H) - km	12.8	16.9	17.0	17.0	24.4	14.9	20.1	25.6	41.6	45.2	98.6

La Figure 2-2 présente les spectres de réponses en accélération $S_a(T)$ en g à Montréal et à Charlevoix, obtenus sur le site du Geological Survey Of Canada. Les périodes de retour sont de 2% dans 50 ans (soit 2475 ans), 5% dans 50 ans (soit 975 ans) et 10% dans 50 ans soit (475 ans). Pour une conception basée sur la performance, la norme CSA/CAN-S6-14 recommande d'utiliser toutes ces périodes de retour pour la conception basée sur la performance mais d'utiliser seulement la période de retour 2% dans 50 ans pour une conception basée sur la force.

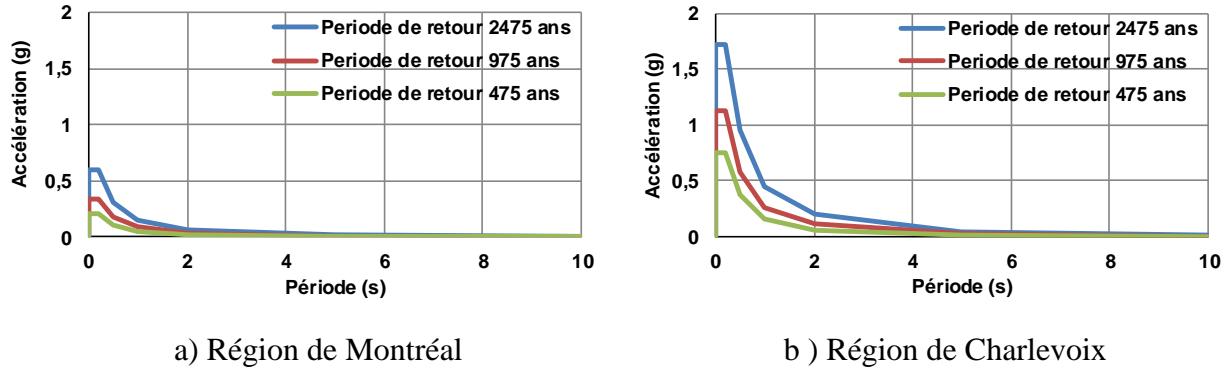


Figure 2-2 : Accélérations spectrales des régions à l'étude.

La Figure 2-3, quant à elle représente les spectres d'accélération pour un amortissement de 5% des onze accélérogrammes donnés dans le Tableau 2.1. Ces spectres ont été obtenus à l'aide du logiciel Seismomatch, Seismosoft (2016). Ce logiciel donne des valeurs d'accélération jusqu'à 4 secondes, mais pour éviter l'encombrement des figures, seul l'intervalle de [0-2s] est représenté.

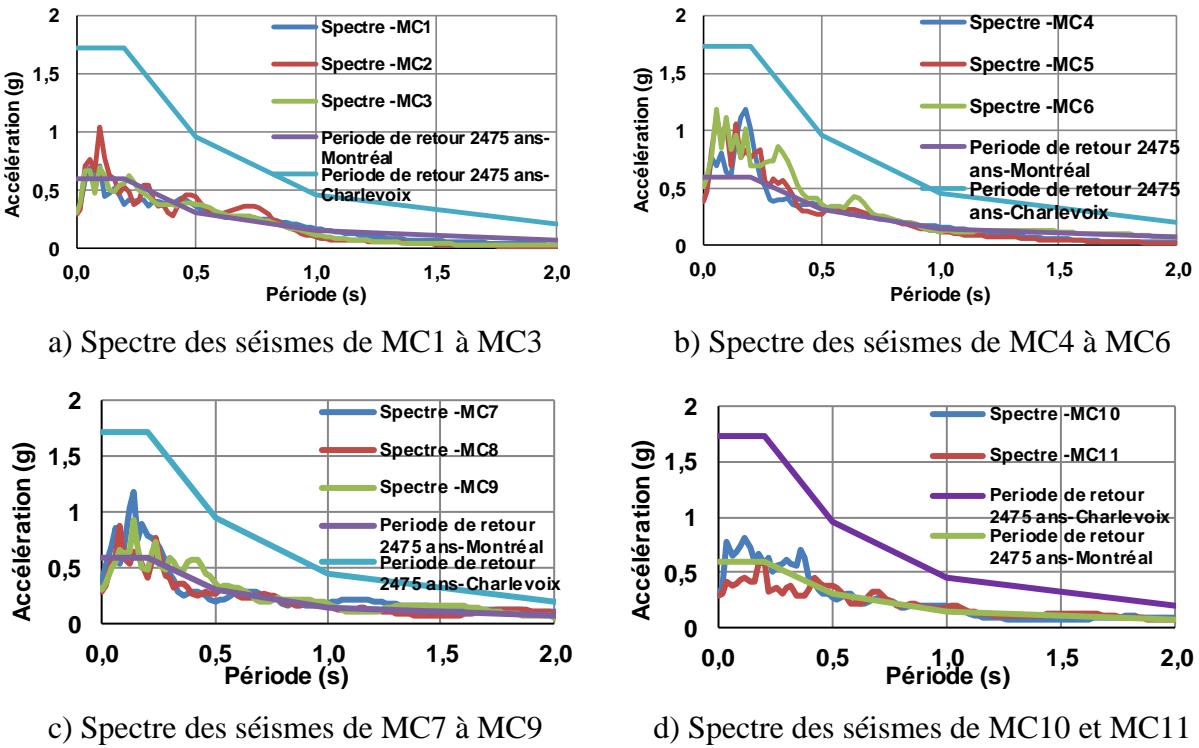


Figure 2-3 : Spectres de réponse des onze séismes synthétiques.

2.1.3 Calibration des séismes

Durant plusieurs années, la sélection et la mise à l'échelle des séismes posaient de nombreux problèmes aux ingénieurs. Plusieurs approches pour les structures existantes au Canada ont été proposées (tel que, Atkinson et Beresnev, 1998 ; Atkinson, 2009 ; Koboovic et al., 2011 ; Lin et al., 2013 ; Michaud et Léger, 2014 ; Dehghani et Tremblay, 2015). La procédure décrite dans ce paragraphe est celle préconisée par le Code Canadien des ponts S6-14 qui utilise les directives générales du CNBC (2015). Le principe est de sélectionner et calibrer des séismes sur un spectre cible de référence qui est le spectre de conception de la région et du type de sol à l'étude. Ces deux opérations doivent être faites dans un intervalle de période bien précis noté T_R .

Dans un premier temps, il faut déterminer les valeurs d'accélération du spectre de conception $S(T)$. Selon le CNBC (2015), les valeurs d'accélérations $S(T)$ doivent être déterminées comme suit et en utilisant une interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de $F(T)S_a(T)$:

$$\begin{aligned}
 S(T) &= \text{Mmax}\left(F(0.2)S_a(0.2), F(0.5)S_a(0.5)\right) \text{ pour } T \leq 0.2 \text{ s} \\
 &= F(0.5)S_a(0.5) \text{ pour } T = 0.5 \text{ s} \\
 &= F(1.0)S_a(1.0) \text{ pour } T = 1.0 \text{ s} \\
 &= F(2.0)S_a(2.0) \text{ pour } T = 2.0 \text{ s} \\
 &= F(5.0)S_a(5.0) \text{ pour } T = 5.0 \text{ s} \\
 &= F(10.0)S_a(10.0) \text{ pour } T \geq 10.0 \text{ s}
 \end{aligned}$$

$S_a(T)$ sont les accélérations des spectres de réponses pour une région et période de retour donnée, voir Figure 2-2. $F(T)$ est le coefficient du site et dépend du type de sol étudié. Pour avoir, le spectre qui servira à la calibration finale, le code CNBC (2015) demande de ramener la valeur à $T=0$ s au PGA (« Peak Ground Acceleration »), voir Figure 2-4.

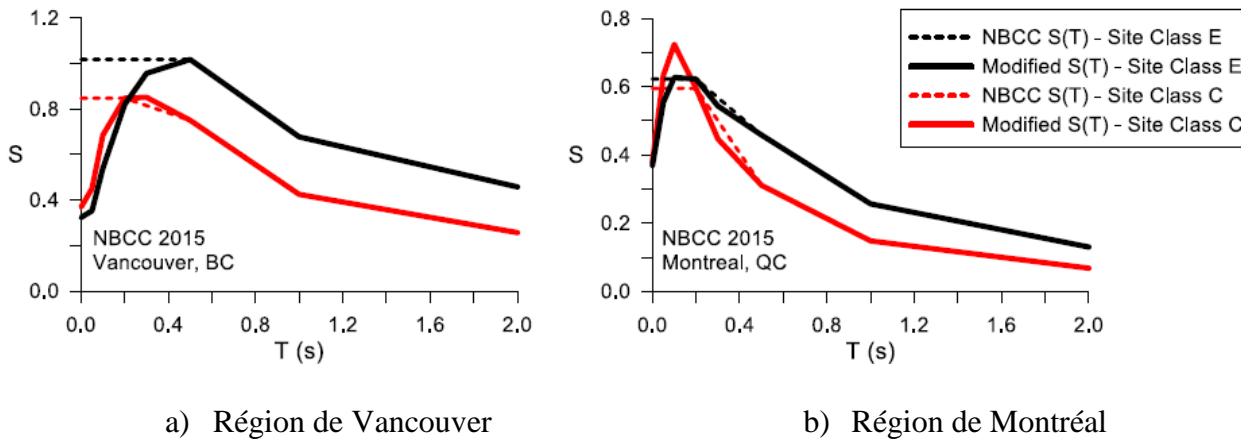


Figure 2-4 : Exemples de spectre de conception et de spectre de conception modifié du CNBC (2015) (Tremblay et al., 2015)

Dans un deuxième temps, il faut déterminer l'intervalle de période T_R , sur lequel ce spectre de conception peut être utilisé pour faire une calibration des séismes. Il représente l'intervalle dans lequel la structure peut de façon significative avoir une réponse de façon inélastique en translation ou en rotation. Il est défini par :

$$T_{min} = \min[0.2T_1; T_{90\%}] \quad (2.1)$$

$$T_{max} = \max[2.0T_1; 1.5s]$$

où T_1 est la période fondamentale de la structure, $T_{90\%}$ la période pour laquelle 90% de la masse participante de la structure est sollicitée.

Dans un troisième temps, le spectre de réponse cible $S_T(T)$ est déterminé. Le CNBC (2015) propose deux méthodes. Seule la méthode A est présentée en détail dans cette revue car c'est elle qui a été utilisée pour ce projet de recherche. Elle est utilisée lorsqu'un seul scénario est à considérer. Avec cette méthode, le spectre cible qui sera utilisé pour la mise à l'échelle est tout simplement le spectre de réponse $S(T)$ sur l'intervalle de période T_R , Figure 2-5.

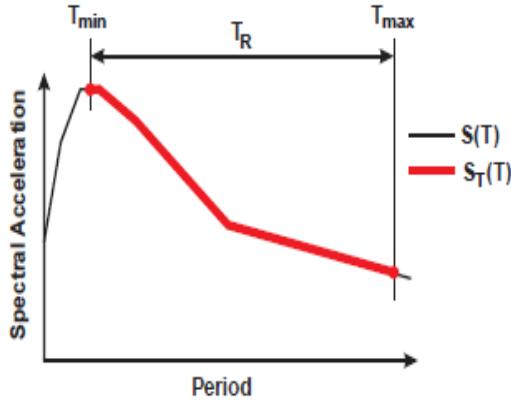


Figure 2-5 : Spectre cible selon la méthode A (Tremblay et al., 2015)

Quatrièmement, il faut déterminer le facteur de calibration noté S_F . Il correspond au ratio entre $\frac{\text{Aire sous la courbe de } S_T(T)}{\text{Aire sous la courbe de } S_g(T)}$ où $S_T(T)$ est le spectre cible dans l'intervalle de période T_R qui a été déterminé précédemment. $S_g(T)$ est le spectre de réponse des séismes sélectionnés. Le calcul d'aire sous la courbe se fait à l'aide d'une méthode numérique de calcul d'intégral telle que la méthode des rectangles, par exemple.

Finalement, le facteur S_F est appliqué à l'accélérogramme de tous les séismes sélectionnés pour l'étude. La Figure 2-6 représente l'accélérogramme du séisme MC1 avant et après la calibration.

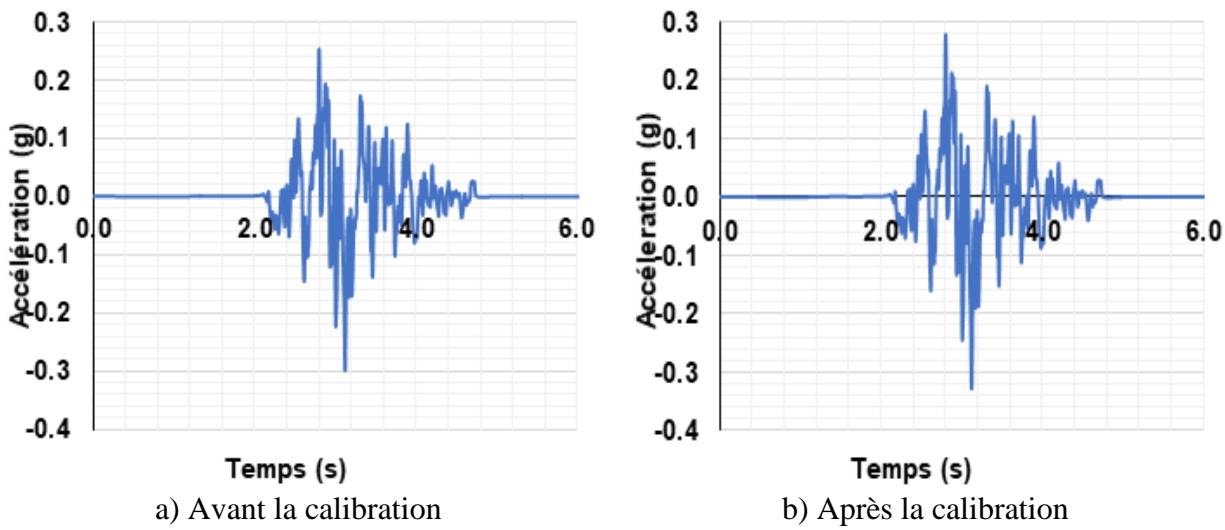


Figure 2-6 : Accélérogramme du séisme MC1

2.2 Interaction sol-structure

L'objectif de cette partie est de présenter l'évolution de la recherche dans l'interaction sol-structure, en particulier pour les murs de soutènement. Pour ce faire un bref aperçu de l'évolution historique de l'interaction sol-structure en général sera fait dans la première partie, avant d'exposer dans la seconde partie les études expérimentales qui ont été faites pour le cas des murs de soutènement. Dans la troisième partie les différents types de murs de soutènement, leurs particularités, et les méthodes d'analyse lors d'une étude statique seront abordés. Pour finir, les tendances vers lesquelles évoluent ces recherches seront présentées afin de comprendre avec plus de clarté l'enjeu de ce projet de recherche.

2.2.1 Évolution historique

Dans le domaine de l'ingénierie sismique, l'interaction sol-structure est l'un des sujets dont une attention particulière a été octroyée ces dernières décennies. Elle est complexe à aborder car elle concerne la propagation d'ondes dans un système couplé (la structure et le sol). Les premières études d'interaction sol structure ont vu le jour vers la fin du 19^e siècle. Le nombre de recherches sur le sujet a augmenté progressivement dans la première moitié du 20^e siècle. Ce n'est que vers la fin du 20^e siècle que les études sur le sujet ont augmenté de façon très significative, grâce aux besoins de l'industrie nucléaire et pétrolière, à un besoin d'amélioration de la sécurité vis-à-vis des séismes, et en grande partie à l'évolution des outils informatiques. Les problèmes d'interaction sol-structure étant très nombreux, seule l'interaction de type mur de soutènement et un sol constitué d'un remblai sera abordée en détail dans cette revue.

2.2.2 Études expérimentales

Les premiers à avoir menés des expériences sur le sujet sont Mononobe et Matsuo (1929). Leur étude portait sur la pression du sol sur un mur. Le sol était placé dans une boîte qui était soumise à une excitation harmonique horizontale de période de vibration variant entre 0.42s et 0.48s. À la fin de cette expérience, ces derniers ont mesuré la force à la base qu'ils ont comparé à celle obtenue avec la méthode de Mononobe-Okabe, présenté à la section 2.4.1, (Wood, 1973).

Après les travaux de Mononobe et Matsuo (1929), diverses études expérimentales ont été réalisées pour mesurer la pression sismique des terres. De façon générale les types d'essais peuvent être

divisés en deux catégories : (i) Modèle à petite échelle sur des tables vibrantes à 1-g et des modèles à petite échelle en centrifugeuse. Les essais sur tables vibrantes ont été les plus courants car ils étaient simples à réaliser. Les essais en centrifugeuse sont très récents, et très peu courants car les centrifugeuses géotechniques sont des équipements relativement nouveaux. Les principaux tests sur des tables vibrantes qui ont été réalisés, pour déterminer la pression sismique sur des murs de soutènement sont : (Mononobe et Mastuo (1929), Jacobsen, 1939 ; Ishii et al, 1960; Matsuo et Ohara, 1960; Murphy, 1960; Niwa, 1960; Ohara, 1960; Sherif et al. 1982; Nandakumaran et Joshi, 1973; Sharif et Fang 1984a, 1984b) (Geraili et Sitar, 2013).

Ces tests indiquaient que l'amplitude de la force obtenue par la méthode M-O est assez similaire à celle obtenue expérimentalement. Selon Ortiz et al. (1983) la plupart de ces premières expériences étaient caractérisées par un protocole expérimental inadéquat, des amplitudes et des fréquences de vibrations irréalistes. De plus l'absence des conditions planes lors de la réalisation de ces tests était un sérieux inconvénient car la plupart des méthodes d'analyse et de conception considèrent les conditions de la structure en déformation planes. À cause de ces limitations, les expériences sur tables vibrantes 1-g sont effectuées uniquement pour avoir une analyse qualitative (Dewoolkar et al. 2001).

Les principaux essais en centrifugeuse sur des modèles de mur de soutènement avec un remblai sec et saturé sans cohésion ont été réalisés par Ortiz (1983), Bolton et Steedman (1985), Zeng (1990), Steedman et Zeng (1991), Stadler (1996), et Dewoolkar et al. (2001).

Ortiz et al (1983) ont réalisé une série de tests en centrifugeuse sur des murs en porte à faux en contact avec un sable moyennement dense comme indiqué à la Figure 2-7. Ils ont observé une assez bonne concordance entre les forces mesurées et celles prédites par la méthode M-O. Selon Ortiz et al (1983) la force maximale agit à 1/3 de la hauteur du mur au-dessus de sa base. Cependant l'importance des effets d'inertie n'étaient pas considérées.

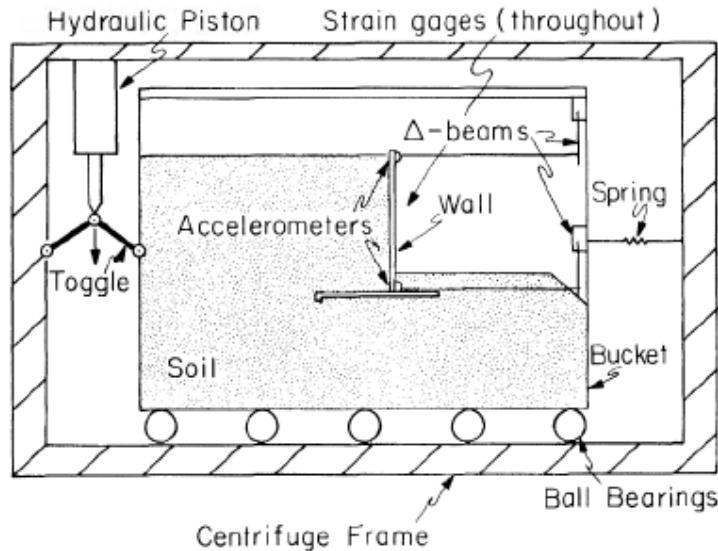


Figure 2-7 : Configuration expérimentale de Ortiz (1983) (Geraili et Sitar, 2013).

Stadler (1996) a réalisé 14 expériences dynamiques en centrifugeuse sur un mur de soutènement avec un remblai qui était un sable sec moyennement dense. Il a observé que le profil de pression sismique est triangulaire selon la profondeur. De plus, Stadler (1996) suggère qu'en utilisant des coefficients d'accélération de 20-70% de l'amplitude de la méthode de M-O cela fournit une bonne estimation des forces mesurées. La Figure 2-8 présente la configuration des essais de Stadler (1996).

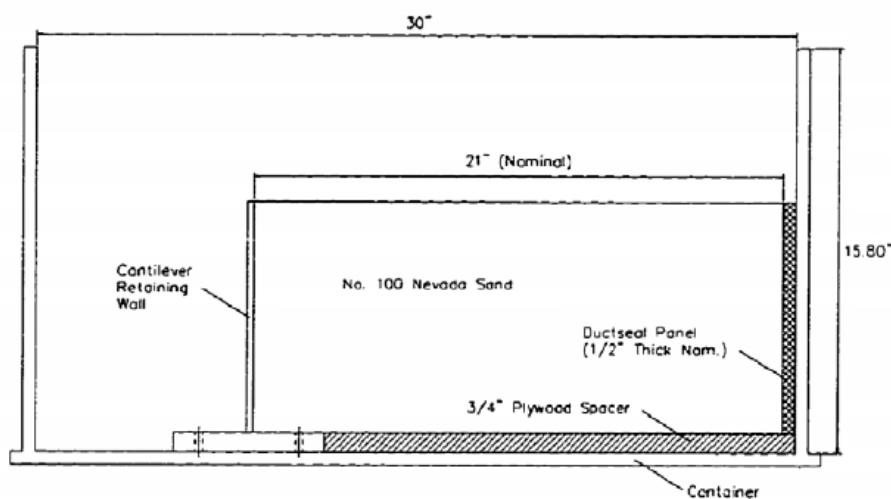


Figure 2-8 : Configuration type des essais de Stadler (1996) (Geraili et Sitar, 2013).

Nakumara (2006) et Al-Atik et Sitar (2008) ont conduit des essais en centrifugeuse et ils ont conclu séparément que les mesures de pression des terres durant l'excitation étaient inférieures aux prédictions de la méthode de M-O. De plus Nakumara (2006) a aussi découvert que la force d'inertie n'était pas transmise au mur et au remblai simultanément. Les configurations de Nakumara (2006) sont présentées à la Figure 2-9 et Figure 2-10 respectivement.

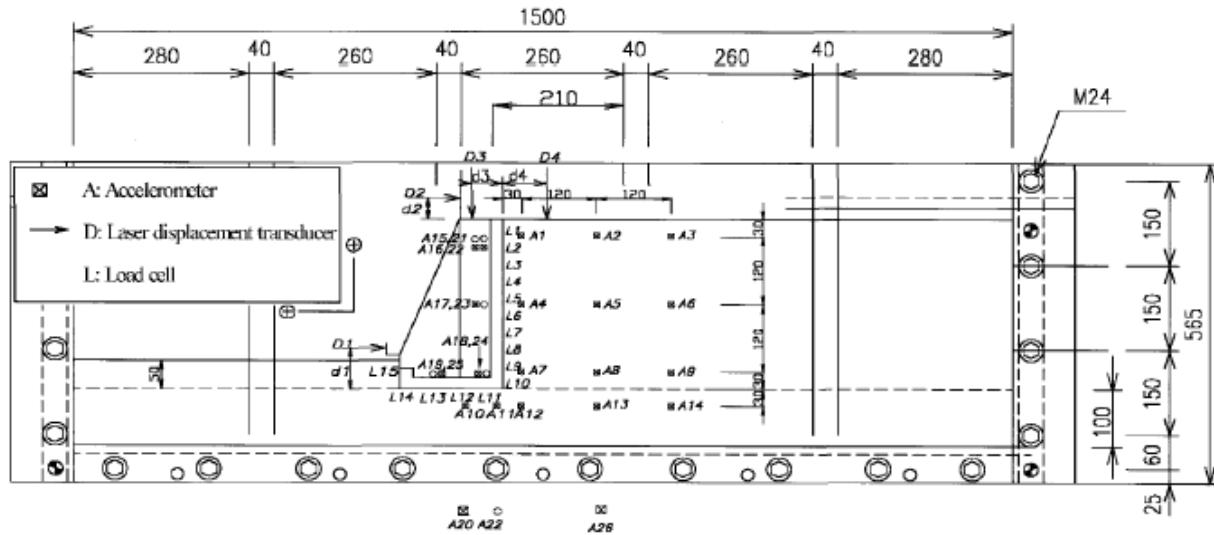


Figure 2-9 : Configuration des tests de Nakamura (2006) (Geraili et Sitar, 2013).

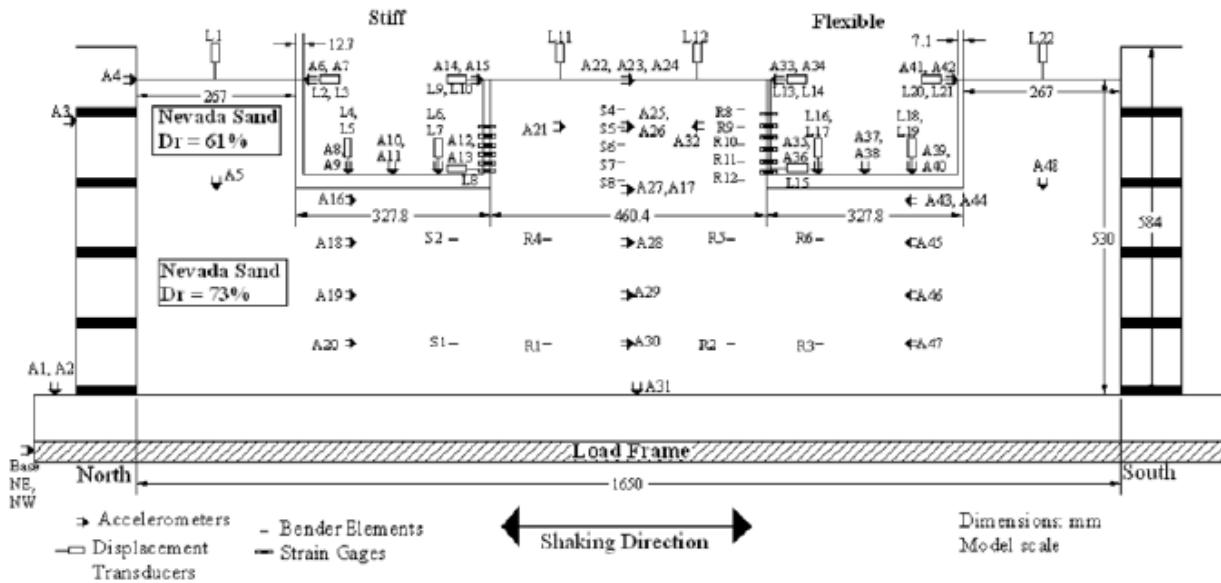


Figure 2-10 : Configuration des tests Al-Atik et Sitar (2008) (Geraili et Sitar, 2013).

Geraili et Sitar (2013) ont réalisé deux expériences avec des types de mur de soutènement différents. Dans la première expérience deux murs de soutènement rigides et flexibles non déplaçables ont été utilisé alors que dans la seconde expérience, un mur en forme de U non déplaçable et un mur de soutènement déplaçable, ont été utilisés comme structures de soutènement. Ces formes de murs sont représentatives des géométries type utilisés en géotechnique. Les sols en contact avec ces structures étaient des sables secs avec une densité variant entre 70% et 80%. Ces expériences ont également permis de conclure que la pression varie de façon triangulaire avec la profondeur et que le point d'application de celle-ci est situé à 0.3H, avec H la hauteur du mur de soutènement. De plus pour les murs de soutènement simples similaires à la culée, il a été observé qu'à la fin du séisme la pression obtenue varie entre la pression statique active et la pression statique au repos. Les configurations des deux essais sont représentées à la Figure 2-11 et Figure 2-12.

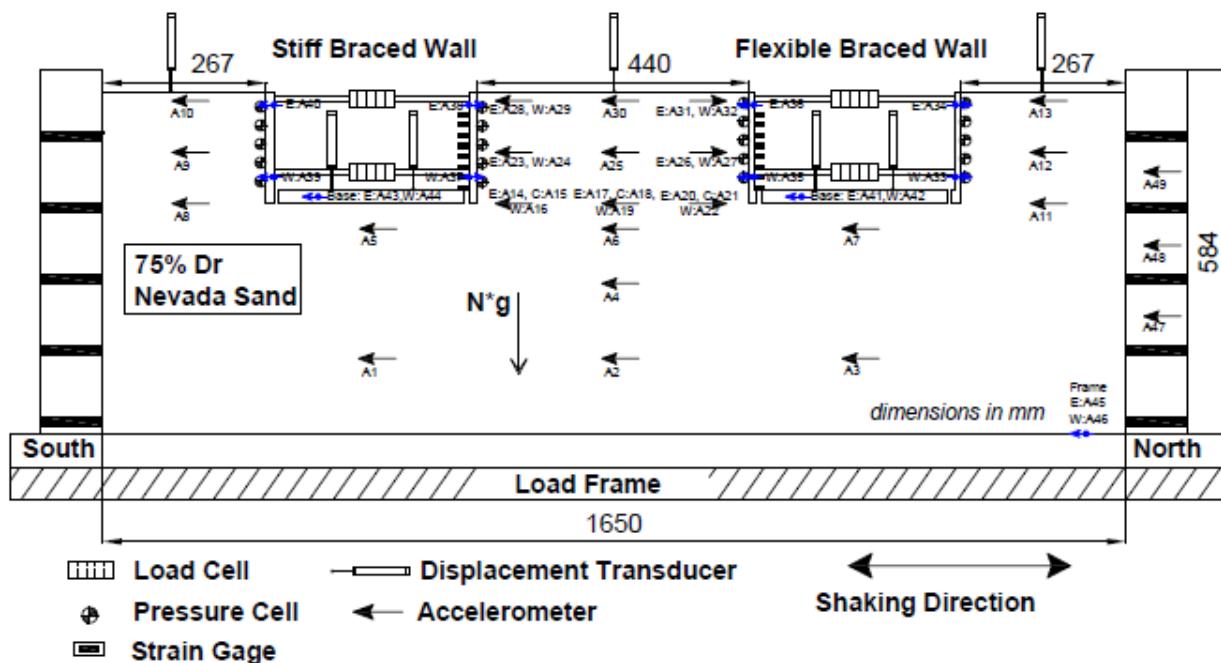


Figure 2-11 : Configuration du modèle ROOZ01, vue de profil (Geraili et Sitar, 2013).

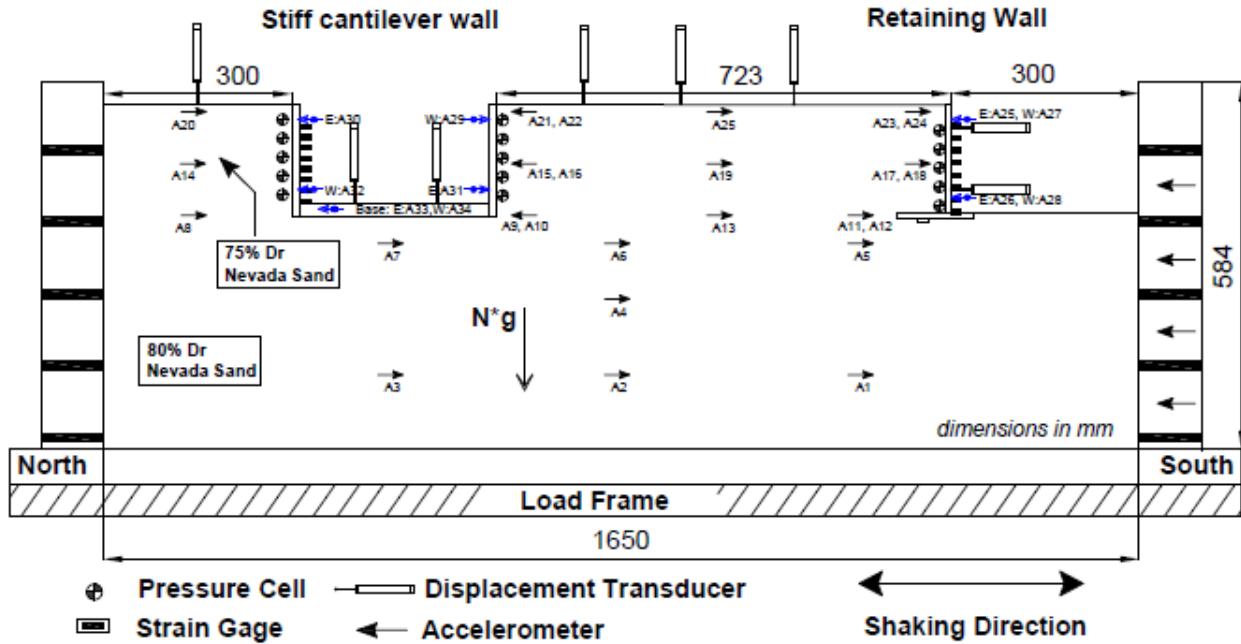


Figure 2-12 : Configuration du modèle ROOZ02, vue de profil (Geraili et Sitar, 2013).

2.2.3 Système mur-sol

Ce paragraphe va dans la première partie faire un survol rapide des différentes hypothèses qui sont faites dans la littérature sur les systèmes de mur-sol. Ces hypothèses résultent des différentes observations et conclusions qui ont été faites sur ce type de problème d'interaction, durant des années, voir section 2.2.2. La seconde partie nous permettra de balayer les principaux types de murs couramment utilisés, leurs caractéristiques, et quelles méthodes sont utilisées pour résoudre ce problème dans le cas statique.

2.2.3.1 Hypothèses

Dans la littérature la plupart des systèmes mur-sol étudiés sont supposés vérifier les conditions de la théorie d'élasticité. Selon Wood (1973) cette hypothèse est vérifiée ou approximativement, à cause de la rigidité relative des murs.

Le sol est supposé se retrouver dans des conditions non saturées, par conséquent la pression de l'eau n'est pas prise en compte. Même si les expériences faites par Matsuo et Ohara (1960)

prenaient en compte ce cas de figure, la plupart des problèmes n'en tiennent pas compte surtout lorsque des méthodes simplifiées doivent être utilisées, Wood (1973).

Le matériau de sol est supposé isotrope. Même si avec des modèles numériques il est possible de tenir compte de l'anisotropie, celle-ci est ignorée car les propriétés géotechniques des sols sont le plus souvent pas bien connues.

L'hypothèse d'un problème en déformations planes est faite, pour résoudre ce type de problème. Cette hypothèse est appropriée car la longueur du mur est généralement très supérieure à sa hauteur.

2.2.3.2 Types de murs

Il existe une large variété de types de mur de soutènement employés dans l'ingénierie civil. La plupart sont schématisé sur la Figure 2-13.

- **Mur de soutènement en porte-à-faux :** Ce type est utilisé comme mur de soutènement pour de faibles hauteurs. Les contraintes latérales résultant du poids du sol et d'une excitation sismique horizontale, produisent généralement des déplacements horizontaux importants. Le déplacement est suffisamment large pour développer un état de contraintes plastiques dans la masse de sol derrière le mur. Pour déterminer précisément la distribution de pression sur le mur il est généralement nécessaire d'utiliser une théorie non linéaire ou la théorie d'équilibre plastique.
- **Mur poids ou à contrefort :** Ils sont utilisés pour retenir des sols très rigides, qui ne peuvent pas être soutenus par des murs en porte à faux. Les déplacements qui résultent d'une excitation sismique et de la gravité dans ce cas engendrent principalement des déplacements et la rotation de la fondation. À cause de la difficulté d'effectuer des analyses exactes dans ce cas, les approches pour évaluer la répartition de la pression sont principalement la théorie élastique et une approche de la théorie plastique. Les murs poids ont une masse très importante, il est donc important de toujours considérer leur masse dans toute analyse dynamique.
- **Structure hydraulique ouverte :** Dans ce cas la pression qui est développée sur le mur en porte-à-faux est due à la gravité et à la charge sismique. Ces murs sont beaucoup plus rigides que des murs de type porte à faux conventionnels. La présence d'une dalle permet de réduire les déplacements au niveau de la fondation. Si la hauteur du mur n'est pas très élevée, la

réponse du mur est élastique et la théorie élastique suffit pour résoudre ce type de problème. Lorsque le mur est élevé ils doivent être traités comme les murs en porte-à-faux (type I).

- **Structure hydraulique fermée** : Dans la plupart des cas les structures hydrauliques ne sont pas ouvertes comme dans le cas précédent et possèdent en plus une dalle dans la partie supérieure. Les réservoirs souterrains en sont un exemple. Comme précédemment, une analyse dans le domaine élastique suffit largement.
- **Structures de ponts** : La majorité des murs de ponts doivent retenir un sol de remblai. Ainsi, ces éléments eux aussi sont considérés comme des murs de soutènements. Cependant, dans ce cas la pression dynamique va dépendre fortement du type de connexion entre la superstructure du pont et la culée. Si la culée est liée de façon rigide avec le tablier, la pression dynamique sera influencée de façon significative par la réponse dynamique. Dans le cas contraire, le problème peut être résolu comme celui d'un mur en porte-à-faux, vu précédemment.

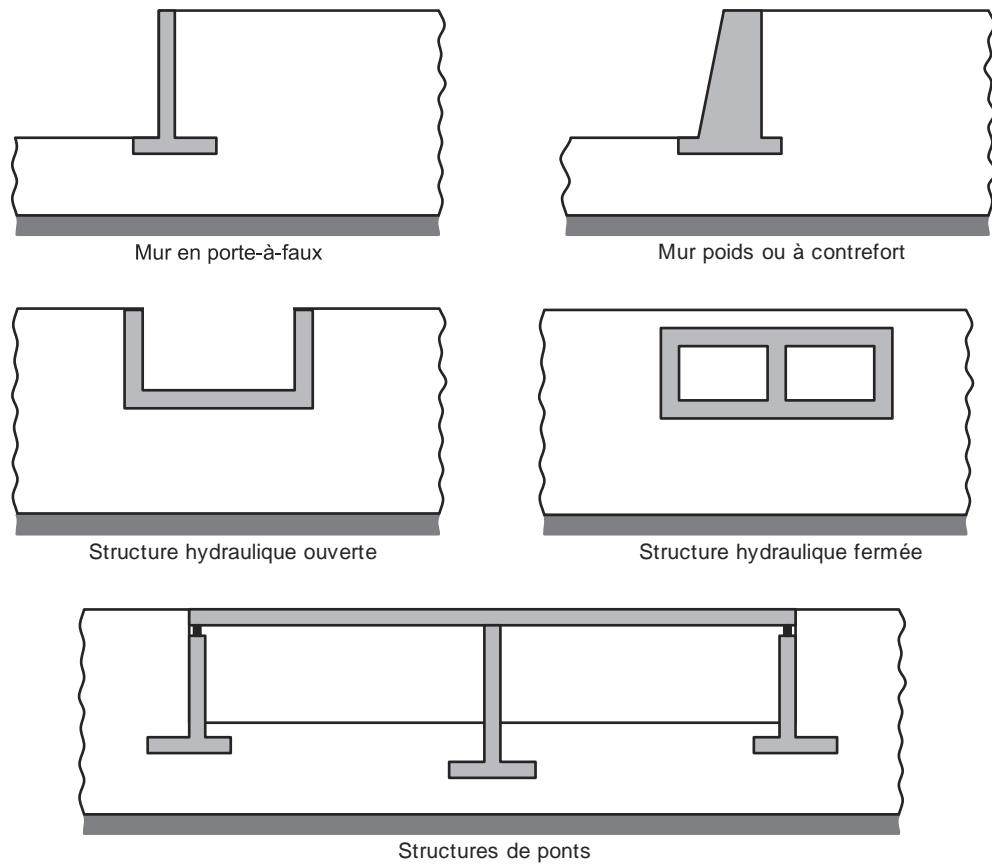


Figure 2-13 : Les principaux ouvrages de soutènement (Massicotte, 2019)

2.2.4 Méthodes d'analyse : cas statique

La bonne compréhension des méthodes d'analyse dynamique nécessite de saisir clairement le dimensionnement des ouvrages sous chargement statique. De plus l'analyse statique permettra de valider les modèles qui seront faits dans le cadre de ce projet. Par conséquent, un survol rapide de la littérature sur les notions clés doit être fait.

2.2.4.1 Méthodes d'analyse

Il existe 5 grandes méthodes pour le calcul des écrans de soutènement :

- les méthodes dites « classiques », faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres ;
- la méthode du coefficient de réaction ;
- la méthode des éléments finis, développée à partir des années 1970 ;
- les méthodes empiriques et semi-empiriques ;
- les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité.

Dans cette revue, seule la méthode classique sera abordée, car elle permettra par la suite de mieux cerner le fonctionnement des méthodes pseudo-statiques utilisées dans le cas du calcul des pressions sismiques.

2.2.4.1.1 Méthode de Coulomb (1773)

La méthode de Coulomb mise au point par Coulomb en 1773 est l'une des plus célèbres et des plus anciennes dans le dimensionnement des murs de soutènement. Elle repose sur deux grandes hypothèses :

- le sol se rompt suivant une surface de rupture plane présentée à la Figure 2-14 ;
- la force agissant sur le mur a une direction connue.

Avec ces deux hypothèses, la force agissante sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statiques. La surface de rupture potentielle est un plan passant par le pied de l'écran et faisant un angle de θ avec l'horizontale. On suppose que la contrainte de cisaillement $\tau = \sigma' \tan \phi$ est complètement mobilisée sur ce plan. La réaction totale R sur lequel glisse le coin de Coulomb est donc inclinée de l'angle ϕ sur la normale au plan de rupture. Le calcul de la poussée se fait donc en supposant que l'angle de frottement mur sol est nul. Coulomb a défini les coefficients de pression de terre actifs et passifs respectivement par les expressions :

$$K_a = \left[\frac{\sin(\alpha - \phi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha + \delta)]} - \sqrt{\frac{(\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta))}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right] \quad (2.3)$$

$$K_P = \left[\frac{\sin(\alpha + \phi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)]} - \sqrt{\frac{(\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta))}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right] \quad (2.4)$$

où :

ϕ : Angle de frottement interne du sol;

δ : Angle de frottement mur-sol;

α : Inclinaison du mur avec l'horizontale;

β : Inclinaison de la surface du sol avec l'horizontale.

Cette méthode sera très vite mise en défaut tant sur le plan expérimental que sur le plan théorique. En effet, elle ne tient pas compte du mouvement du mur et suppose que la distribution de la pression est simplement hydrostatique. De plus les familles de surfaces de rupture considérées sont toutes planes ce qui a été contredit par plusieurs essais expérimentaux. C'est ainsi diverses méthodes, telles que Rankine (1857), Boussinesq (1882), vont voir le jour pour combler les lacunes de celle-ci.

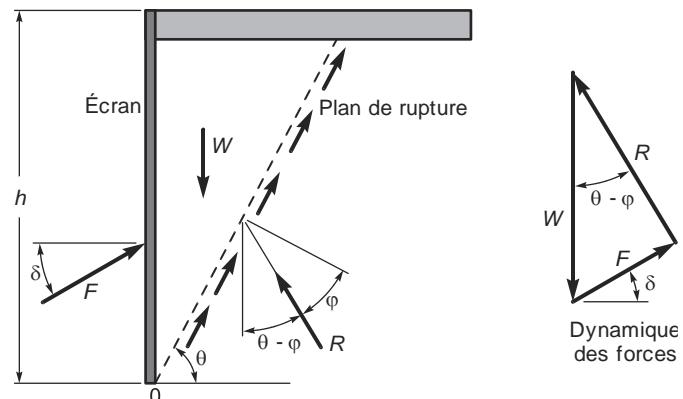


Figure 2-14 : Coin de Coulomb (Massicotte, 2019)

2.2.4.1.2 Équilibres limites de Rankine (1857)

Les pressions latérales sont très importantes en mécanique des sols car elles interviennent non seulement dans le dimensionnement de nombreux ouvrages de soutènement, mais aussi dans la

stabilité des pentes et des talus. Pour les calculer, deux hypothèses majeures sont faites : (i) déformations planes, et (ii) comportement rigide plastique. Ces deux hypothèses sont faites car le glissement par cisaillement se produit à contrainte constante. L'explication la plus couramment utilisée pour expliquer comment un massif de sol peut rompre est celle du scientifique écossais Rankine qui l'a introduite en 1857. Selon ce dernier il existe 3 principales catégories de pression latérales de la terre et chacune dépend du mouvement du mur sur lequel la pression agit. Les trois catégories sont décrites dans ce qui suit.

- **État du sol au repos :**

Ici, l'état de contraintes dans le sol n'est pas hydrostatique car la contrainte verticale n'est jamais égale à la contrainte horizontale. La relation qui permet de relier ces deux contraintes en mécanique des sols est la suivante :

$$\sigma_h = K\sigma_v \quad (2.2)$$

où K : est le coefficient de la pression des terres. Comme la contrainte totale dans le sol dépend du degré de saturation, cette relation peut être réécrite comme suit en fonction des contraintes effectives : $\sigma'_h = K_o\sigma'_v$, K_o étant le coefficient des terres au repos. Jaky (1944) propose la relation suivante : $K_o = 1 - \sin\phi'$, qui est couramment utilisée (ϕ' est l'angle de frottement interne du sol). La Figure 2-15 (adaptée de l'article C6.12 du commentaire de la norme CSA/CAN-S6-14), montre que c'est l'état de référence à partir duquel sont mesurés les déplacements. Le Tableau 2.2 présente quelques valeurs typiques de K_o . En utilisant l'expression précédente de K_o et les limites de ce tableau, on peut établir que pour un sol compact l'angle de frottement interne ϕ' varie entre 33.5 et 37. Pour un sable lâche entre 30° et 33.5.

Tableau 2.2 : Coefficient K_o pour quelques types de sols (Silvestri, 2011)

Type de sol	Valeurs de K_o
Sable lâche	0.45 à 0.50
Sable compact	0.40 à 0.45
Argile normalement consolidée	0.5
Argile surconsolidée	> 0.5

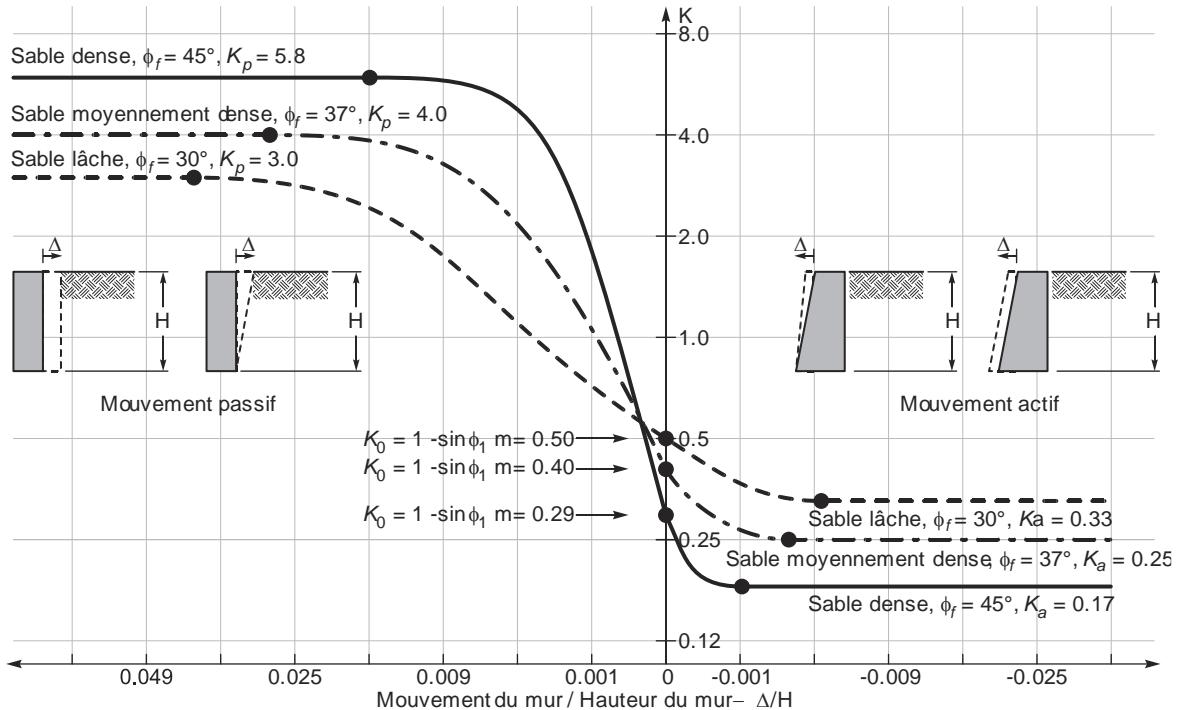


Figure 2-15 : Développement des pressions actives et passives de la terre selon la norme CSA/CAN-S6-14 (Massicotte, 2019)

- **État de poussée du sol (ou pression active de la terre) :**

Dans cette condition le mur de soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol, tel qu'illustré sur la Figure 2-16. Le massif génère une pression sur la paroi du mur appelée pression active. Plusieurs études expérimentales montrent qu'elle dépend : (i) de la densité du sol, (ii) de l'angle de frottement interne, (iii) de la cohésion, (iv) de l'angle de frottement mur-sol, (v) de l'inclinaison du mur et enfin (vi) de la forme de la surface libre du massif. Cette pression se développe uniquement si le mur se déplace suffisamment. Les déplacements recommandés dans le code canadien des ponts sont présentés au Tableau 2.3. Lors de l'établissement de l'équilibre de poussée, les contraintes dans le sol subissent plusieurs variations. À l'état initial, la contrainte effective horizontale est σ'_{ho} . Ensuite le sol se décomprime pour atteindre une valeur limite de σ'_a (équilibre actif) qui est inférieure à σ'_{ho} . Or comme la contrainte σ'_{vo} reste constante, la contrainte σ'_a est donc l'intersection entre la courbe intrinsèque Mohr-coulomb et le cercle de Mohr, comme l'illustre la Figure 2-17. La relation pour déterminer cette contrainte est la suivant : $\sigma'_a = K_a \sigma'_{vo}$,

Tableau 2.3 : Déplacements typiques pour atteindre l'état de poussée active (Silvestri, 2011)

	Type de sol	Translation
Sable	Dense	0.001H à 0.002H
	Lâche	0.001H à 0.004H
Argile	Raide	0.01H à 0.02H
	Molle	0.02H à 0.05H

Avec H la hauteur du mur.

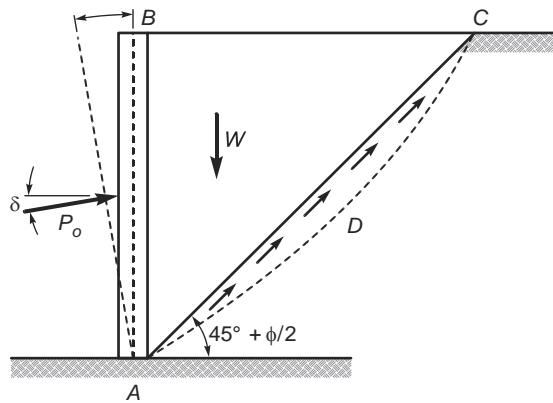
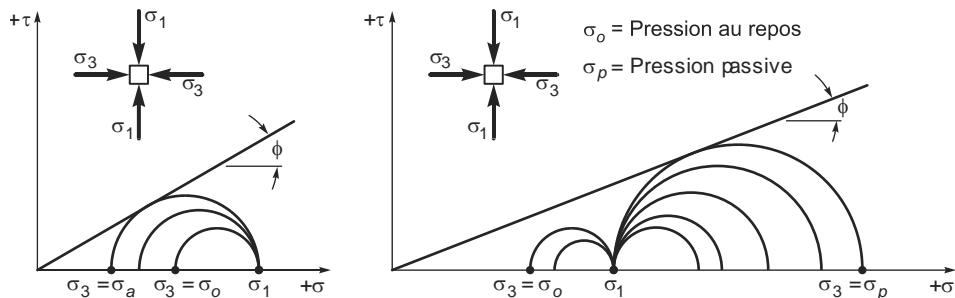


Figure 2-16 : État de poussée du sol ou poussée active (Massicotte, 2019)



a) Contrainte active

b) Contrainte passive

Figure 2-17 : Détermination des contraintes actives et passives sur le cercle Mohr (adapté de ASCE (1994))

- **État de butée du sol (ou pression passive de la terre) :**

Dans cette situation, c'est le mur qui exerce un effort sur le massif de sol, et ce dernier, en s'opposant, exerce une pression sur la surface de l'ouvrage. Cette pression est appelée pression

passive ou butée. Les déplacements nécessaires pour mobiliser une telle pression sont indiqués à la Figure 2-18. À l'état initial, la contrainte effective horizontale est σ'_{ho} . Ensuite le sol se comprime pour atteindre une valeur limite de σ'_p (équilibre passif) qui est supérieure à σ'_{ho} . Or comme la contrainte σ'_{vo} reste constante, la contrainte σ'_a est donc l'intersection entre la courbe intrinsèque Mohr-coulomb et le cercle de Mohr. La relation pour déterminer cette contrainte est la suivant : $\sigma'_p = K_p \sigma'_{vo}$.

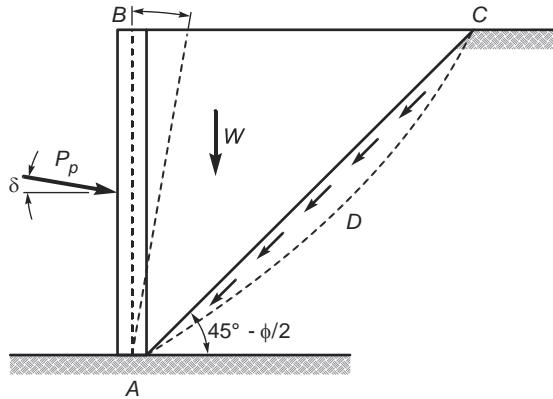


Figure 2-18 : État de butée dans le sol ou poussée passive (Massicotte, 2019)

2.2.4.1.3 Méthode de Boussinesq (Silvestri, 2011)

Les théories de Rankine et de Coulomb sont très simples, mais leurs applications pratiques sont parfois limitées. Premièrement, les lignes de glissement observées sur place ne sont habituellement pas rectilignes. Même si les lignes de glissement diffèrent peu des lignes droites, pour les écrans rugueux inclinés et surtout lorsque l'écran est proche de la verticale, il n'en va plus de même pour la butée, où les lignes de glissement sont courbes comme l'indique la Figure 2-19. De plus, les massifs sont souvent limités par des parois, murs et écrans et l'on constate que la rugosité de ces écrans joue un rôle important. Or l'équilibre de Rankine et de Coulomb ne permettent pas d'en tenir compte.

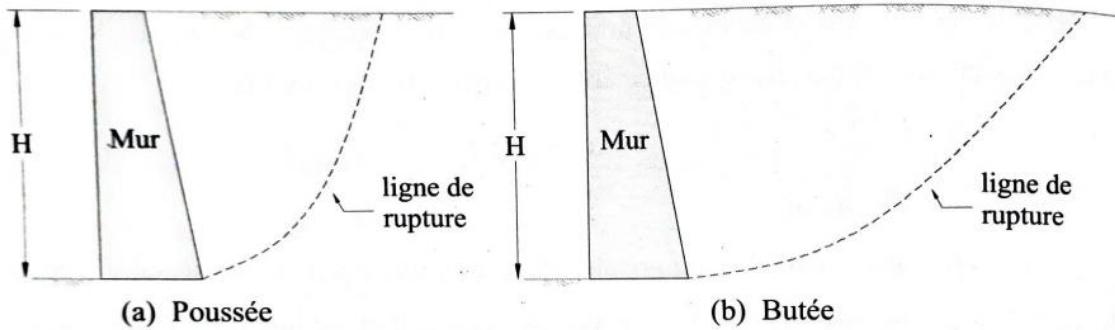


Figure 2-19 : Schéma de rupture verticales (Silvestri, 2011)

La théorie de Boussinesq tient compte de la rugosité de l'écran et respecte la courbure des lignes de glissement observées expérimentalement au voisinage de l'écran. Dans la pratique ce sont les tables de Caquot et Kerisel (1948) qui sont utilisées pour trouver les coefficients de poussée et de butée. Le Tableau 2.4 donne quelques valeurs des coefficients de poussée et de butée tirées des tables de Caquot et Kerisel (1948). Les forces de poussée (F_{ba}) et de butée (F_{bp}) sont données par les expressions suivantes :

$$F_{ba} = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_{ba} \quad (2.3)$$

$$F_{bp} = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_{bp} \quad (2.4)$$

où

H : Hauteur de l'écran en m

k_{ba} : Coefficients de poussée tirées des tables de Caquot et Kerisel (1948)

k_{bp} : Coefficients de butée tirées des tables de Caquot et Kerisel (1948)

γ : Poids volumique du sol en kN/m^3

Tableau 2.4 : Coefficients de poussée et de butée sur un écran vertical (Silvestri, 2011)

Angle de frottement ϕ	β	k_{ba}		k_{bp}	
		$\delta = \frac{2}{3}\phi$	$\delta = 0^\circ$	$\delta = \phi$	$\delta = \frac{2}{3}\phi$
25°	25	0.879	0.922	8.16	7.31
	20	0.546	0.586	7.71	6.9
	10	0.422	0.464	5.81	5.2
	0	0.364	0.406	4.29	3.84
	-10	0.326	0.368	2.96	2.65
	-20	0.298	0.34	1.69	1.51
	-25	0.289	0.333	0.91	0.81
30°	30	0.822	0.85	16.95	14.46
	20	0.414	0.446	12.65	10.83
	10	0.344	0.374	9.05	7.74
	0	0.3	0.333	6.42	5.49
	-10	0.272	0.305	4.25	3.65
	-20	0.25	0.282	2.55	2.15
	-30	0.232	0.267	0.87	0.74
35°	35	0.756	0.767	34.9	28.16
	30	0.45	0.47	31	25.01
	20	0.322	0.348	22.5	18.15
	10	0.276	0.301	15.3	12.34
	0	0.247	0.271	10.2	8.23
	-10	0.226	0.25	6.7	5.3
	-20	0.21	0.232	3.53	2.86
	-30	0.192	0.216	1.65	1.3
	-35	0.187	0.213	0.82	0.66

La répartition des contraintes est triangulaire; ceci implique que les forces (F_{ba}) et (F_{bp}) sont appliquées à $/3$. De plus la direction des forces est à δ par rapport à la normale et le sens positif indiqué dans les manuels français est celui de la Figure 2-20.

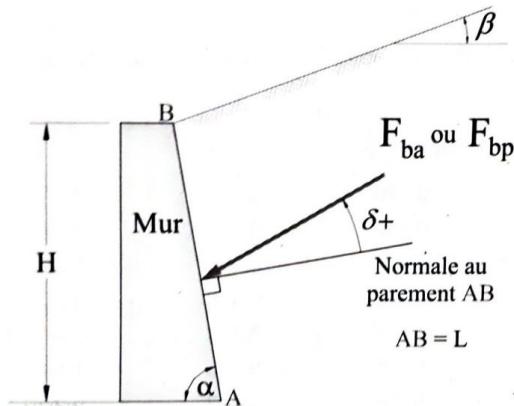


Figure 2-20 : Convention de signe pour δ (Silvestri, 2011)

2.2.5 Tendance des recherches futures

Les dernières décennies d'études en interaction sol-structure ont connu de très grands progrès dans l'analyse dynamique des structures. Cependant, il reste encore énormément de travail à faire et les futures recherches portent sur les domaines suivants.

- **Fondations profondes :** La plupart des études actuelles considèrent des fondations superficielles ou peu profondes dans les analyses d'interaction, pour faciliter l'analyse et accélérer les temps de calcul. Or, de plus en plus de fondations profondes sont utilisées à cause de la construction des pieux de plus en plus longs. Les études du comportement dynamique de l'interaction de ce type de fondations s'avèrent essentielles.
- **Analyse en 3D du modèle :** La plupart des publications simplifient extrêmement les modèles de superstructures en les représentant par un système de masse et de ressort et en modélisant l'interaction uniquement en 1 ou 2 dimensions. Des modèles 3D, permettraient de prendre en compte l'impact de l'encombrement dans le modèle final.
- **Analyse non linéaire :** Dans la majorité des problèmes d'interaction entre la structure et le sol, le sol atteint le domaine non linéaire. Or, très peu d'études considèrent le comportement non linéaire du sol. Une analyse élastoplastique doit être menée.
- **Méthode pratique de calcul :** Il existe de nombreuses publications qui traitent le problème d'interaction sol-structure à l'aide de modèles éléments finis. Malheureusement, le temps

de calcul de ce type d'analyse et la complexité des modèles consument une grande partie du temps des ingénieurs. Il faudrait donc trouver de modèles simplifiés adaptés à différents problèmes d'interaction sol-structure rencontrés.

Le dernier enjeu qui vient d'être présenté ici est l'objectif de ce projet de maîtrise. Nous allons essayer de déterminer un modèle simplifié pour résoudre le problème d'interaction entre un mur et un sol de remblai. Pour ce faire, la prochaine étape est une revue de la littérature des méthodes d'analyses existantes pour le cas sismique afin de développer un modèle simplifié pour un calcul pratique d'ingénieurs.

2.3 Méthodes d'analyse

La présence d'un sol derrière le mur de soutènement modifie la réponse structurale de celui-ci, à cause : (i) d'une charge statique additionnelle sur la face du mur et (ii) d'une masse, d'une rigidité et d'un amortissement additionnels sur la structure. Par conséquent, une analyse non linéaire en éléments finis doit être faite pour étudier avec précision cette interaction sol-structure. L'objectif de cette partie est de présenter les 3 grandes méthodes d'analyse présentes dans la littérature et utilisées pour ce type d'analyse : (i) analyse pseudo-statique, (ii) analyse dynamique simplifiée, et (iii) analyse numérique non linéaire.

2.4 Méthode pseudo-statique

Le principe de la méthode pseudo-statique consiste à remplacer les charges dynamiques générées lors du séisme, par une ou plusieurs charges statiques. L'objectif de cette partie est de présenter dans un premier temps les principales méthodes utilisées. Dans un second temps, les considérations faites par le code Canadien des ponts et le Manuel de conception de structures du ministère des Transports du Québec (MTQ) seront présentées.

2.4.1 Mononobe-Okabe

L'une des premières méthodes pseudo statique a été développée par Okabe (1926) et Mononobe et Matsuo (1929). Cette méthode de conception est une extension de la méthode de Coulomb qui prend en compte les forces verticales et horizontales d'inertie agissant sur le sol. Comme présentée dans la section 2.2.2 plusieurs recherches ont permis d'améliorer la version originale de cette

approche. Cela a conduit à une méthode dite de Mononobe-Okabe, qui est utilisée dans la quasi-totalité des normes qui veulent prendre en compte la pression active ou passive sismique sur une structure de soutènement.

La méthode Mononobe-Okabe suit les hypothèses suivantes.

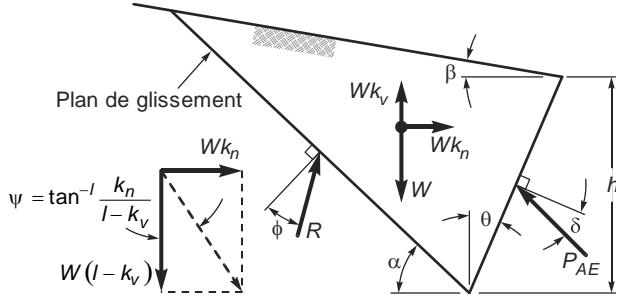
- Le déplacement latéral du mur doit être suffisant pour qu'un état d'équilibre plastique puisse s'établir derrière le mur.
- Le sol est supposé satisfaire le critère de rupture de Mohr-coulomb.
- Le plan de rupture du sol est supposé se produire le long d'un plan issu du coin du mur et incliné d'un certain angle par rapport à l'horizontal.
- Le bloc de sol qui se situe entre le plan de rupture et le mur est en équilibre à l'endroit où le plan de rupture prend naissance. La Figure 2-21 présente les forces appliquées sur ce bloc de sol.
- L'effet du séisme est représenté par des forces horizontales et verticales équivalentes $k_h * W$ et $k_v * W$ appliquées au centre de gravité du bloc de sol.
- Cette méthode ne donne pas la position du point d'application et la distribution de la pression derrière le mur. Comme discuté dans la section 2.2.2, la résultante de cette force sismique était appliquée à $1/3 H$ de la base du mur, H étant la hauteur du mur. Toutefois, suite à de nouvelles expériences, il est recommandé de prendre un point d'application à $0.6H$ au-dessus de la base du mur.

La force totale (statique et sismique) proposée par cette méthode, s'obtient en faisant l'équilibre des forces et des moments du bloc de sol présentée sur la Figure 2-21. La valeur maximale de cette force notée P_{ae} est obtenue en variant l'inclinaison du plan de rupture du bloc de sol à l'équilibre. L'expression de P_{ae} est la suivante :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (2.5)$$

où :

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \Psi - \theta)}{\cos(\Psi) \cos^2(\theta) \cos(\delta + \theta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \Psi - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \Psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.6)$$



**Figure 2-21 : Poussée active - Méthode de Mononobe-Okabe selon ASCE, 1994
(Massicotte, 2019)**

où :

γ = poids volumique du sol

H = hauteur du mur

ϕ = angle de frottement interne

$\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1-k_v} \right)$

δ = angle de frottement sur le mur

k_h = coefficient d'accélération horizontal

k_v = coefficient d'accélération vertical

β = angle d'inclinaison du sol

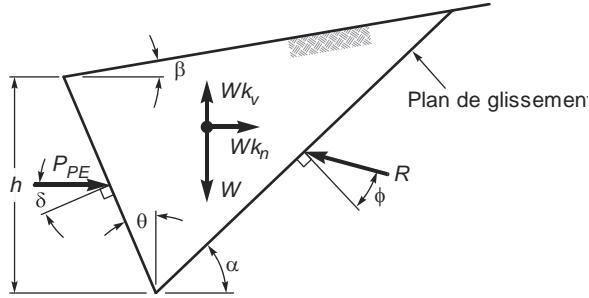
θ = angle de la face arrière du mur avec la verticale

La pression dynamique passive est déterminée à l'aide de l'équation suivante (voir Figure 2-22) :

$$P_{Pe} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{Pe} \quad (2.7)$$

où le coefficient K_{Pe} de pression active sismique est déterminée comme suit :

$$K_{Pe} = \frac{\cos^2(\phi - \Psi + \theta)}{\cos(\Psi) \cos^2(\theta) \cos(\Psi - \theta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \Psi + \beta)}{\cos(\Psi - \theta + \delta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.8)$$



**Figure 2-22 : Poussée passive - Méthode de Mononobe-Okabe selon ASCE, 1994
(Masssicotte, 2019)**

Dans le cas des conditions particulières, où l'accélération verticale k_v peut-être simplifiée, les équations (2.9) et (2.10) deviennent :

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \Psi)}{\cos^2(\Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi - \Psi - \beta)}{\cos(\beta) \cos(\Psi)}} \right]^2} \quad (2.9)$$

$$K_{Pe} = \frac{\cos^2(\phi - \Psi)}{\cos^2(\Psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi - \Psi + \beta)}{\cos(\beta) \cos(\Psi)}} \right]^2} \quad (2.10)$$

où : $\Psi = \tan^{-1}(k_h)$

avec :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 \quad (2.11)$$

$$P_{Pe} = \frac{1}{2} K_{Pe} \gamma H^2 \quad (2.12)$$

Il est possible d'étendre cette méthode à des sols cohésifs, mais comme ce type de sol ne sera pas étudié dans ce mémoire, les expressions correspondantes ne seront pas abordées ici. Cette méthode présente de nombreuses limites, dont les principales seront abordées dans cette revue.

- Pour développer l'état plastique dans le sol derrière le mur, il est nécessaire que la flèche horizontale à l'extrémité supérieure du mur soit environ de 0.5% la hauteur du mur. Même si cela est fréquent pour les murs en porte-à-faux (Type I) et les murs poids (Type II) voir Figure 2-13, cela pourrait ne pas se produire pour les autres types de murs, Wood (1973).
- Bien que l'hypothèse de surface plane soit apparemment raisonnable, sa validité a été fondée sur un nombre limité de tests et d'observations. Cette hypothèse est celle qui est faite dans le cas d'un calcul statique, avec la méthode de Coulomb. C'est en se basant sur les résultats que Sokolovski (1960) a obtenu qu'elle a été conservée pour le cas dynamique. Or, ces travaux ne prenaient pas en compte une charge sismique horizontale, Wood (1973).
- Cette méthode est une méthode principalement statique, qui requiert une bonne sélection des coefficients k_h et k_v . Or en général, ces coefficients sont plus faibles que le pic d'accélération au sol.
- Elle ne tient pas compte non plus des effets de résonance ou de l'amplification dynamique qui pourraient se produire lors de la propagation des ondes sismiques dans le sol derrière le mur.
- Le terme qui se trouve dans la racine carrée de l'expression Mononobe-Okabe doit être positif, pour que cette équation existe. Ainsi, cela introduit une limite supplémentaire qui est dans le cas d'une pression active, $\emptyset \geq \Psi + \beta$ et dans le cas d'une pression passive, $\emptyset \geq \Psi - \beta$. En terme d'accélération horizontale, cette limite se traduit de la façon suivante pour la zone active :

$$k_h \leq (1 - k_v) \tan(\phi - \beta) \quad (2.13)$$

alors que pour la zone passive on obtient :

$$k_h \leq (1 - k_v) \tan(\phi + \beta) \quad (2.14)$$

À cause de ces diverses limites, différents codes qui utilisent cette méthode, appliquent des limitations bien spécifiques.

2.4.1.1 Recommandations Manuel de conception des structures du MTQ

Pour déterminer les charges à considérer pour les ouvrages de soutènement de catégorie de performance 2 ou 3 (voir section 2.7.1.4) pendant un séisme, le Manuel de conception des structures (MCSQ) du ministère des Transports du Québec (MTQ) se base sur les recommandations de la norme CSA/CAN-S6-14, auxquelles est ajoutée des combinaisons de charges particulières qui sont similaires à celle de AASHTO (2017). Selon ce manuel, les charges à considérer pendant le séisme sont :

- P_{ae} : poussée latérale sismique ;
- P_{ir} : force d'inertie de la fondation ;
- T_{ab} : réaction horizontale provenant du tablier.

Comme spécifié dans l'article C4.6.5 « *Seismic forces on abutments and retaining walls* » du Commentaire de la norme CSA/CAN-S6-14, la superposition de ces charges simultanément serait très conservatrice, car ces charges n'agiront jamais de façon simultanée. Par conséquent, le MCSQ propose des combinaisons de charges suivantes, en l'absence d'analyse dynamique plus poussée. Les combinaisons de charges présentées ici, utilisent exactement la terminologie du MCSQ.

i) Culées des ponts d'une travée et murs de soutènement

- a. $1.0P_{ae} + 0.5P_{ir} + 0.5T_{ab}$
- b. $0.5P_{ae} + 1.0P_{ir} + 0.5T_{ab}$
- c. $0.5P_{ae} + 0.5P_{ir} + 1.0T_{ab}$

où

P_{ae} : poussée latérale sismique;

T_{ab} : réaction horizontale provenant du tablier;

P_{ir} : force d'inertie de la fondation;

k_h : coefficient d'accélération sismique horizontale;

W : poids de l'unité de fondation (W_F) y compris le poids du sol qui participe à la stabilité de la fondation (W_s) (voir figure C4.12 « The M-O solution » du commentaire de la norme CSA/CAN-S6-14).

Note 1 : Les efforts produits par la charge $0.5 \times P_{ae}$ ne doivent pas être inférieurs à ceux produits par la poussée active pondérée avec un coefficient de 1.25.

Note 2 : Les efforts produits par la charge W_s ne doivent pas être considérés pour la conception structurale du mur de front et du garde-grève des murs et de la portion verticale de soutènement en porte-à-faux en béton armé.

ii) Culées des ponts à plusieurs travées

- a. $1.0 P_{ae} + 0.5 W_s \times k_h + 0.5 (Tab + Culée)$
- b. $0.5 P_{ae} + 1.0 W_s \times k_h + 1.0 (Tab + Culée)$

où :

Culée : Effet sismique de la masse de la culée.

Note 1 : Les efforts produits par la charge $0.5 \times P_{ae}$ ne doivent pas être inférieurs à ceux produits par la poussée active pondérée avec un coefficient de 1.25.

Note 2 : Les efforts produits par la charge W_s ne doivent pas être considérés pour la conception structurale du mur de front et du garde-grève des murs et de la portion verticale de soutènement en porte-à-faux en béton armé.

Le Manuel de conception donne aussi des directives quant à la pondération des charges gravitaires lors d'un séisme et des charges latérales du sol.

i) Pondérations charges gravitaires pendant un séisme

Les pondérations $\alpha_D = 0.8$ au minimum et de 1.25 au maximum, indiquées dans le tableau 3.3 « Charges permanentes : valeurs maximales et minimales des coefficients de pondération des charges » de la norme CSA/CAN-S6-14 ne doivent pas être appliquées. Le poids propre du remblai et de l'élément de fondation doit être pondéré de 1.0.

ii) Poussée latérale du sol

Concernant, la poussée latérale du sol, les recommandations du Manuel sont les suivantes :

- *Méthode de calcul* : La méthode simplifiée de « Mononobe-Okabe (M-O) » peut être utilisée pour les murs d'une hauteur de 6 m, comme spécifié dans le Commentaire de la

norme S6 à l'article C4.6.5. Même pour des hauteurs de plus de 6 celle-ci peut aussi être utilisée à condition que l'inclinaison du sol derrière le mur soit inférieure ou égale à 20° et que le coefficient d'accélération horizontale (k_h) soit inférieur à 0.2.

- *Valeur de k_h* : Sur cet aspect, la recommandation est la même que celle que la norme S6-14, c'est-à-dire d'utiliser une valeur réduite de $k_h = k_{ho}/2$ à condition que les déplacements de l'élément de fondation puissent varier entre 25 mm et 50 mm.
- *Autres méthodes* : Les autres méthodes recommandées sont la méthode « *General Limit equilibrium* » et la méthode de Newmark. L'analyse dynamique de l'interaction sol-structure reste quand même privilégiée.

2.5 Méthode dynamique simplifiée

Le principe de cette méthode simplifiée est de modéliser le sol de remblai par un système des masses, de ressorts, de poutres et d'amortisseurs, afin de résoudre le problème dynamique. Contrairement à la méthode pseudo-statique où seule la charge globale que le sol induit sur la structure est modélisée, avec cette approche le comportement dynamique du sol est lui aussi représenté. Dans cette partie les diverses méthodes existantes dans la littérature seront présentées de la plus simple à la plus complexe.

2.5.1 Modèle de masses concentrées

Le modèle dynamique le plus simple est d'ajouter des masses sur la face externe du mur. Les masses ajoutées permettent de prendre en compte les effets de l'inertie du sol sur le mur de soutènement, voir Figure 2-23. Ce modèle ne permettant pas de modéliser à la fois, la rigidité et la masse du sol, d'autres modèles ont été élaborés.

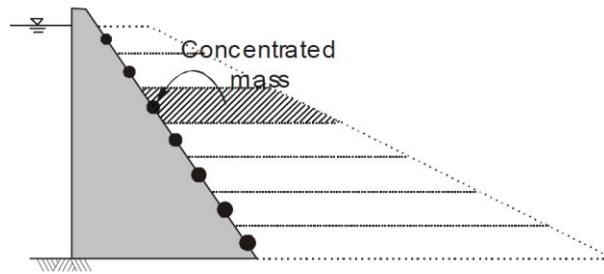


Figure 2-23 : Modèle simplifié avec des masses concentrées sur l'interface (Léger et Javanmardi, 2006)

2.5.2 Modèle d'Arya et Thakkar (1973)

Une autre approche proposée par Arya et Thakkar (1973) consiste à modéliser le mur de soutènement et le sol par des éléments de poutres en porte à faux, avec des masses à tous les nœuds. Ces deux éléments seront reliés par des connecteurs rigides, voir Figure 2-24. Cette méthode permet de prendre en compte à la fois la masse et les rigidités du sol et du mur. La présence des connecteurs rigides permet de modéliser l'interaction entre un mur et sol de remblai fini. Ce modèle ne permet pas de capter les mouvements horizontaux relatifs entre le sol et la structure.

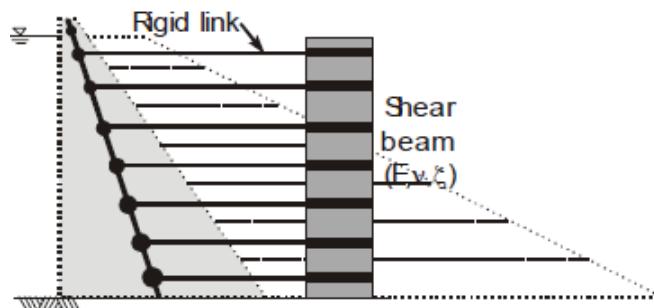


Figure 2-24 : Modèle de poutre en cisaillement et de connecteurs rigides. (Léger et Javanmardi, 2006)

2.5.3 Modèle de Scott (1973)

Pour combler les limites du modèle de Arya et Thakkar (1973), a proposé un modèle qui est très utilisé pour modéliser ce type d'interaction. À l'origine proposé pour une couche finie de sol retenue à l'extrémité par un mur vertical, ce modèle s'applique également, à des sols semi-infinis.

Le modèle qu'il propose, voir Figure 2-25 , est constitué d'une poutre en cisaillement verticale qui permet de modéliser le champ lointain de la strate de sol. Cette poutre en cisaillement est affectée de la masse de la strate. Cet élément de poutre est connecté au mur par des ressorts horizontaux. Les propriétés de la strate sont introduites dans les paramètres de section de la poutre en cisaillement. La base étant fixe elle vibre à la même accélération que le sol. La rigidité K' des ressorts quant à elle est déterminée à l'aide de l'équation suivante :

$$K' = \frac{0.8(1-\nu)}{1-2\nu} \frac{G}{H} \quad (2.15)$$

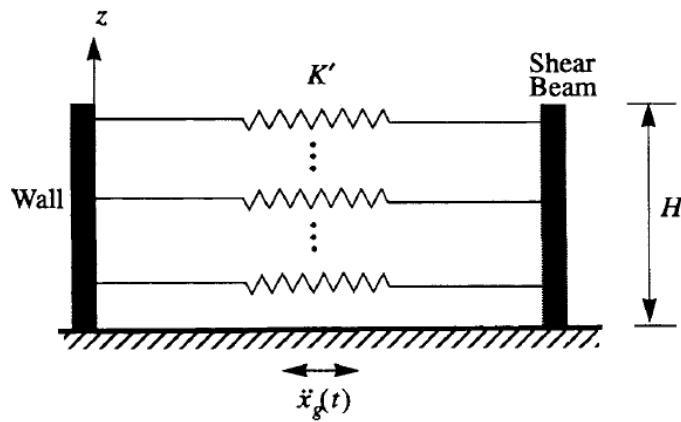


Figure 2-25 : Modèle de Scott (Veletsos et Younan, 1995)

Diverses variantes de ce modèle existent dans la littérature et complètent celui-ci en rajoutant des amortisseurs dont la valeur de l'amortissement (2.16) dépend des paramètres de la strate. L'une des plus utilisée est celle de Veletsos et Younan (1995).

$$c = \sqrt{\frac{2}{1-\nu} G \rho} \quad (2.16)$$

2.5.4 Modèle de Léger et Javanmardi (2006)

Le dernier modèle simplifié présenté ici est celui de Léger et Javanmardi (2006) .Ce modèle a été élaboré lors d'une étude d'un barrage soumis à une excitation sismique. Dans ce modèle, le sol de remblai est remplacé par des poutres en cisaillement en porte-à-faux fixées à la base et connectées

les unes aux autres et au barrage par des ressorts, voir Figure 2-20. L'utilisation de plusieurs éléments de poutres en cisaillement permet de représenter les déplacements latéraux du remblai sur le barrage. Or ces déplacements ne pouvaient pas être représentés par le modèle simplifié de Arya et Thakkar (1973). Étant donné que le mouvement latéral relatif de la structure et du sol sont sensibles aux nombres d'éléments de type poutre en cisaillement, Léger et Javanmardi (2006) recommande un minimum de 3 éléments pour une analyse dynamique.

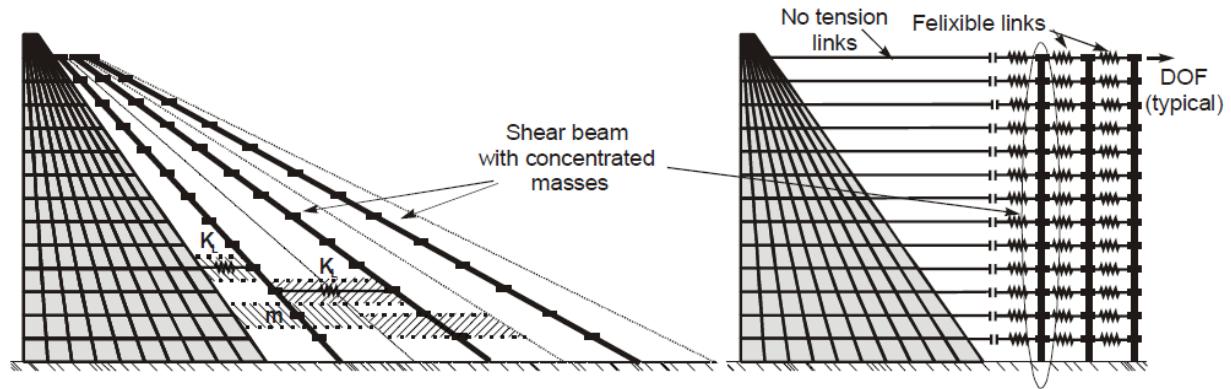


Figure 2-26 : Amélioration de la méthode simplifiée pour le cas d'un barrage (Léger et Javanmardi, 2006)

La modélisation de la rigidité du remblai est subdivisée entre les différents éléments de ce modèle simplifié. Une partie de la rigidité du sol, celle en cisaillement est affectée aux poutres. L'expression de cette rigidité est :

$$K_c = G A_s / H_c \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

où G est le module de cisaillement du remblai, A_s est l'aire en cisaillement d'une partie du remblai remplacé par la poutre et H_c est la distance verticale entre les nœuds le long de la poutre. La rigidité de chaque ressort est entre deux nœuds est introduite comme la rigidité d'un bloc de sol entre les mêmes nœuds, et elle est donnée par l'expression suivante :

$$K_L = E A_c / L \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.18)$$

où E est le module d'élasticité du remblai, A_c est l'aire de la section du bloc de remblai entre les nœuds et L est la distance horizontale entre les nœuds.

La masse totale du remblai est répartie en plusieurs masses concentrées au niveau des nœuds dans le modèle de sol. Cette masse tient compte de l'aire tributaire du sol.

À l'interface barrage et sol, des éléments interdisant la traction, et donc se comprimant uniquement, sont insérés. La compression initiale introduite dans ces éléments est celle correspondant à un bloc de sol, associée à l'aire tributaire correspondante. Grâce à ces éléments la séparation entre le barrage et le sol est possible.

Tous les modèles simplifiés abordés dans cette partie ne permettent pas malheureusement de prendre en compte la pression statique que le sol exerce sur le mur de soutènement. Pour considérer cette dernière, il faut l'ajouter comme une charge externe sur le modèle final.

2.6 Analyse numérique non linéaire

Le problème d'interaction sol-structure étant très complexe, une analyse numérique non linéaire est très souvent faite. De telles analyses permettent de considérer toutes les sources de non-linéarités (géométrique, matériau, contact).

Après avoir réalisé des essais en centrifugeuse Al-Atik et Sitar (2008) ont élaboré un modèle non linéaire 2-D élément finis sur OpenSees pour étudier le comportement d'un mur de soutènement et d'un remblai moyennement dense soumis à des charges cycliques. Les conclusions étaient que le modèle représentait très bien les principales caractéristiques du système mur-remblai.

Récemment Geraili et Sitar (2013) ont élaboré un modèle non linéaire 2-D différence finis sur FLAC pour étudier la pression et le moment pour les murs de soutènement des modèles effectués en centrifugeuse (ROOZ01 et ROOZ02). Le modèle de sol utilisé pour ces analyses était UBCHYST (Byrne et Naesgaard 2010) développé à l'université de Colombie Britannique. La pression dynamique obtenue avec ce modèle était dans la plupart des cas inférieure à celle obtenue en utilisant la méthode de Mononobe-Okabe et ces résultats sont similaires à ceux obtenus avec les essais en centrifugeuse.

Pour valider notre modèle numérique sur ABAQUS une analyse comparative des pressions et moments de la structure modélisée par Geraili et Sitar (2013) sera faite dans le chapitre 3. Les lois numériques d’interaction et de matériau implémentées dans logiciel d’éléments finis ABAQUS seront présentées de façon détaillée dans ce paragraphe.

2.6.1 Formulation du contact dans ABAQUS/Standard

L’objectif de cette partie est de comprendre clairement le fonctionnement du contact dans ABAQUS/Standard. La considération du glissement, de la pression à l’interface et de l’algorithme de contact seront abordés dans cette section.

2.6.1.1 Le glissement dans ABAQUS/Standard

ABAQUS/Standard calcule le glissement relatif des deux surfaces en interaction et, selon la grandeur de ce glissement, il utilise une des deux approches suivantes.

- L’approche de suivi du glissement fini, pour laquelle un mouvement arbitraire ou une séparation des deux surfaces interaction en contact peut avoir lieu. Dans ce cas la rotation et le glissement relatifs ne sont pas limités. En utilisant cette approche, le contact peut être défini par des éléments de contact ou bien par une paire de surfaces. Dans le dernier cas, ABAQUS génère automatiquement les éléments de contact appropriés. Dans cette situation, un point en contact avec une surface subit un glissement supérieur à la longueur caractéristique d’un élément typique sous-jacent.
- L’approche de suivi du petit glissement, pour laquelle le glissement relatif entre les surfaces en interaction reste petit. Un point qui rentre en contact avec une surface ne pourra glisser qu’une toute petite fraction de la longueur caractéristique d’un élément typique sous-jacent. Dans cette situation, les deux corps en contact peuvent éventuellement subir de grands déplacements.

2.6.1.2 Contrainte de pression de contact dans ABAQUS/Standard

ABAQUS/Standard comporte trois méthodes d’application de la contrainte de pression de contact :

- la méthode directe;
- la méthode de pénalisation;

- la méthode Lagrange augmentée.

Seule la méthode de pénalisation sera présentée car c'est elle qui a été utilisée dans les chapitres 3 et 4 et c'est elle qui est intégrée dans ABAQUS/Standard avec une variation linéaire ou non linéaire. La Figure 2-27 présente la comparaison entre le comportement linéaire et non linéaire de la relation pression distance normale de contact.

La méthode linéaire a été utilisée dans toutes les simulations qui ont été effectuées avec ABAQUS/Standard voir chapitres 3 et 4. C'est elle qui est intégrée par défaut dans ABAQUS/Standard pour les glissements finis de deux surfaces en contact. Avec cette méthode la rigidité de pénalisation imposée est équivalente à 10 fois la raideur représentative d'un élément sous-jacent. Puisque la raideur de pénalisation est constante, la relation pression-distance normale de contact est linéaire.

La méthode non linéaire où la raideur de pénalisation augmente linéairement entre des régions ayant une raideur initiale faible et une raideur finale grande, mène à une relation non linéaire entre la pression et la distance normale de contact voir Figure 2-28

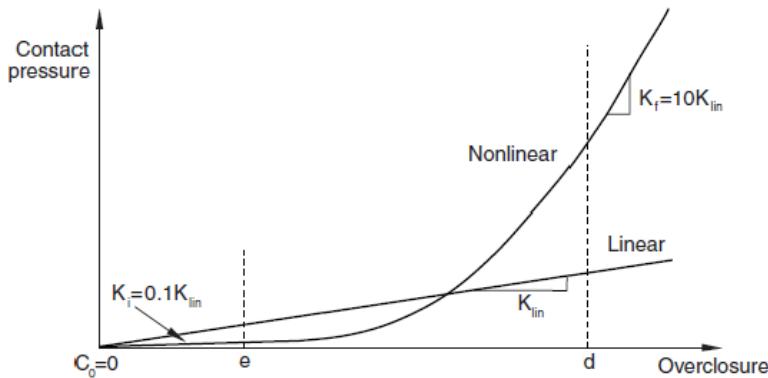


Figure 2-27 : Comparaison entre le comportement linéaire et non linéaire de la relation pression-distance normale de contact (Simulia, 2011)

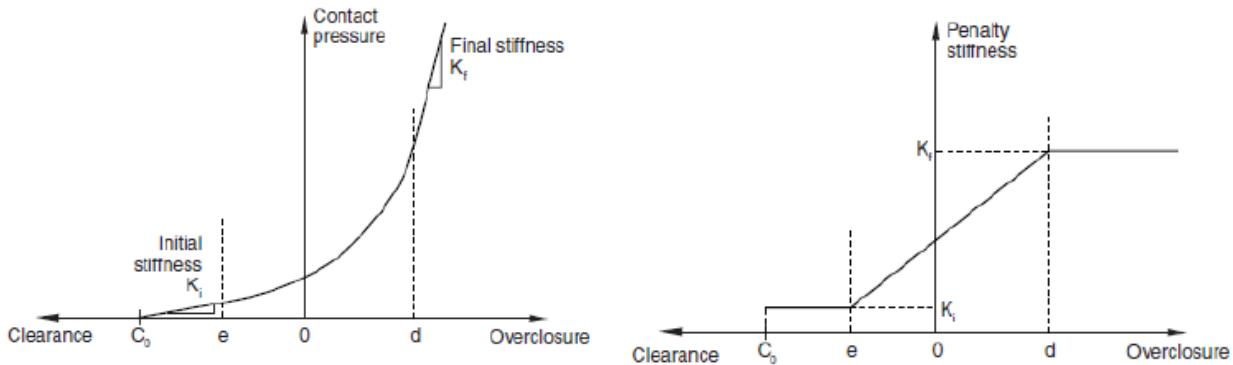


Figure 2-28 : Relation non linéaire de pénalisation entre la pression et la distance normale de contact (Simulia, 2011).

2.6.1.3 Algorithme de contact dans ABAQUS/Standard

Au début de chaque incrément, ABAQUS/Standard examine l'état de toutes les interactions de contact pour établir si les nœuds esclaves sont ouverts ou fermés. Si un nœud est fermé, ABAQUS/Standard détermine s'il est collé ou glissant. Il applique ensuite une contrainte pour chaque nœud fermé et enlève les contraintes à n'importe quel nœud où l'état de contact change de fermé à ouvert. Après cela, il poursuit une itération et actualise la configuration du modèle utilisant les corrections calculées. Ce processus est présenté à la Figure 2-29.

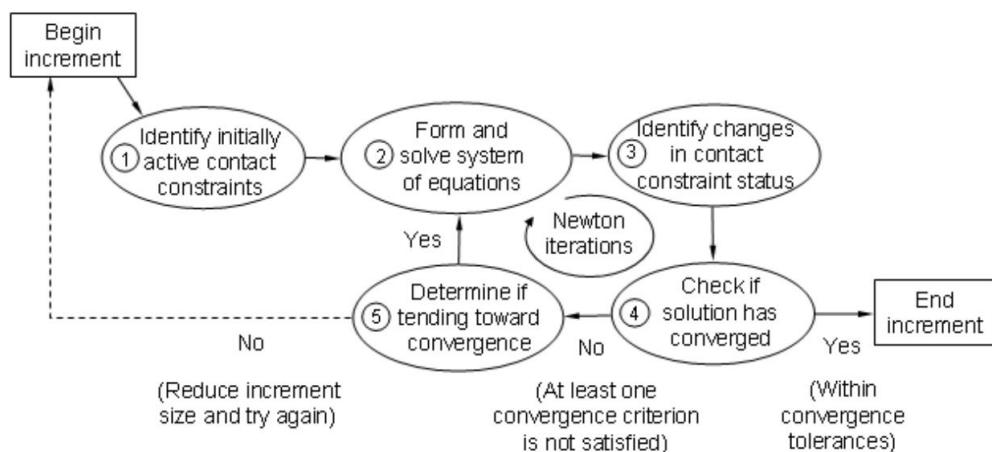


Figure 2-29 : Logique de contact dans ABAQUS/Standard (Simulia, 2011)

Juste avant de vérifier l'équilibre des forces ou des moments, ABAQUS/Standard vérifie les changements dans les conditions sur les nœuds esclaves. Après l'itération, chaque nœud qui a un dégagement négatif ou nul change d'état d'« ouvert » à « fermé ». Tout nœud où la pression de contact devient négative change d'état de « fermé » à « ouvert ». Quand un changement de contact quelconque est détecté pendant l'itération courante, ABAQUS/Standard le marque comme « itération de discontinuité sévère ». ABAQUS/Standard continu à itérer jusqu'à ce que les discontinuités sévères soient suffisamment petites (ou même n'existent plus) et que l'équilibre soit satisfait avec une certaine tolérance.

ABAQUS/Standard modifie les contraintes de contact pour refléter le changement de l'état de contact après la première itération et passe à une nouvelle itération. ABAQUS/Standard répète la procédure jusqu'à ce qu'une itération soit complétée sans changement dans l'état de contact. Cette itération devient la première itération d'équilibre et ABAQUS/standard procède à la vérification de la convergence de l'équilibre. Si jamais cette vérification ne marche pas, il procède à une autre itération. À chaque fois qu'une discontinuité survient, ABAQUS remet le compte interne des itérations d'équilibre à zéro. Ce compte d'itération est utilisé pour déterminer si un incrément doit être abandonné à cause d'un taux de convergence très lent. Il répète le processus entier jusqu'à atteindre la convergence.

2.6.1.4 Relation pression-distance normale de contact et comportement normal aux surfaces en interaction

Il existe diverses relations pression-distance normale de contact qui sont intégrées dans ABAQUS pour définir le modèle de contact entre deux surfaces. La plus courante est celle qui est présentée à la Figure 2-30. Cette relation est intégrée par défaut dans ABAQUS et est appelée contact dur. Ce type de contact minimise la pénétration de la surface esclave dans la surface maîtresse sur les lieux d'application de la contrainte. Il ne permet pas le transfert des contraintes de traction à travers la surface d'interaction, cependant n'importe quelle pression de contact peut être transmise à travers cette interface.

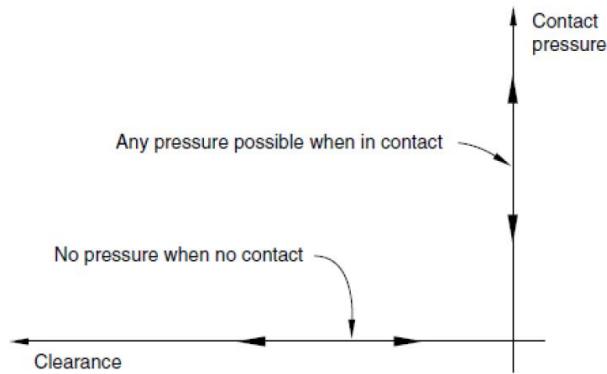


Figure 2-30 : Relation pression-distance normale de contact utilisée par défaut dans ABAQUS (Simulia, 2011)

Les surfaces en interaction sont séparées lorsque la pression de contact P est égale à zéro, et rentrent en contact quand la distance normale de contact h devient nulle (h est la distance qui sépare les deux surfaces). Par conséquent, quand les surfaces sont séparées, la contrainte de cisaillement transmise d'une surface à l'autre est nulle.

2.6.1.5 Le frottement coulombien-Comportement tangentiel aux surfaces en interaction

Lorsque deux surfaces rentrent en contact, elles transmettent le cisaillement de même que les forces normales à travers leurs interfaces. Dans ce mémoire le frottement coulombien est utilisé pour décrire l'interaction entre le mur et le remblai. Le modèle de ce frottement peut s'écrire :

$$\tau_{crit} = \mu p \quad (2.19)$$

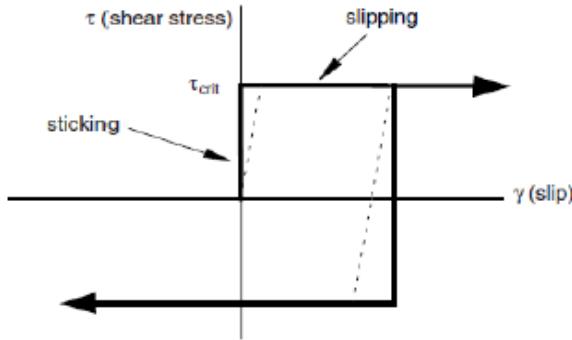
où μ : est le coefficient de frottement qui est généralement inférieur à l'unité ;

p : est la pression de contact entre les deux surfaces ;

τ_{crit} : est une contrainte de cisaillement critique.

Le mouvement relatif des surfaces en contact, est nul jusqu'à ce que la contrainte tangentielle à la surface atteint τ_{crit} . Cette contrainte critique dépend de la pression de contact. Les surfaces en contact ne peuvent glisser jusqu'à ce que la contrainte de cisaillement τ au niveau de leur interface devient égale à la contrainte de cisaillement limite de frottement, μp . La ligne solide décrit le comportement du modèle de frottement de Coulomb : (i) pour $\tau \leq \tau_{crit}$, les surfaces sont collées et (ii) quand $\tau = \tau_{crit}$, les surfaces sont en état de glissement relatif.

La simulation du comportement d'un frottement idéal est très difficile. Pour cette raison ABAQUS utilise une formulation de pénalisation pour le frottement avec un « glissement élastique » admissible (illustré par la ligne en pointillée à la Figure 2-31). Ce glissement élastique se produit relativement entre ces surfaces. La raideur de pénalisation, qui est la pente de la ligne en pointillée, est choisie automatiquement par ABAQUS de façon que le glissement élastique admissible soit une très petite fraction de la longueur caractéristique de l'élément fini sous-jacent.



2.6.2 Lois constitutives des sols granulaires

Dans la littérature il existe plusieurs lois constitutives qui sont capables de modéliser le comportement du sol. Chacune de ces lois présente des avantages et des inconvénients. Seules les lois disponibles dans ABAQUS seront présentées. Celles-ci seront distinguées en deux catégories en fonction du type de chargement : (i) Chargement monotonique, (ii) chargement cyclique.

2.6.2.1 Chargement monotonique

2.6.2.1.1 Loi de Mohr-Coulomb

La loi de Mohr-Coulomb est l'une des lois constitutives fréquemment utilisées pour les sols. Le critère de rupture suppose que la rupture dépend de la contrainte maximale et que cette dernière dépend de la contrainte normale. La ligne de rupture s'obtient donc par l'équation suivante :

$$\tau = c - \sigma \tan \phi \quad (2.20)$$

Dans l'équation 2.20 la contrainte de cisaillement, τ est calculée en fonction de la cohésion c , de la contrainte normale σ (en valeur algébrique) et de l'angle de frottement interne du matériau. La Figure 2-32 présente la ligne de rupture du critère de Mohr-Coulomb.

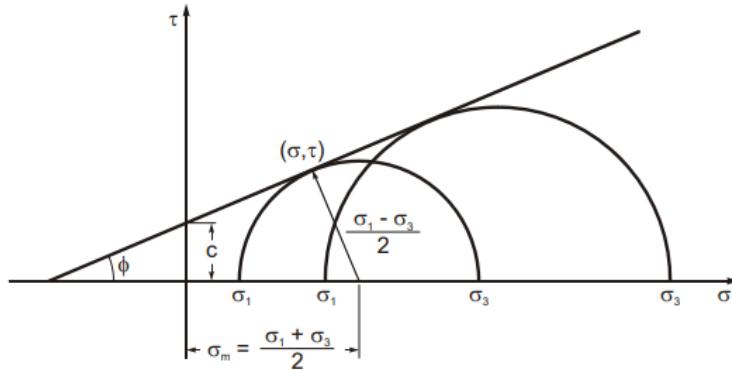


Figure 2-32: Ligne de rupture de Mohr-Coulomb (Simulia, 2011)

L'observation de la Figure 2-32 montre que la rupture selon cette loi ne dépend pas de la contrainte intermédiaire (σ_2), mais uniquement que des contraintes maximale et minimale. Par contre le comportement des sols est sensible à la contrainte intermédiaire. L'erreur introduite par cette absence de prise en compte la contrainte intermédiaire est négligeable. C'est pourquoi l'utilisation de la loi de Mohr-Coulomb est suffisante pour la majorité des applications en génie civil. Cette loi de Mohr-Coulomb est idéale pour modéliser des matériaux sous charges monotoniques. Avec les caractéristiques de cette loi dans le logiciel ABAQUS sont :

- la loi est indépendante de la magnitude de déformation,
- le comportement linéaire est suivi par un comportement plastique non recouvrable,
- la plastification dépend de la pression hydrostatique,
- la résistance augmente avec l'augmentation de la pression,
- le modèle inclut le raidissement /adoucissement isotrope,
- le comportement inélastique est accompagné par un changement de volume,
- les propriétés peuvent être dépendantes de la température,

- la résistance en traction peut être limitée à une valeur maximale à l'aide de l'outil « Tension cut-off ».

Le manuel d'ABAQUS fournit le détail des surfaces de rupture et la loi d'écoulement utilisées le logiciel (Simulia, 2011).

2.6.2.2 Loi de Drucker-Prager

La loi de Drucker-Prager est utilisée pour la modélisation des matériaux dont le comportement dépend des contraintes qu'il subit. Cette loi permet donc au matériau d'avoir une résistance plus élevée lorsque la contrainte de confinement augmente. Comme pour la loi de Mohr-Coulomb, elle permet de modéliser principalement le comportement sous charge monotonique des sols. Enfin elle prend en compte la considération la dilation du matériau, un comportement typique des sols.

Dans le logiciel ABAQUS cette loi offre trois choix de lignes de rupture : (i) linéaire, (ii) hyperbolique, (iii) exponentielle. Trois courbes types de chaque choix sont représentées sur la Figure 2-33.

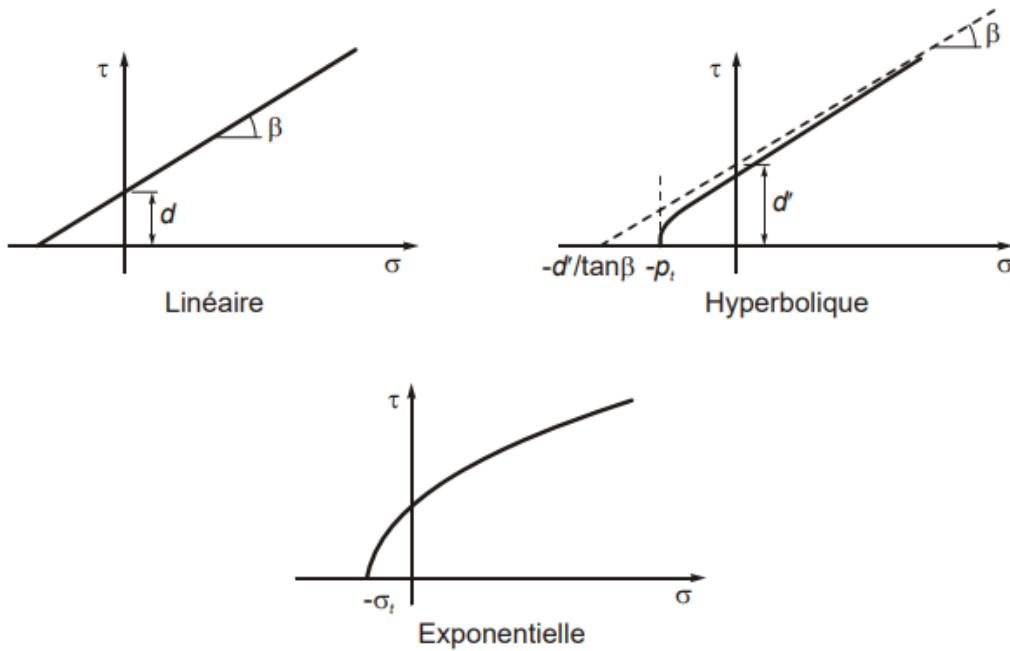


Figure 2-33 : Les choix de ligne de rupture de la loi "Extended Drucker-Prager" (Helwany, 2007)

Chacun des trois choix disponibles possède des avantages et des inconvénients et la sélection du modèle approprié doit se faire en fonction des besoins de l'étude. La discussion de la surface de rupture exponentielle ne sera pas faite ici, car elle est souvent utilisée pour des matériaux fragiles tels que les roches. Les surfaces de rupture linéaire et hyperbolique donnent des résultats similaires lorsque la contrainte de confinement devient élevée. Cependant lorsqu'elle devient faible la formulation hyperbolique peut fournir une meilleure représentation de la réalité. Toutefois l'utilisation de la ligne de rupture linéaire est appropriée lorsque seulement la cohésion et l'angle de frottement interne sont disponibles.

Pour la ligne de rupture linéaire, la rupture est obtenue par l'équation suivante :

$$\tau = d - \sigma \tan \beta \quad (2.21)$$

La variable τ est obtenue à l'aide de l'équation 2.22 :

$$\tau = \frac{\sigma}{2} \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \left(\frac{r}{\sigma} \right)^3 \right] \quad (2.22)$$

La variable K dans cette équation crée la dépendance de la contrainte principale intermédiaire, un grand avantage par rapport à la loi de Mohr-Coulomb. Typiquement la variable K varie entre 0.8 et 1.0, comme illustré sur la Figure 2-34.

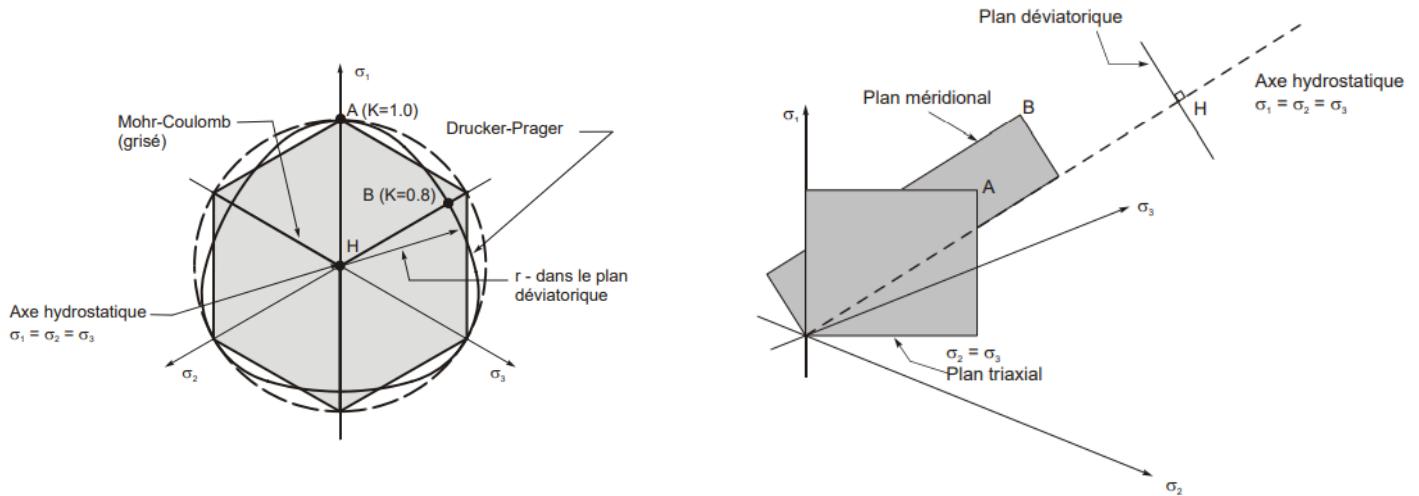


Figure 2-34 : Axe dans le repère triaxial selon Simulia, 2011 (Massicotte, 2019)

2.6.2.3 Chargement cyclique

2.6.2.3.1 Loi de Mohr-Coulomb

Le développement initial de ce modèle ne considérait pas le chargement cyclique. Cependant, comme il est simple à calibrer il est souvent utilisé en première approximation pour des chargements cycliques de sols. En effet, il requiert uniquement cinq paramètres qui sont facilement déterminés in-situ ou en essai au laboratoire. Par conséquent, il serait pertinent de connaître sa courbe contrainte déformation pour ce type de chargement. La Figure 2-35 représente la boucle d'hystérésis en conditions non drainées.

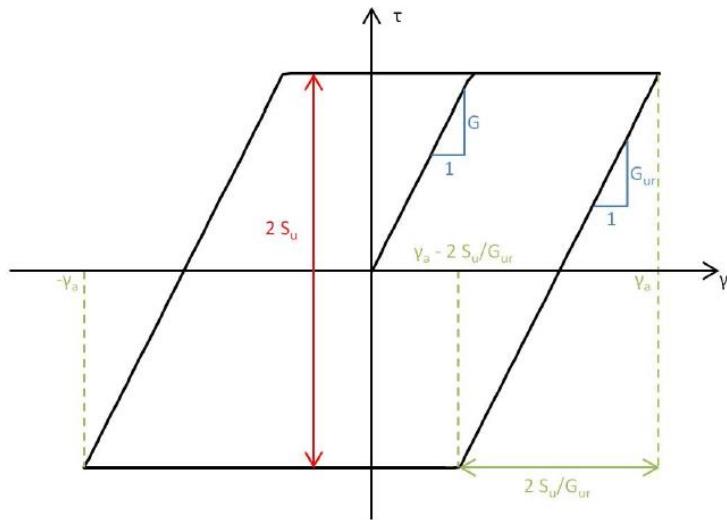


Figure 2-35 : Représentation de la boucle d'hystérésis en conditions non drainées (Pinto, 2012)

À cause de sa simplicité il n'arrive pas à reproduire de façon adéquate la complexité du comportement des sols dans certaines situations. Dans ces situations des modèles plus complexes doivent être utilisés. Dans le cas du comportement du sol sous charge cyclique, ce modèle présente les limitations suivantes.

- Dans le domaine élastique ce modèle se comporte exactement comme un modèle élastique. Il ne tient pas compte :
 - de la réduction du module de cisaillement G , avec l'augmentation de l'amplitude des déformations;

- de la dissipation de l'énergie à travers l'amortissement.
- Très souvent le domaine élastique du modèle est souvent plus grand que celui observé sur des sols réels.
- La forme de la courbe contrainte-déformation et la boucle d'hystérésis ne reproduisent pas correctement le comportement du sol sous chargement cyclique.
- La réduction du module de cisaillement et de l'amortissement se manifeste uniquement lorsque la rupture du sol est observée sous chargement cyclique.
- Pour le premier cycle, les chemins de chargement et de déchargement ont la même forme ce qui n'est pas le cas dans les sols réels dans la plupart des cas.

2.6.2.3.2 *Loi de durcissement du sol*

Pour améliorer le comportement de Mohr-Coulomb, une façon simple est de permettre que le paramètre de résistance du sol puisse varier avec l'accumulation des déformations plastiques. Avec un modèle de plasticité durcissant la surface de rupture n'est pas parfaitement plastique, elle peut s'étendre avec la déformation plastique. La théorie complète sur ce type de modèle est fournie dans la bibliographie de Schanz, Vermeer et Bonnier (1999) et celle de Brinkgreve, Kappert et Bonnier (2007). La Figure 2-36 présente la boucle d'hystérésis obtenue avec ce modèle.

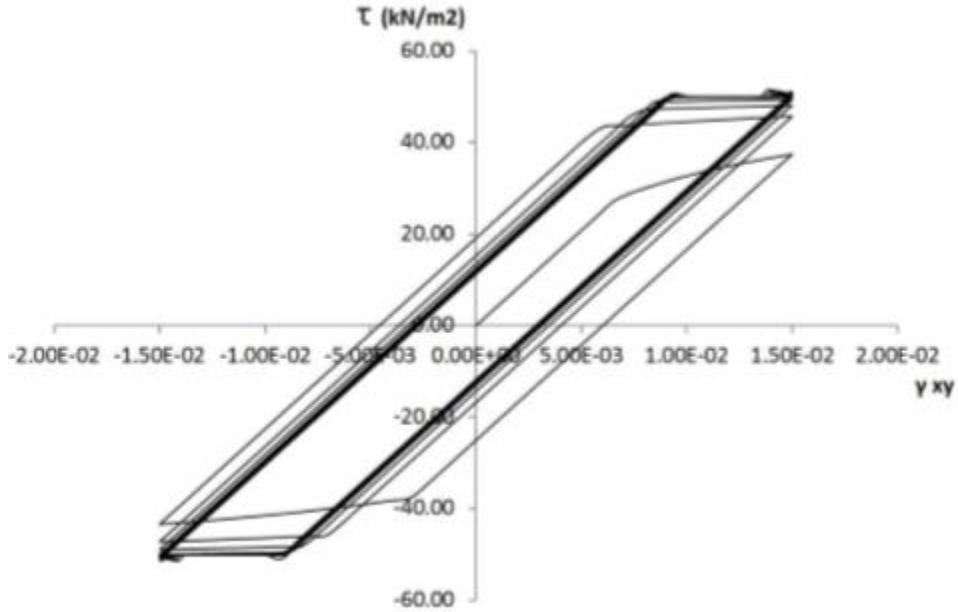


Figure 2-36 : Courbe contrainte-déformation en cisaillement sur un test réalisé avec un modèle de durcissement (Pinto, 2012)

2.6.2.3.3 Courbe de réduction du module sécant normalisée.

Il existe plusieurs expressions théoriques pour déterminer la courbe de réduction de module de cisaillement d'un sol. Dans cette revue, seule la loi théorique utilisée par Geraili et Sitar (2013) pour calibrer leur loi de matériau sur FLAC sera présentée. Ce modèle est celui de Darendeli (2001). La Figure 2-37 représente cette loi pour un sable sous une pression de confinement de 1 atm. Son expression est la suivante :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^a} \quad (2.23)$$

où $a = 0.90$

γ_r = déformations de référence, ($\gamma_r = \gamma_{G/G_{max}=0.5}$).

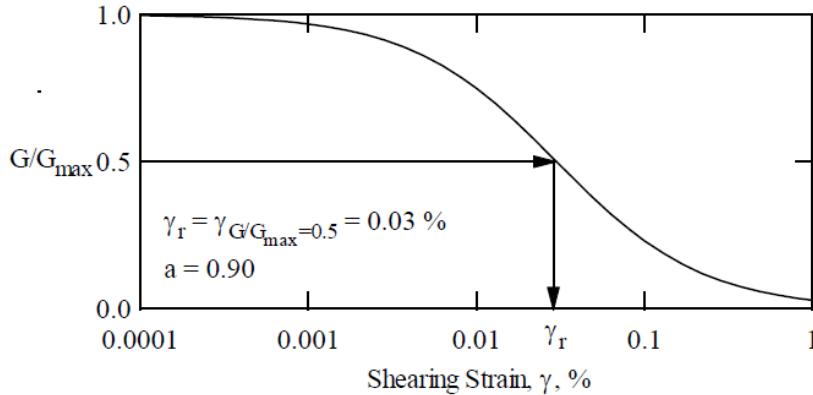


Figure 2-37 : Courbe normalisée du module sécant (sable silteux à une pression de confinement de 1 atm) représentée utilisant un modèle hyperbolique (Darendeli, 2001).

2.6.2.3.4 Courbe d'amortissement des matériaux non linéaires

Masing (1926) a proposé une courbe théorique pour déterminer l'évolution de l'amortissement hystéritique d'un matériau de sol non linéaire. Des paramètres supplémentaires ont été rajoutés pour tenir compte du facteur d'échelle et de la réduction du module de cisaillement sécant. La Figure 2-38 illustre son comportement. L'expression de l'amortissement ajusté est la suivante :

$$D_{Adjusted} = b \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^{0.1} D_{Masing} \quad (2.24)$$

où :

b : Facteur d'échelle.

G/G_{max} = module sécant normalisé.

$D_{Adjusted}$ = amortissement du matériau ajusté.

L'amortissement de Masing (1926) se calcule comme suit :

$$D_{Masing} = c_1 D_{Masing,a=1.0} + c_2 D_{Masing,a=1.0}^2 + c_3 D_{Masing,a=1.0}^3 \quad (2.25)$$

où :

$$D_{Masing,a=1.0}(\%) = \frac{100}{\pi} \left[4 \cdot \frac{\left(\gamma - \gamma_r \ln \left[\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r} \right] \right)}{\left(\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r} \right)} - 2 \right] \quad (2.26)$$

avec

$$c_1 = -1.114a^2 + 1.8618a + 0.2523.$$

$$c_2 = 0.0805a^2 - 0.0710a - 0.0095.$$

$$c_3 = -0.0005a^2 + 0.0002a + 0.0.$$

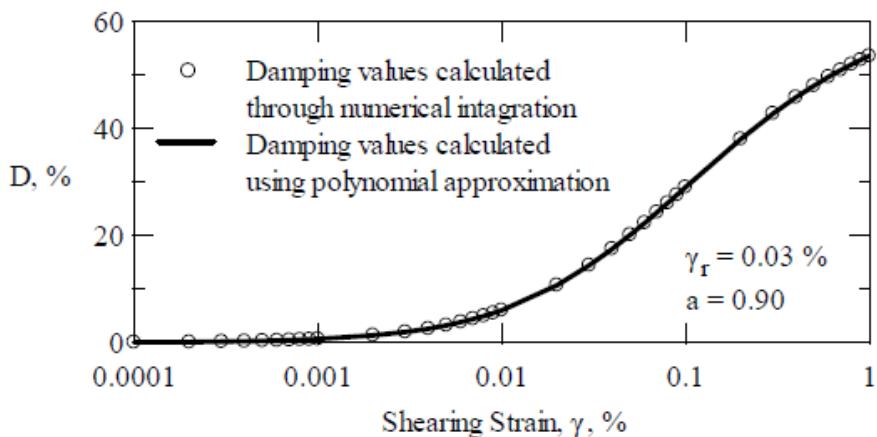


Figure 2-38 : Courbe d'amortissement basée sur le comportement de Masing (Darendeli, 2001).

2.7 Conception basée sur la force

La norme CSA/CAN-S6-14 recommande deux approches pour déterminer les efforts dans une superstructure ductile : (i) la conception basée sur la force, (ii) la conception basée sur la performance. La revue de littérature présentée dans ce paragraphe portera uniquement sur la méthode de conception basée sur la force, car elle sera utilisée pour la conception des sections ductiles dans ce projet de recherche. Il convient de noter que la méthode basée sur la force est

généralement celle utilisée en pratique lors de la conception initiale alors que la méthode basée sur la performance est considérée, lorsque requis, en phase de conception finale.

2.7.1 Principe

Les efforts dans les éléments ductiles de la superstructure sont déterminés en divisant les effets des forces résultant d'une analyse élastique par le coefficient de modification de réponse R donné par la clause 4.4.7.2 de la norme CSA/CAN-S6-14, et multiplié par le coefficient d'importance I_E donné par la clause 4.4.7.3 de la norme CSA/CAN-S6-14.

2.7.1.1 Facteur de modification de réponse R

Le coefficient R dépend de l'habileté de la structure ductile à développer un niveau approprié de ductilité et d'absorption d'énergie. Le Tableau 2.5 présente les valeurs de R recommandées en fonction du types d'éléments de superstructures à concevoir. La valeur minimale de R doit être égale à 2.0 pour la conception des éléments ductiles.

Tableau 2.5 : Facteurs de modification de réponse R pour les éléments de la sous-structure (Tableau 4.17 norme CSA/CAN-S6-14)

Éléments ductiles de la sous-structure	Coefficients de modification de réponse, R
Piles¹	
Dans la direction de la dimension la plus grande	2
Chevêtres sur pieux en béton armé ou pis forés	
Pieux verticaux ou puits forés	3
Avec pieux inclinés	2
Poteaux simples	
En béton armé ductile	4
En acier ductile	4
Chevêtres sur pieux en acier ou mixtes acier-béton	
Pieux verticaux seulement	5
Avec pieux inclinés	3
Chevêtres à poteaux multiples	
En béton armé ductile	5
Poteaux ou charpentes en acier ductile	5
Charpentes contreventées en acier	
Contreventements en acier ductile	4
Charpentes contreventées excentriquement	4
Charpentes contreventées pour résister au flambement	4
Diaphragmes en acier ductile	Voir l'article 4.8.5

1 :Une pile-mur en béton peut être traitée comme un poteau simple ductile en béton armé dans l'axe faible de la pile si toutes les exigences de l'article 4.7.5.2 relatives aux poteaux sont respectées.

2.7.1.2 Facteur d'importance I_E

Le facteur d'importance I_E dépend de la catégorie d'importance du pont étudié. Selon l'article 4.4.2 de la norme CSA/CAN-S6-14 les trois catégories d'importance à considérer lors de la conception d'un pont sont : (i) les ponts essentiels, (ii) les ponts principaux, (iii) les autres ponts. Cette classification est basée sur des critères sociaux, économiques et aussi de sécurité et de défense.

L'article 4.4.7.3 de la norme CSA/CAN-S6-14 recommande d'utiliser un facteur d'importance égal à 1.5 pour les ponts de types « ponts principaux » et 1.0 pour les ponts du type « autres ». Pour les ponts de type « Les ponts essentiels » c'est la méthode de conception basée sur la performance qui doit être utilisée. Toutefois la norme CSA/CAN-S6-06 recommandait une valeur de 3.0 pour les ponts entrant dans cette condition. Grâce à ces deux paramètres R et I_E les efforts peuvent être déterminés pour toute structure ductile. Il serait intéressant d'aborder directives que la norme CSA/CAN-S6-14 recommande pour la résistance en flexion des éléments ductiles.

2.7.1.3 Résistance en flexion des éléments ductiles

La détermination de la résistance en flexion pour les éléments ductiles de l'article 4.7.2 de la norme CSA/CAN-S6-14 tient compte de la catégorie de performance du pont à concevoir. Les critères pour déterminer la catégorie de performance sont présentés dans le Tableau 2.6. Dans ce tableau T représente la période de la structure étudiée dans chacune des directions d'analyse. Les valeurs d'accélérations du spectre de conception d'une région donnée doivent être donc comparées aux valeurs limites du Tableau 4.10 de la norme CSA/CAN-S6-14, pour déterminer la catégorie. La conception de l'élément de fondations du pont se fait à l'aide d'un calcul par capacité. Ce type de calcul suppose que la résistance au niveau de l'élément ductile de la fondation est la résistance probable. Par conséquent, il est indispensable d'approfondir d'aborder dans cette revue les recommandations de l'article 4.7.2 de la norme CSA/CAN-S6-14 sur le calcul de la résistance nominale et probable en flexion.

Tableau 2.6 : Catégorie de performance sismique basée sur des valeurs spectrales de période de retour 2475 ans (Tableau 4.10 norme CSA/CAN-S6-14)

		Catégorie de performance sismique	
Pour $T < 0.5 \text{ s}$	Pour $T \geq 0.5 \text{ s}$	Ponts essentiels	Ponts principaux et autres ponts
$S(0.2) < 0.20$	$S(1.0) < 0.10$	2	1
$0.2 < S(0.2) < 0.35$	$0.10 < S(1.0) < 0.3$	3	2
$S(0.2) \geq 0.35$	$S(1.0) \geq 0.30$	3	3

2.7.1.4 Résistance nominale

Selon l'article 4.7.2 de la norme CSA/CAN-S6-14 la résistance nominale en flexion des éléments de superstructures ductiles doivent être suffisants pour résister aux effets du séisme. De ce fait elle

doit être calculée en supposant que les coefficients de tenue \emptyset_c et de \emptyset_s valent 1.0, c'est-à-dire que les propriétés des matériaux supposés dans la conception sont effectivement atteintes. De plus la résistance plastique attendue des barres d'acier notée $f_{y,e}$ doit être calculée à l'aide de l'expression suivante :

$$f_{y,e} = R_y f_y \quad (2.24)$$

où :

$R_y = 1.1$ pour les éléments de superstructure dont $R < 3$ et 1.2 pour ceux dont $R \geq 3$

f_y = Valeur minimale de la limite élastique des barres d'armatures.

La valeur f'_{ce} quant à elle doit être prise comme $1.25 f'_c$ où f'_c qui est la résistance en compression spécifiée du béton.

2.7.1.5 Résistance probable

La détermination de la résistance probable dépend à la fois de la résistance nominale de l'élément ductile et de la catégorie de performance du pont. Selon l'article 4.4.10.4.3 de la norme CSA/CAN-S6-14 le moment probable est obtenu en pondérant la résistance nominale par 1.2 et 1.3 respectivement pour les ponts de catégorie de performance 2 et 3.

CHAPITRE 3 COMPARAISON DES MÉTHODES D'ANALYSES

L'objectif de ce chapitre est de comparer les différentes méthodes possibles qui permettent de modéliser l'interaction entre un mur de soutènement de type porte-à-faux et un remblai. Selon la littérature, les différentes méthodes existantes peuvent être subdivisées en 3 catégories : (i) méthode pseudo-statique, (ii) méthode dynamique simplifiée et (iii) méthode numérique non linéaire d'interaction sol-structure. Dans un premier temps, le modèle non linéaire par éléments finis va être calibré sur des tests effectués en centrifugeuse au Centre de Modélisation Géotechnique (CMG) de l'Université de Californie, Davis en 2013. Dans un second temps, une présentation détaillée des trois méthodes d'analyse et des résultats obtenus par celles-ci, suivra. Finalement le chapitre va se conclure par une analyse comparative des différents modèles.

3.1 Calibration du modèle non linéaire par éléments finis

Ce projet de recherche ne comportant aucune partie expérimentale, il est essentiel de le calibrer au préalable avec des essais expérimentaux, les résultats du modèle éléments finis non linéaire. Comme discuté dans la section 2.2.2, quelques essais en centrifugeuse ont été effectués ces dernières années pour déterminer la pression sismique exercée par un sol saturé ou sec sur une structure de soutènement. Les essais utilisés pour calibrer le modèle numérique d'éléments finis sont ceux réalisés en 2013, au Centre de Modélisation Géotechnique (CMG) de l'Université de Californie, Davis.

Cette section va débuter par une présentation brève des conditions de l'essai. Par la suite une description de la calibration du modèle de matériau Mohr-coulomb utilisée dans ABAQUS ainsi qu'une modélisation du prototype (à l'échelle réelle) seront présentées. Enfin la comparaison des résultats sera faite et la méthode de calibration utilisée sera présentée.

3.1.1 Configuration du modèle test

La configuration du modèle est présentée à la Figure 3-1. Le modèle ROOZ02 est constitué de deux murs de soutènement. L'un en forme de U et non déplaçable et l'autre déplaçable. La structure repose sur 12.5m de sable moyennement dense ($Dr=80\%$) et est en contact avec un sable sec

moyennement dense ($Dr=75\%$). Comme cela peut être observé, sur la Figure 3-1, le modèle est réalisé à petite échelle.

Le concept clé qui se cache derrière l'utilisation des modèles en centrifugeuse est d'utiliser un niveau de gravitation élevé pour créer une contrainte et une distribution de contraintes dans le modèle qui est identique, aux contraintes et à la distribution de contraintes dans le prototype.

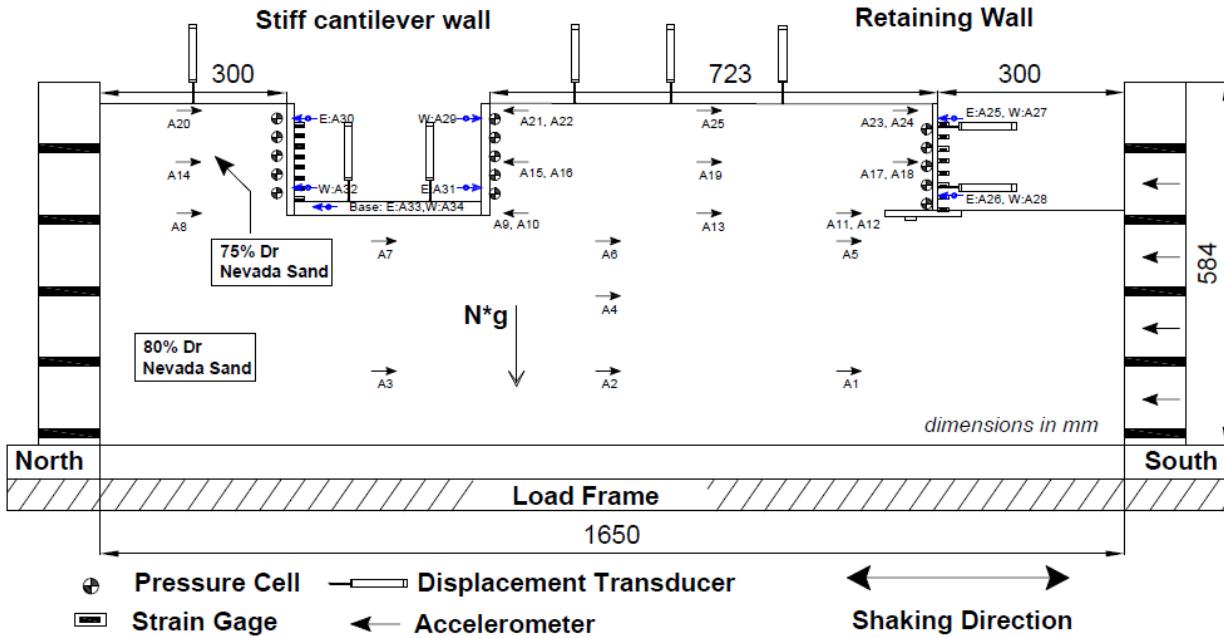


Figure 3-1: Configuration du modèle ROOZ02 vue de profil (Geraili et Sitar, 2013) (dimensions en mm).

Le modèle de sol utilisé était un *Sable Nevada* sec. Les paramètres de ce sol varient en fonction des chercheurs, mais celles qui ont été utilisées étaient celles déterminées par Cooper Lab (2008), avec un poids volumique variant entre 14.86 et 17.20 kN/m^3 respectivement. L'angle de frottement estimé était de 36° Geraili et Sitar (2013).

Dix séismes ont été appliqués au modèle ROOZ02 en vol, à une accélération centrifuge de 36g. Les enregistrements des séismes utilisés étaient obtenus à la station de Yarmica (YPT) durant le séisme de Kocaeli en Turquie en 1999, la station de Santa Cruz durant le séisme de Loma Prieta de 1989, un enregistrement aux stations de Takatori (TAK) durant le séisme de Kobe 1995 et les

enregistrements aux stations de Santa Cruz (SC) et Saratoga West Valley College (WVC) durant Loma Prieta 1989. À cause des limitations de la table vibrante pour le contenu de basses fréquences, les enregistrements originaux ont subi une modification effectuée par Geraili et Sitar (2013). Il n'a pas été possible de se procurer les accélérogrammes modifiés. C'est pour cela que seuls les enregistrements originaux seront utilisés. Les deux qui ont été choisis pour ce chapitre sont présentés dans le Tableau 3.1. Ils permettent de modéliser le comportement pour un séisme à forte et moyenne intensité, ce qui correspond respectivement aux régions de Charlevoix et Montréal. La Figure 3-2 présente les accélérogrammes originaux et modifiés.

Tableau 3.1 : Enregistrements utilisés pour la calibration

	Séismes originaux	Séismes modifiés
Nom du séisme	PGA(g)	PGA(g)
Kobe-TAK090-1	0.6	0.65
Loma Prieta WVC270-1	0.32	0.19

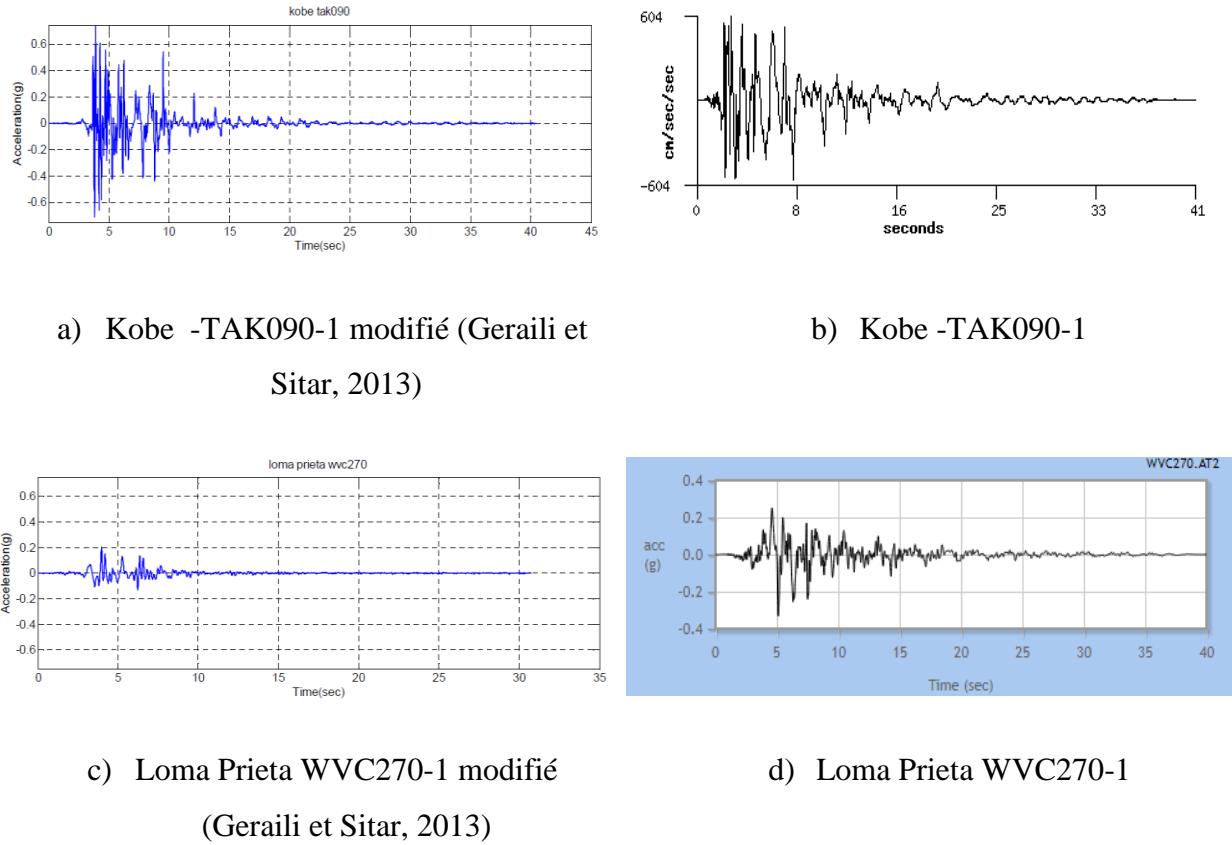


Figure 3-2 : Accélérogrammes des séismes utilisés pour la calibration (avant et après modification).

3.1.2 Modélisation par éléments finis sur ABAQUS

Cette section présente la validation de la loi Mohr-coulomb qui sera utilisée pour modéliser le sol dans la centrifugeuse. La validation de cette loi s'est faite sur ABAQUS. Les détails de la modélisation sont :

- **Maillage** : Un seul élément a été considéré pour cette validation.
- **Type éléments finis** : Les éléments Standard 2D *Plane Strain Quadrilateral* (4 noeuds) linéaires à intégration réduite (*CPE4R*) ont été utilisés pour l'élément de sol.
- **Conditions aux limites** : Pour effectuer un essai de cisaillement sur un sable, il faut appliquer une pression de confinement sur le sol au préalable. C'est pourquoi, les conditions aux limites de l'élément de sol varient au cours de l'analyse comme indiqué sur la Figure

3-3. Un confinement de 100 kPa a été appliqué à l'étape 2 avec les déplacements horizontaux libres et les déplacements verticaux libres pour la face supérieure. Lors du cisaillement (étape 3), le déplacement selon l'axe vertical n'est pas permis sur la face supérieure de l'élément. À la base les déplacements dans le plan ne sont pas permis non plus.

- **Conditions de chargement :** Un déplacement cyclique illustré sur la Figure 3-4 a été appliqué aux deux nœuds de la face supérieure.
- **Matériaux :** $E = 360\ 000\ kPa$, $\nu = 0.3$, $c = 1\ kPa$, $\phi = 35^\circ$. Soit un module de cisaillement $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 138\ 460\ kPa$. Les paramètres choisis correspondent à ceux qui ont été utilisés pour modéliser le sol de la centrifugeuse dans FLAC.

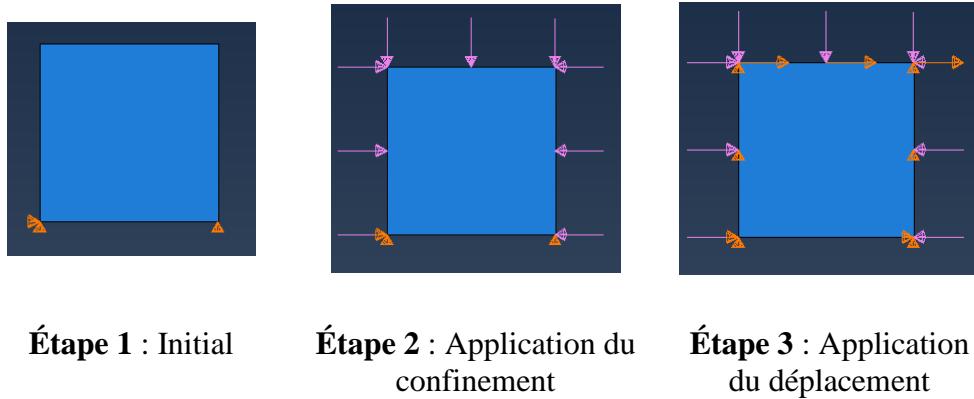


Figure 3-3 : Conditions aux limites d'un élément de sol selon les étapes de chargement.

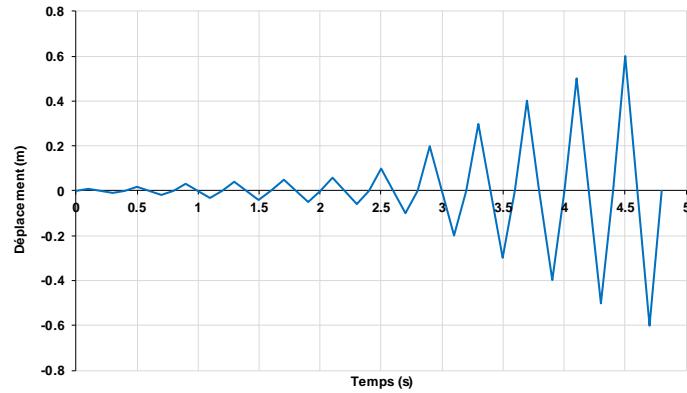


Figure 3-4 : Chargement cyclique imposé à la face supérieure de l'élément de sol.

La première étape de la validation est la détermination du module en cisaillement max (G_{max}) obtenue lors de la première phase de chargement. Pour cela il faut déterminer la boucle d'hystérésis. La Figure 3-5 présente cette boucle. En calculant la pente de la courbe d'hystérésis, on obtient $G = 138460 \text{ kPa}$, la valeur théorique attendue.

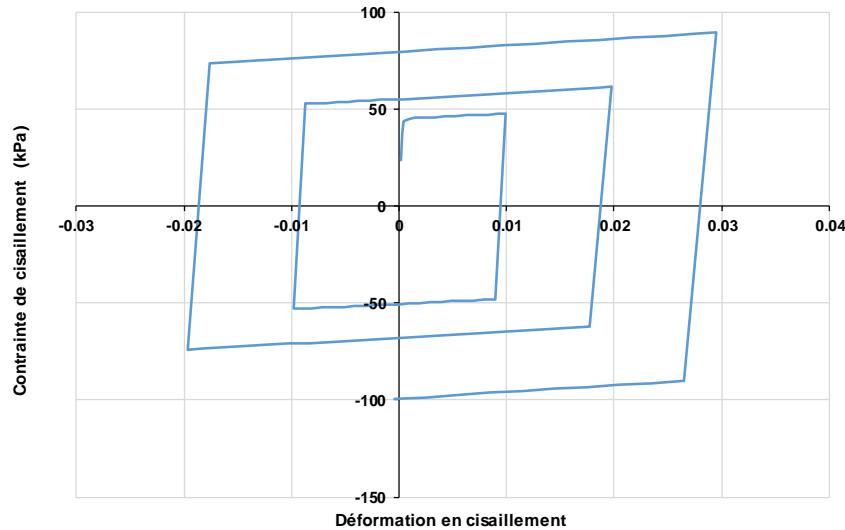


Figure 3-5 : Représentation de la boucle d'hystérésis pour la loi de Mohr-Coulomb dans ABAQUS

La seconde étape de la validation est l'étude la réduction du module de cisaillement sécant G car, comme il a été indiqué à la section 2.6.2.3.3, c'est un critère très important lors de l'excitation sismique d'un sol. La courbe théorique qui servira de référence sera celle du modèle Darendeli (2001). Ce modèle théorique nécessite de connaître la déformation de référence γ_r . Comme aucune donnée expérimentale est disponible, γ_r sera celui obtenu avec la loi de Mohr-Coulomb, pour cette calibration.

La Figure 3-6 présente les courbes de réduction du module sécant G obtenues avec cette hypothèse. Les observations suivantes peuvent être faites.

- **Petites et moyennes déformations** : Le module de cisaillement sécant obtenu avec la loi de Mohr-Coulomb reste constant et égal à la valeur maximale jusqu'à un pourcentage de déformations de $2 \times 10^{-2} \%$. Tandis que celui obtenu avec le modèle théorique de Darendeli (2001) commence déjà à être réduit pour des pourcentages de déformations de $3 \times 10^{-3} \%$. Par conséquent le modèle de Mohr, très rigide pour les petites déformations, aura tendance à attirer plus d'efforts pour ces déformations.
- **Grandes déformations** : La réduction du module sécant G se fait de façon brutale avec le modèle de Mohr coulomb. De ce fait, pour les grandes déformations, ce modèle a tendance à sous-estimer le module de cisaillement sécant et donc les déformations dans le sol.

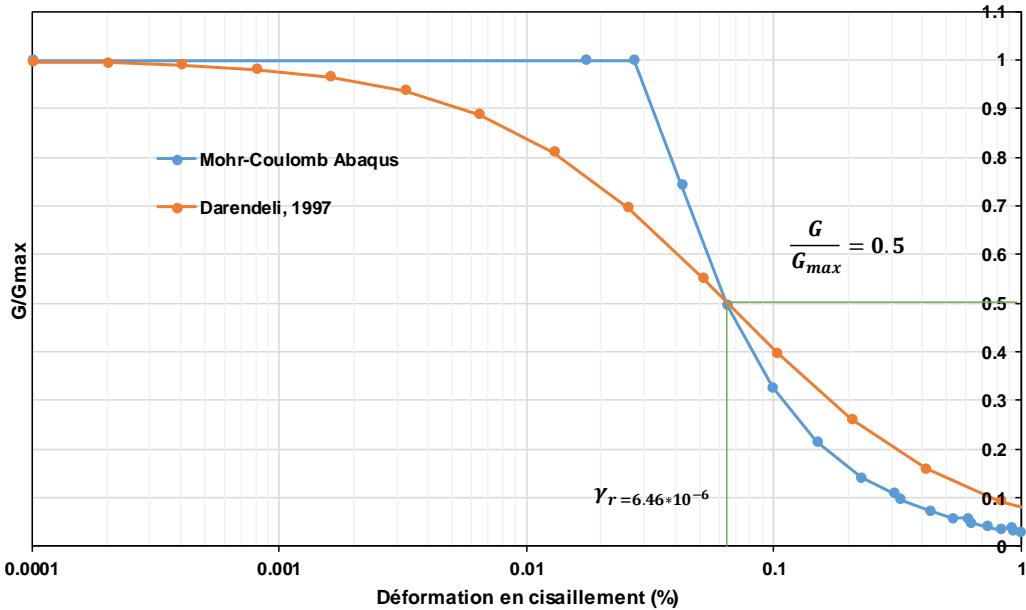


Figure 3-6 : Courbes normalisées de réduction du module sécant G

La troisième étape est la validation de l'évolution du taux d'amortissement hystérétique dans le sol. Cette fois-ci c'est la théorie de Masing (1926) présentée à la section 2.6.2.3.4 qui sera utilisée comme référence pour la calibration. Le choix des paramètres s'est fait comme suit :

- b : facteur d'échelle, pris égal à 1;
- D_{min} : amortissement minimum, pris égal à 0, comme pour le modèle de Mohr-Coulomb;
- D_{Masing} : amortissement de Masing (1926);
- (G/G_{max}) : module sécant normalisé; c'est la loi théorique Darendeli (2001) qui a été utilisée.

Les observations qui peuvent être faites sont les suivantes.

- **Petites et moyennes déformations** : De même que pour le ratio du module sécant, le taux d'amortissement est constant pour des déformations inférieures à $2 \times 10^{-2} \%$. Cela aura pour conséquence de sous-estimer l'amortissement dans le sol pour des petites et moyennes déformations.

- **Grandes déformations** : Pour des moyennes et grandes déformations, le modèle de Mohr-coulomb surestime l'amortissement énormément. Pour des déformations de 1%, le taux d'amortissement est de 0.38 pour la théorie et 0.62 pour Mohr-coulomb. Soit un écart relatif de 29% entre les deux modèles. Ainsi, avec une loi de Mohr-coulomb, l'amortissement Rayleigh supplémentaire qui est utilisé pour tenir compte de la propagation de l'onde dans le sol doit être très faible.

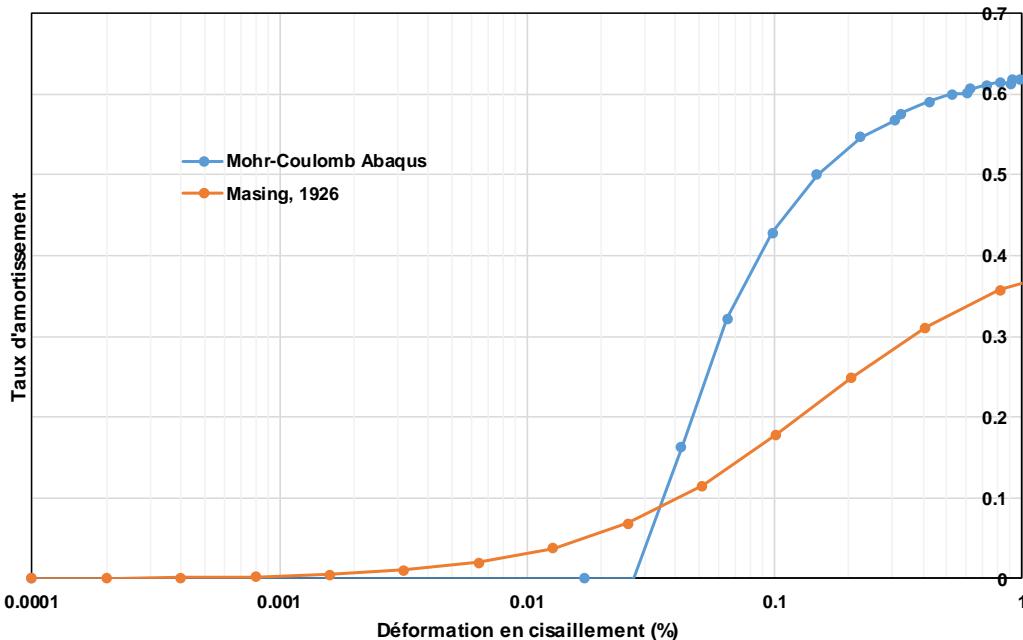


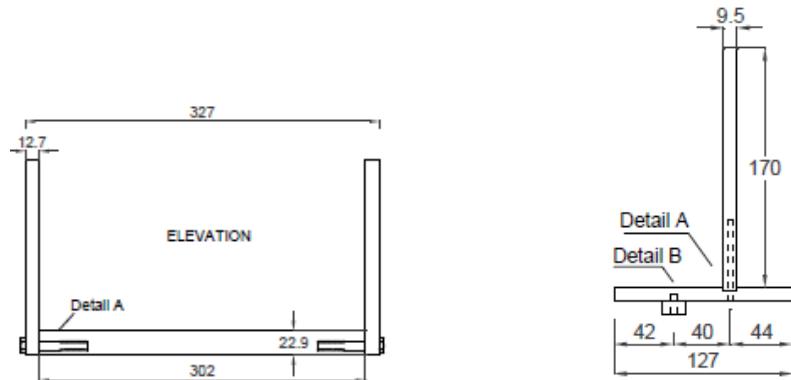
Figure 3-7 : Courbes du taux d'amortissement pour l'élément de sol.

Une fois que la calibration à l'échelle du matériau a été faite, il faut à présent modéliser toute la structure pour effectuer la calibration sur la pression sismique et le moment du mur de soutènement simple du modèle ROOZ02.

3.1.3 Description du modèle éléments finis

Dans un premier temps la géométrie du modèle a été réalisée. Pour cela il faut déterminer les paramètres géométriques du modèle à l'échelle du prototype. La Figure 3-8 présente les dimensions à l'échelle du modèle des deux types de murs. Tandis que le Tableau 3.2 donne les propriétés géométriques à l'échelle du prototype. Le rapport entre la hauteur du mur à l'échelle du modèle sur

la hauteur à l'échelle du prototype donne la valeur de 36. Cette valeur représente le facteur d'échelle.



a) Mur de soutènement en forme de U b) Mur de soutènement simple

Figure 3-8 : Dimensions des murs de soutènement du modèle ROOZ02 (Geraili et Sitar, 2013) (mm)

Tableau 3.2 : Propriétés géométriques des murs de soutènement (Geraili et Sitar, 2013)

Types de mur de soutènement	Mur de soutènement déplaçable		Mur de soutènement en forme de U non déplaçable	
Éléments structuraux	Mur	Base	Mur	Base
Hauteur (m)	6.14	-	6.50	-
Largeur (m)	-	4.57	-	10.87
Épaisseur (m)	0.34	0.34	0.46	0.82
Densité (ton/m³/m)	2.70	3.06	4.10	3.74
Module d'Young (kPa)	68.9×10^6	68.9×10^6	68.9×10^6	68.9×10^6

Dans un second temps, il a fallu correctement mailler notre structure à l'aide de la fonction *Mesh*. Les éléments Standard 2D *Plane Strain Quadrilateral* (4 nœuds) linéaires à intégration réduite ont été utilisés pour mailler le mur et le sol. Une configuration en déformation plane a été considérée car la dimension hors plan est très grande comparée à celle qui est dans le plan. Une étude de sensibilité au maillage a permis d'obtenir une taille de maillage de sol de 170 mm et 400 mm respectivement pour les zones proches et loin des interactions. Pour les murs le maillage est de 85 mm pour le mur de soutènement simple et 100 mm pour le mur en forme de U. La Figure 3-9 présente le modèle maillé.

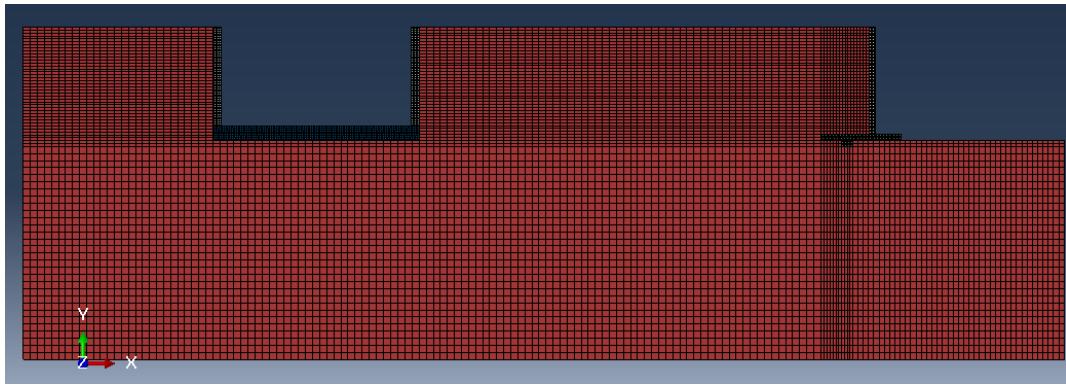
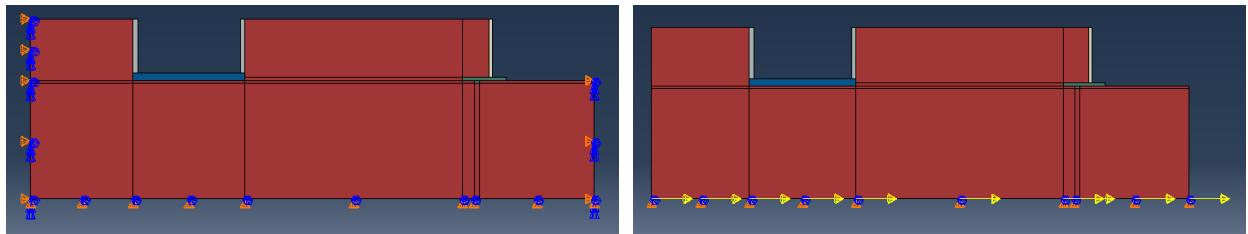


Figure 3-9 : Modèle ROOZ02 sur ABAQUS maillé

Dans un troisième temps, la propriété de contact *Interaction Properties* a été établie entre le mur et le remblai. Ce contact étant un élément très important dans ce problème d'interaction sol structure, le détail de l'algorithme du contact dans ABAQUS et des types de contact ont été présentés dans la section 2.6.1. Les deux grands types de contact qui auraient pu être utilisés pour ce problème 2D sont le *General contact* et le *Surface-to-surface*. C'est le deuxième type qui a d'abord été choisi, lors des tests d'analyse, mais lors des sollicitations sismiques de grandes pénétrations de la semelle et du mur ont été observées dans le sol de remblai. Ces pénétrations sont dues à une très grande différence de rigidité entre le mur et le sol. Par conséquent, il a fallu utiliser le premier type qui est un algorithme de contact très performant mais qui peut souvent poser des problèmes de convergence pour des analyses complexes. La propriété de contact est constituée d'une composante normale de contact dite « Hard contact » et d'une composante tangentielle avec un coefficient de frottement. Dans le rapport de Geraili et Sitar (2013) des analyses non linéaires

effectuées par sur le logiciel FLAC. Lors de ces analyses, un coefficient de frottement de 10° a été choisi car les murs de soutènement dans l'expérience sont en aluminium. C'est ce coefficient qui a également été utilisé dans ABAQUS.

Dans un quatrième temps, il a fallu appliquer les conditions aux limites sur le modèle. L'application des conditions s'est faite en deux étapes à cause des problèmes de convergence. À l'étape 1, lors de l'application du poids propre, les déplacements en X sont bloqués sur les frontières verticales du sol, et des rouleaux sont à la base. Dans l'étape 2, des frontières absorbantes ont été introduites pour modéliser les conditions expérimentales. Dans ABAQUS, cela s'est fait en appliquant des relations cinématiques d'égalité des déplacements en X à chacune des frontières. Ces conditions aux limites sont illustrées sur la Figure 3-10.



Étape 1 : Application du poids propre

Étape 2 : Application du séisme

Figure 3-10 : Conditions aux limites du modèle ROOZ02 sur ABAQUS selon les cas de chargement.

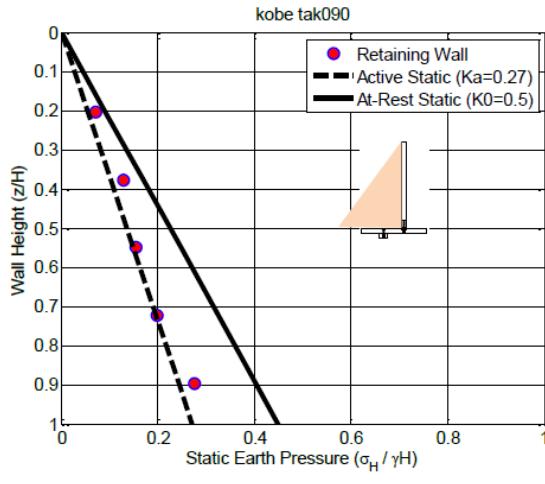
Finalement une accélération a été introduite à la base du modèle. Comme il a été difficile pour nous de récupérer les séismes qui ont été filtrés et appliqués dans le modèle de centrifugeuse, ce sont les séismes originaux qui ont été utilisés.

3.1.4 Comparaison des résultats

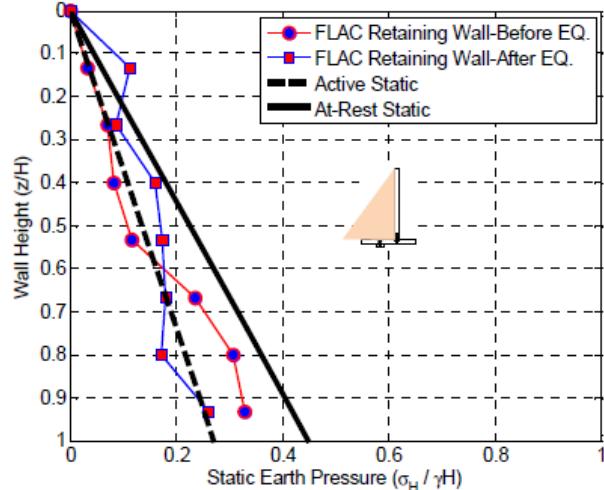
3.1.4.1 Pression statique

La Figure 3-11 présente la distribution de pression statique sur le mur de soutènement avant et après les séismes de Kobe-TAK091-1 et Loma Prieta WVC 270-1. L'observation de ces courbes

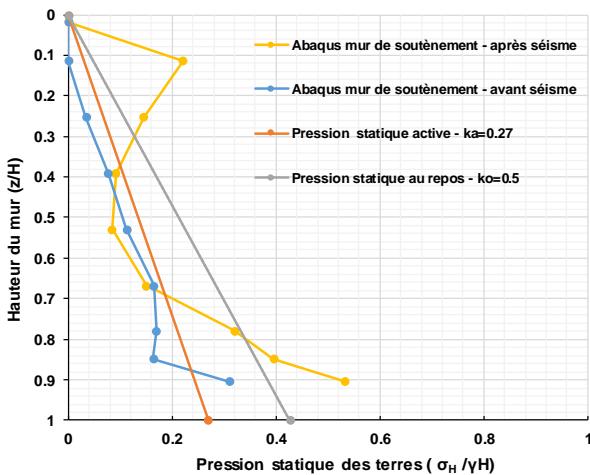
permet constater qu'à la fin des deux séismes, le profil de pression statique à la fin du séisme est similaire à celui de la pression statique active, pour les essais expérimentaux. Pour les analyses FLAC, il varie entre la pression statique active et la pression statique au repos. Or pour le modèle ABAQUS, ce comportement est observé uniquement à des profondeurs variant entre $0.25 H$ et $0.75 H$ où H est la hauteur du mur. En dehors cette profondeur, le profil s'écarte de façon très significative. En partie haute, l'écart peut être dû à la présence d'une cohésion de 1 kPa qui est dans le matériau. En partie base, cela peut être dû à des valeurs très élevées du module sécant G . En effet comme il a été indiqué à la section 3.1.2 le module sécant est très élevé pour des petites déformations.



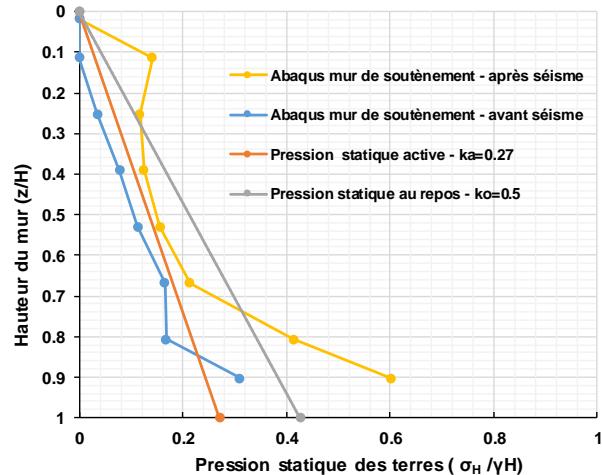
a) Kobe-TAK090-1 avec la centrifugeuse
(Geraili et Sitar, 2013)



b) Profil moyen des 10 séismes avec
FLAC (Geraili et Sitar, 2013)



c) Kobe-TAK090-1 ABAQUS

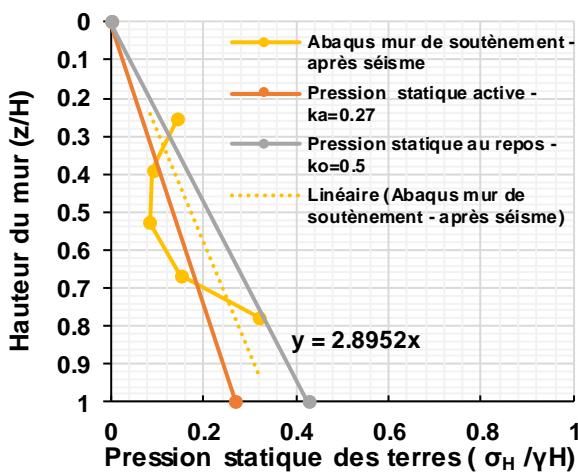


d) Loma Prieta WVC 270-1 ABAQUS

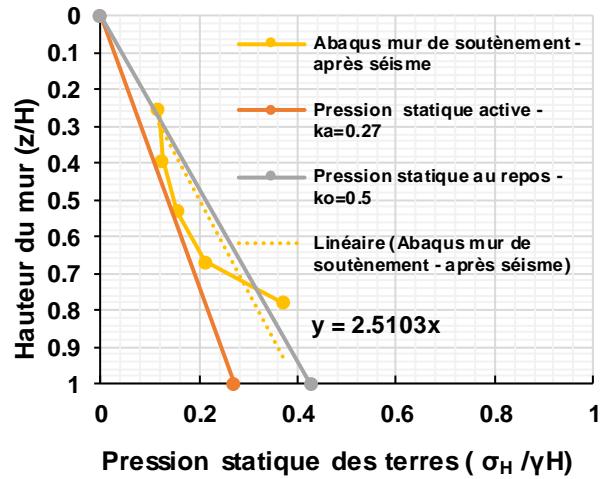
Figure 3-11 : Distribution de la pression statique selon le mur de soutènement

Dans le but de déterminer un profil de pression statique équivalent, une zone d'étude a été limitée entre $0.25H$ et $0.75H$ et une courbe de tendance passant par l'origine a été déterminée. La Figure 3-12 permet de conclure que la courbe de tendance se situe entre la pression statique active et

pression statique au repos. Par la suite, les résultats de pression seront analysés uniquement dans cette zone.



a) Séisme de Kobe-TAK090-1



b) Séisme de Loma Prieta WVC-270-1

Figure 3-12 : Courbe de tendance issue des profils de pression statique avec ABAQUS

3.1.4.2 Évolution de la pression sismique

La Figure 3-13 et la Figure 3-14 présentent l'évolution de la pression sismique dans le temps. Les observations suivantes peuvent être faites.

- **À la fin du séisme :** La pression sismique expérimentale est la même qu'au début et la fin pour les essais en centrifugeuse. Tandis que celle-ci augmente pour les deux modèles non linéaires sur FLAC et ABAQUS. Cette augmentation est due à la présence de déformations plastiques dans le sol.
- **Amplitudes :** Les amplitudes des pressions sont très élevées avec le modèle ABAQUS. Le pic de pression normalisée atteint à $z/H=0.75$ est supérieur 1. Or dans l'expérience, celui-ci avoisine 0.5 pour le séisme Kobe –TAK090-1 et 0.23 pour le séisme de Loma Prieta- WVC-270-1.

Ces courbes permettent de conclure que le modèle ABAQUS a du mal à prédire correctement l'évolution des pressions sismiques dans le temps.

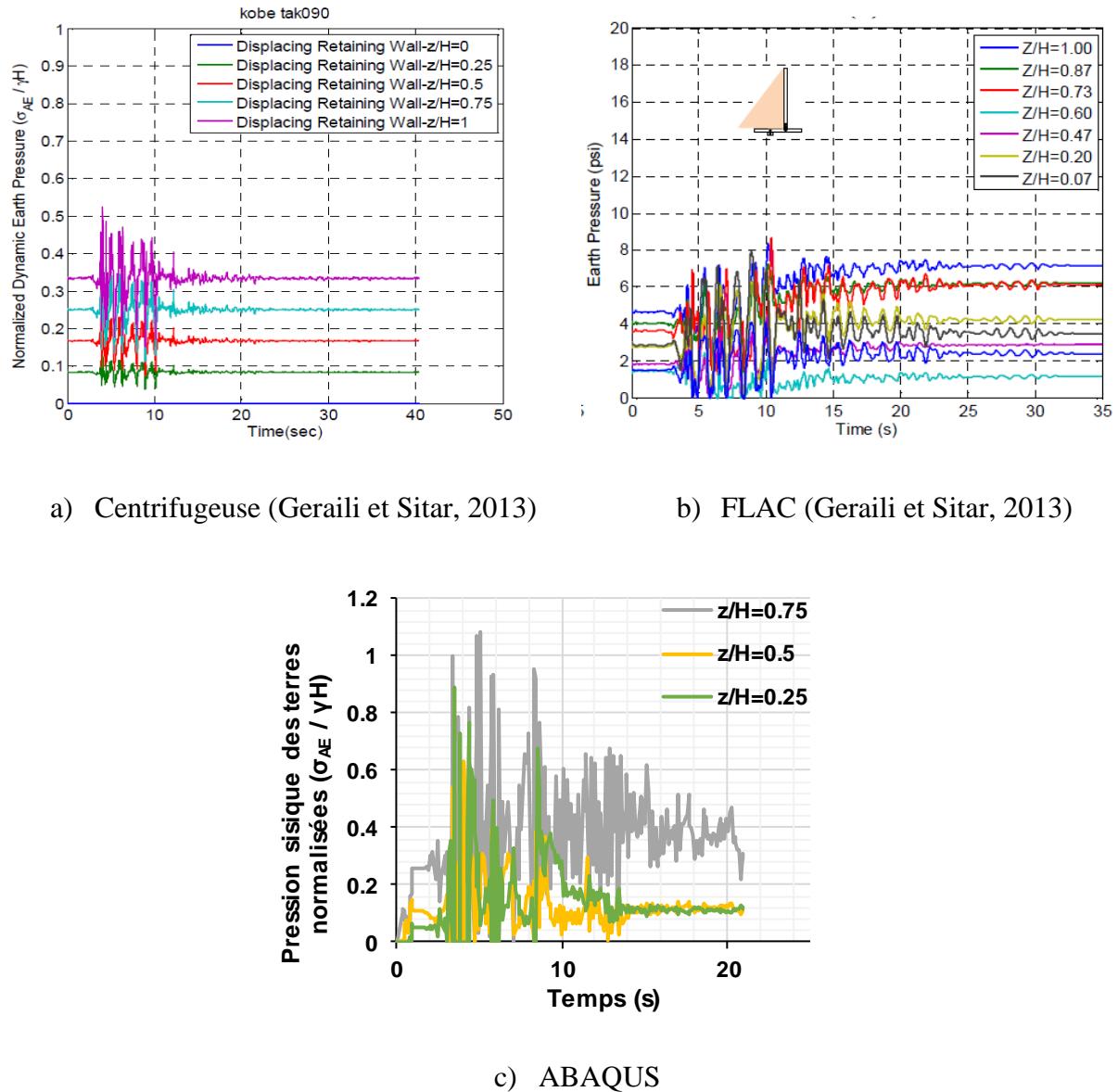
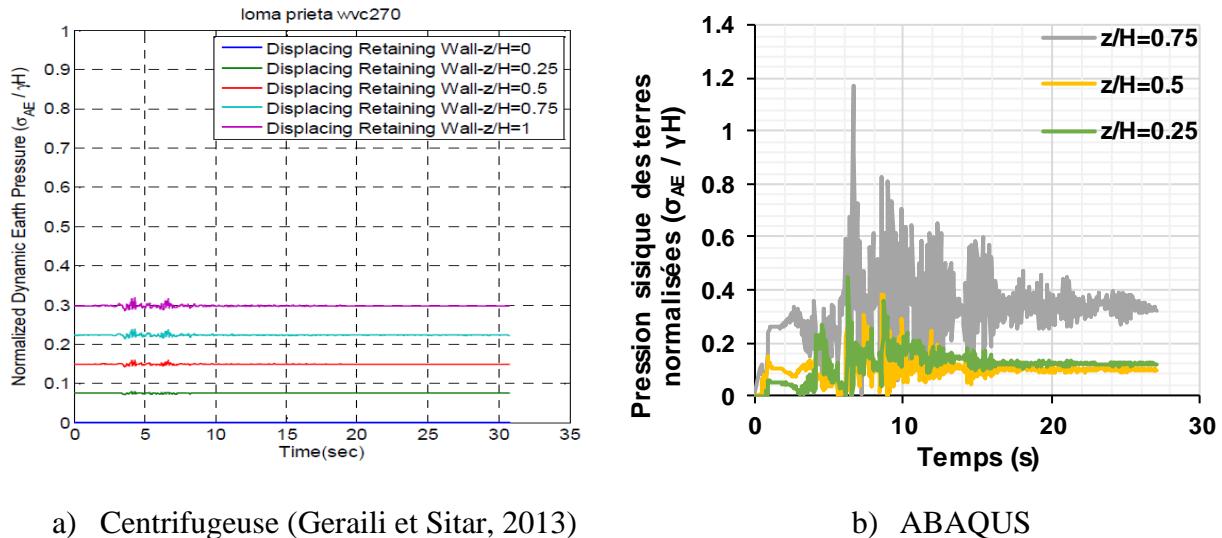


Figure 3-13 : Évolution de la pression sismique des terres pour le séisme Kobe-TAK090-1



a) Centrifugeuse (Geraili et Sitar, 2013)

b) ABAQUS

Figure 3-14 : Évolution de la pression sismique des terres pour le séisme Loma Prieta WVC-270-1

3.1.4.3 Distribution du moment dynamique total

La Figure 3-15 permet d'observer la distribution du moment pour les deux séismes à l'étude. Cette distribution est comparée à celle obtenue théoriquement avec la pression active et au repos. Les observations qui peuvent être faites sont les suivantes.

- **À la fin du séisme :** Le moment obtenu à la fin du séisme pour les essais en centrifugeuse est égal à celui induit par la poussée active. Tandis que, pour le modèle ABAQUS, la distribution est très proche du moment au repos, mais avec une valeur à la base ($z/H=0$) faible.
- **Moment dynamique total :** Pour les deux séismes, le moment dynamique max obtenu avec ABAQUS est plus grand que le moment de la centrifugeuse. À la base ($z/H=0$) le ratio $M/\gamma H^3$ est de 0.164 et 0.1 respectivement pour ABAQUS et pour la centrifugeuse, pour le séisme de Kobe-TAK090-1, soit un écart relatif de 30%. Au même endroit pour le séisme de Loma Prieta WVC-270-1, il est de 0.13 et 0.06 respectivement pour ABAQUS et pour la centrifugeuse, soit un écart relatif de 54%. Ces écarts étant très grands, il faut procéder à une calibration.

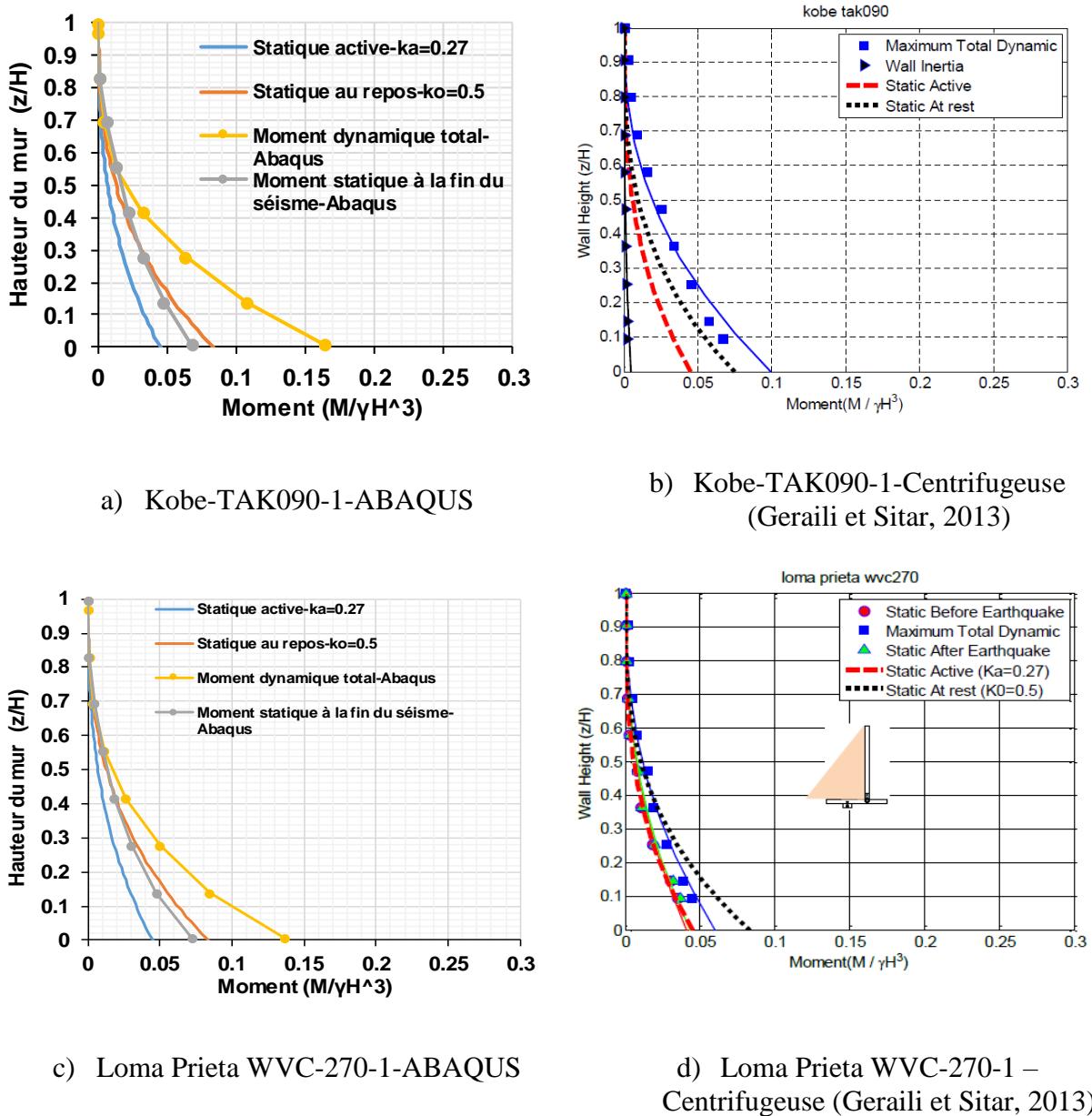


Figure 3-15 : Distribution du moment selon la hauteur du mur de soutènement simple.

3.1.4.4 Calibration du modèle éléments finis non linéaire.

L'objectif de ce projet de recherche étant de déterminer le moment maximum dans les structures de soutènement telles que les culées de ponts, la calibration doit se faire sur la distribution de moment. Celle-ci va se faire en deux étapes.

Dans un premier temps, il faut choisir quel sera le critère de la calibration. À l'aide des observations précédentes, nous avons constaté le comportement expérimental à la fin du séisme est un retour à la pression statique active. De ce fait, nous allons considérer que la pression finale est pour le modèle calibré égale à la pression active.

Dans un second temps, ce ratio sera multiplié au moment dynamique total pour déterminer le moment calibré. On obtient donc :

$$M_{dtc} = \frac{M_{pas}}{M_{anl}} \cdot M_{dt} \quad (3.1)$$

où :

M_{dt} : moment dynamique temporel obtenu de l'analyse non linéaire;

M_{anl} : moment à la base après le séisme obtenu de l'analyse non linéaire;

M_{pas} : moment à la base dû à la poussée active statique;

M_{dtc} : moment dynamique temporel total calibré.

La Figure 3-16 présente les distributions de moment calibrées pour les deux séismes à l'étude. Les ratios de $M/\gamma H^3$ à la base du mur sont cette fois de 0.108 et 0.085 γH^3 respectivement pour les séismes Kobe TAK090-1 et Loma Prieta WVC-270-1. L'écart relatif par rapport aux essais est de 8% et 30% respectivement pour les séismes Kobe TAK090-1 et Loma Prieta WVC-270-1.

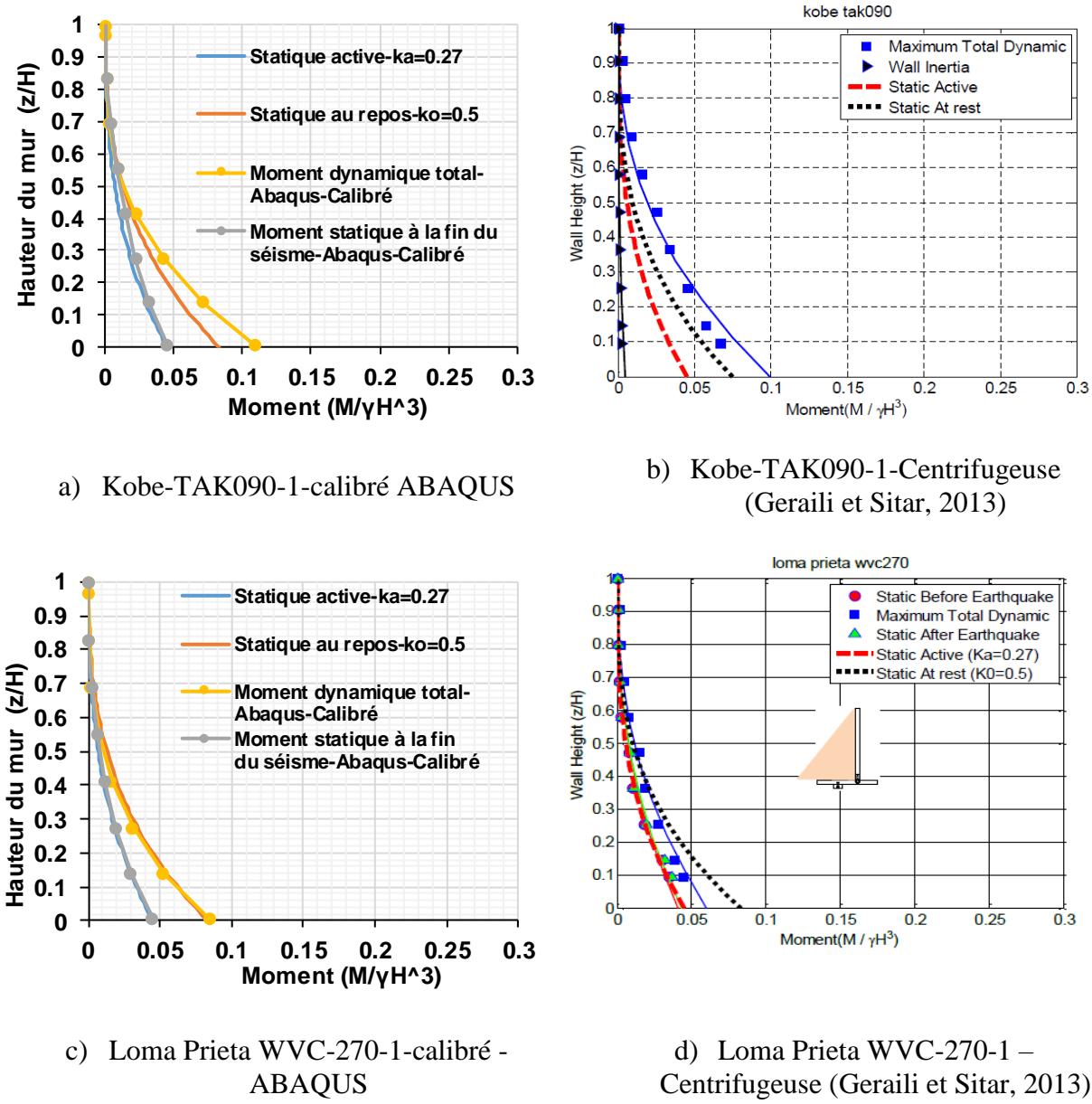


Figure 3-16 : Distribution du moment selon la hauteur du mur de soutènement simple après la calibration.

À la fin de ce processus de calibration, il existe un écart relatif de 30% pour la valeur du moment de flexion à la base du modèle éléments finis calibré et des essais en centrifugeuse pour le séisme Loma Prieta WVC-270-1. Cet écart s'explique par la différence entre les séismes originaux et les séismes modifiés utilisés lors des essais. Pour valider cette hypothèse une nouvelle analyse a été effectuée avec un même séisme original Loma Prieta WVC-270-1 multiplié par le ratio de PGA

(0.19/0.32). Ce séisme est appelé Loma Prieta WVC-270-1 modifié. Le ratio de PGA utilisé est celui du séisme modifié expérimentalement sur l'original.

La Figure 3-17 présente les résultats obtenus. On observe que la valeur du moment à la base est de 0.049 à $0.057 \gamma H^3$ respectivement avant et après la calibration. Soit un écart relatif par rapport aux essais de 19% à 5% respectivement avant et après la calibration du modèle. Cette approche de validation de l'hypothèse a une limite car elle ne prend pas en compte la modification du contenu fréquentiel qui a été appliquée expérimentalement mais elle illustre l'effet de la variation de l'accélération maximale pour ce cas.

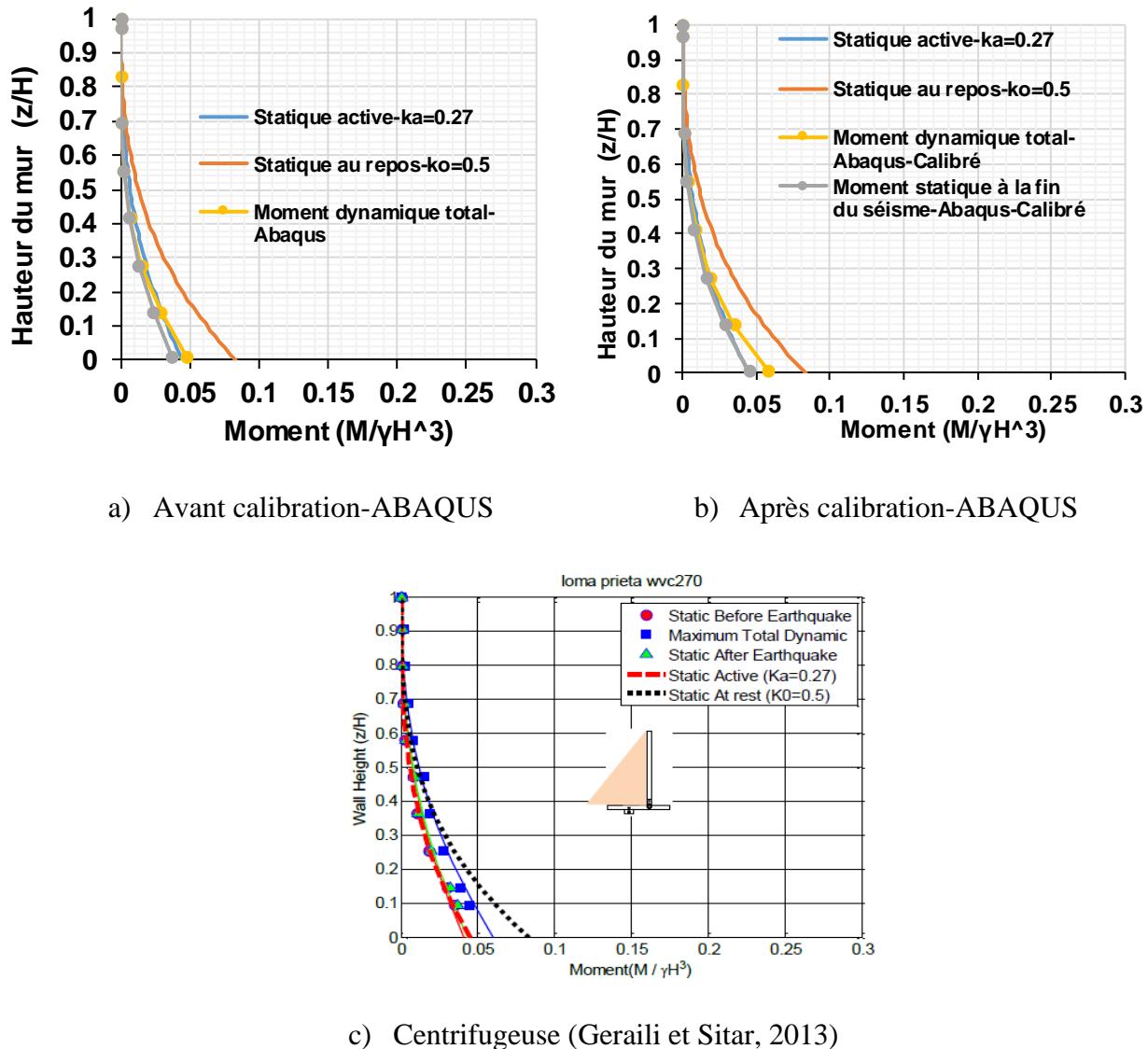


Figure 3-17 : Distribution du moment selon la hauteur du mur de soutènement déplaçable pour le séisme Loma Prieta WVC270-1 modifié.

3.1.4.5 Choix de la méthodologie.

Le processus de calibration présenté ici sera utilisé dans la suite de ce projet de recherche pour obtenir les efforts avec le modèle numérique d'éléments finis. Il est évident que l'utilisation d'un modèle plus raffiné pourrait conduire à des résultats numériques plus justes. Toutefois, vu l'objectif de ce projet, il est considéré que cette approche, bien que perfectible, permet d'illustrer l'évolution des efforts non linéaires dus au comportement du sol lors d'un séisme.

3.2 Système à l'étude

3.2.1 Géométrie

Dans l'objectif d'expliquer de façon claire tous les aspects essentiels à la modélisation pour chaque méthode d'analyse, une géométrie simple a été choisie. Les dimensions du mur choisies sont similaires à celles qui ont été recommandées pour ce projet par le ministère des Transports du Québec (MTQ), à l'exception du mur garde-grève qui n'a pas été considéré dans ces analyses simplifiées. La géométrie réelle sera étudiée dans le chapitre 4. La Figure 3-18 présente les dimensions dans le plan du sol et du mur de longueur 13.5 m avec une semelle de 4.8 m de longueur.

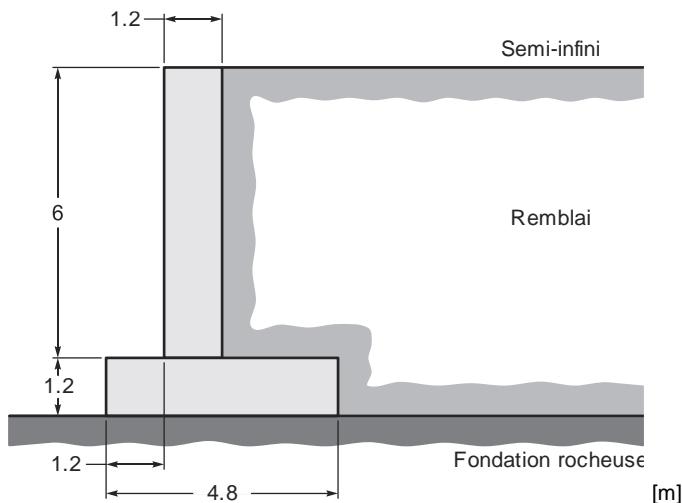


Figure 3-18 : Géométrie du système à l'étude

Pour avoir tous les paramètres nécessaires à cette analyse, il faut déterminer les caractéristiques du remblai et de la fondation rocheuse. Tous ces paramètres sont regroupés dans le Tableau 3.3. Les paramètres du remblai ont été choisis en suivant les recommandations du chapitre 2 du Tome III de la norme du MTQ. Ceux de la fondation rocheuse ont été choisis à l'aide du Tableau 7.3 du « *Handbook of Geotechnical investigation and Design Tables* ». Pour déterminer avec précision le module d'Young, la relation suivante qui lie la vitesse d'ondes dans le sol (V_s) et le module de cisaillement (G), a été utilisée :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.2)$$

où :

- V_s : Vitesse d'ondes dans le sol (m/s) ;
- G : Module de cisaillement du sol (Pa), avec $G = E/2(1+\nu)$;
- ρ : Masse volumique du sol (kg/m^3).

Tableau 3.3: Paramètres géotechniques

Matériaux	Vitesse de propagation des ondes V_s (m/s)	Module élastique E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Masse volumique ρ (kN/m^3)	Angle de frottement ϕ (deg)
Béton armé ($f'_c = 35 \text{ MPa}$)	-	26 300	0.2	24	-
Remblai	200	230	0.25	22	30
Roc fissuré (Sol Type C)	560	1570	0.25	19.6	40

3.2.2 Région sismique

Pour cette étude préliminaire, seule la région de Montréal est étudiée. De plus, comme la méthode de conception basée sur la force sera utilisée plus tard dans le cadre de ce projet, le spectre de conception utilisé est celui d'une période de retour de 2475 ans, correspondant à 2% pendant 50 ans de la Figure 2-2a. Ce spectre sert également de spectre cible (pour la plage de période T_R) pour la calibration des onze séismes pour les analyses temporelles ((ii) méthode dynamique simplifiée et (iii) méthode numérique non linéaire).

3.3 Méthode numérique non linéaire

Le premier type de modélisation à effectuer est celle par éléments finis non linéaires. Cette modélisation a été effectuée avec le logiciel ABAQUS, sur le module standard. Les résultats de cette modélisation après calibration permettront de valider les résultats des modèles simplifiés. Dans les sections qui suivent, différents aspects de la modélisation par éléments finis seront

abordés : la modélisation des matériaux, la modélisation de l'interface mur-sol, les analyses modales, les analyses dynamiques et enfin l'exploitation des résultats numériques.

3.3.1 Détermination du volume de remblai compacté.

Premièrement, il faut déterminer la région du remblai qui doit être considérée dans l'interaction sol-structure car dans le système étudié le remblai est supposé infini. Carvajal Uribe (2011) propose de prendre une géométrie de sol de hauteur H et de longueur $3H$, pour prendre compte des effets près et éloigné de l'interaction. Cette délimitation est présentée à la Figure 3-19, H étant la hauteur de l'élément structural avec semelle incluse. Dans le problème à l'étude, la hauteur du remblai sera donc de $H = 6 \text{ m} + 1.2 \text{ m}$ et une largeur de $L = 21.6 \text{ m}$. La Figure 3-20 représente le volume de remblai considéré pour la modélisation. Une étude de sensibilité sera effectuée pour des largeurs de $3H$ et $5H$ afin de voir l'impact sur les résultats de moment à la base.

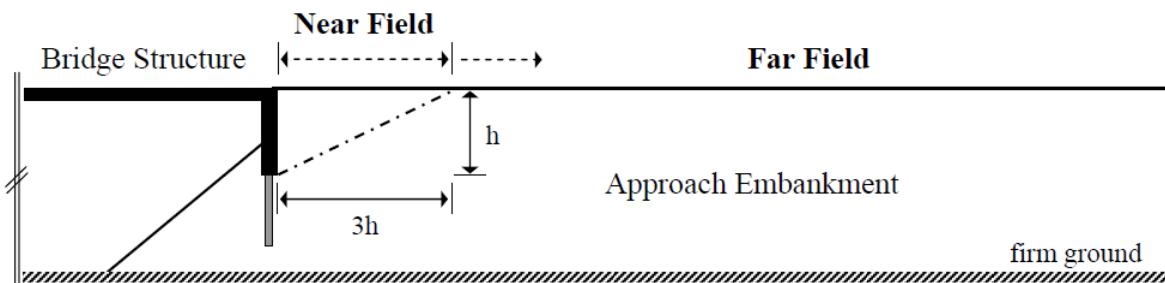


Figure 3-19 : Géométrie de sol à considérer (Carvajal Uribe, 2011)

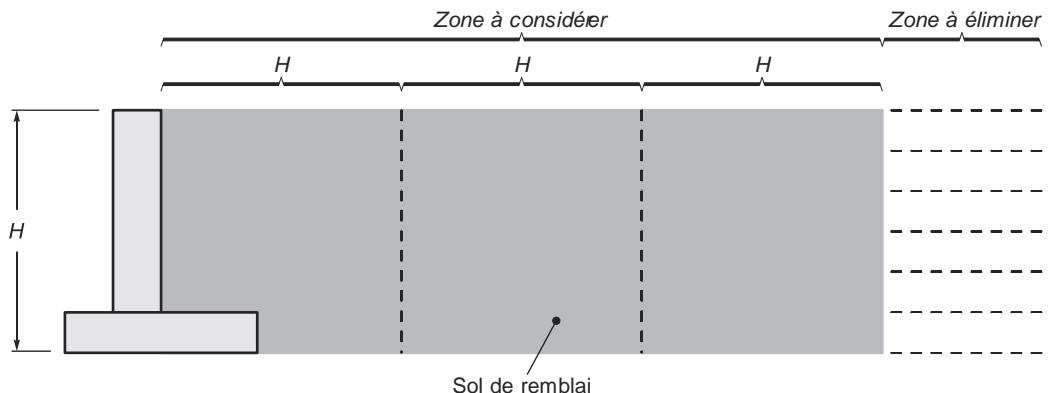


Figure 3-20 : Délimitation du volume de remblai compacté à considérer dans la modélisation.

3.3.2 Modélisation du mur et du sol

La première étape de la modélisation du mur et du sol dans ABAQUS, a été la création des partitions. Ce sont des composantes qui, une fois assemblées, formeront le modèle complet. Dans le cadre de cette étude, il y a juste 2 partitions à créer. Une partition pour le mur et la semelle et l'autre pour le sol. Le seul type d'élément utilisé pour les 2 partitions est l'élément 2D/Deformable. Le tout est présenté sur la Figure 3-21.

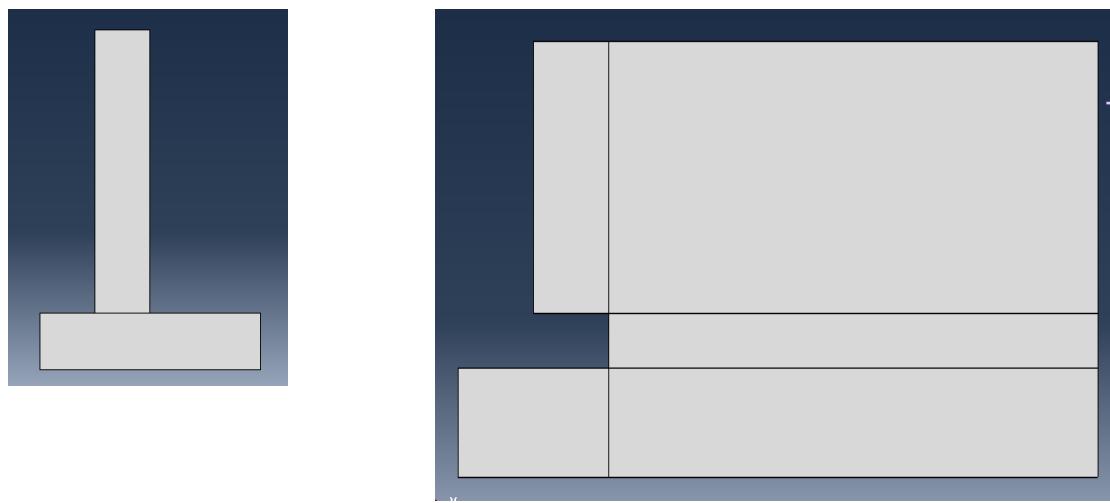


Figure 3-21: Les deux partitions créées dans ABAQUS

Deuxièmement, les matériaux suivants ont été introduits dans ABAQUS.

- **Mur et semelle :** Les paramètres du béton ordinaire ont été introduits dans le module *Materials*. Le comportement de celui-ci est linéaire tout au long de l'analyse. Ce choix a été fait en considérant la faible ductilité de ce type de mur. Comme ce sont des éléments très massifs et très rigides, il est fort probable qu'après l'excitation sismique ils soient peu sollicités dans le domaine non linéaire.
- **Remblai :** Pour le remblai, les paramètres utilisés sont ceux qui ont été présentés dans Tableau 3.3, en utilisant la loi « *Mohr-Coulomb Plasticity* » de ABAQUS. Pour des raisons de modélisation, il a fallu mettre dans le logiciel une cohésion de 1 kPa. En effet, bien que

le sol du remblai ait réellement une cohésion de $c = 0$ kPa, il est impossible de faire fonctionner une analyse avec une telle valeur, l'algorithme du logiciel ABAQUS ne le permettant pas. De plus, un amortissement de 10% a également été introduit dans le matériau de sol. La méthode de calcul des coefficients est celle de Rayleigh. Les résultats des coefficients obtenus sont présentés au Tableau 3.4. Pour cette analyse n représente le mode fondamental et m le mode pour lequel 90% de la masse modale participante est sollicitée.

$$\begin{Bmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \end{Bmatrix} = \frac{2 \varepsilon}{\omega_n \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n & \omega_m \\ 1 & 1 \end{Bmatrix} \quad (3.3)$$

où :

ε : Taux d'amortissement.

ω_n : Pulsation naturelle pour le mode n .

ω_m : Vitesse de rotation angulaire pour le mode m .

Tableau 3.4 : Coefficients d'amortissement de Rayleigh du mur et du remblai.

Coefficients de Rayleigh			
Géométrie	Taux d'amortissement	α_0	α_1
Mur	5%	4.08	0.0006
Remblai	10%	8.16	0.0012

- **Sol rocheux :** C'est un matériau uniquement linéaire qui a été choisi. Par contre, aucune masse n'a été affectée, contrairement aux deux éléments précédents. Seule sa rigidité a été considérée dans ce modèle. Ce choix a été fait, parce que le séisme a été appliqué à la base de la fondation rocheuse. En enlevant la masse de cette fondation, cela permet d'éviter qu'une amplification dynamique supplémentaire ne se produise au sein de notre structure.

Troisièmement, différentes *Sections* ont été créées. Ces sections servent à attribuer les propriétés aux partitions initialement créées. Un seul type de section a été utilisé : les sections de types *Solid/Homogeneous/*. L'option *Plane stress/strain tickness* a été choisie égale à 1 m car tous nos calculs ont été faits pour une tranche de 1 m d'épaisseur.

Quatrièmement, l'assemblage (*Assembly*) du modèle a été effectué. La Figure 3-22 détaille cet assemblage.

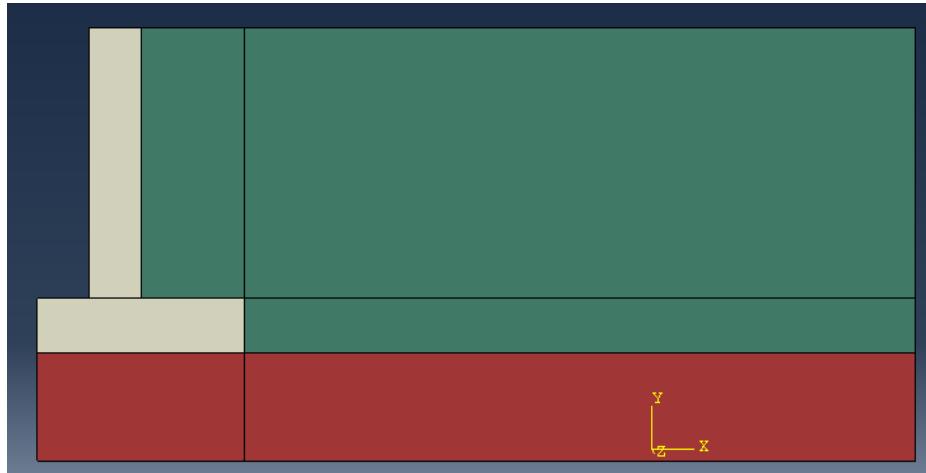


Figure 3-22 : Modèle assemblé.

Cinquièmement, il a fallu correctement mailler notre structure à l'aide de la fonction *Mesh*. Les éléments Standard 2D *Plane Strain Quadrilateral* (4 noeuds) linéaires à intégration réduite ont été utilisés pour mailler le mur et le sol. Une configuration en déformation plane a été considérée car la dimension hors plan est très grande comparée à celle qui est dans le plan. Pour rappel une taille de 100 mm a été choisie pour les éléments du mur alors qu'une dimension de 200 mm a été retenue pour les éléments du remblai et de la fondation rocheuse. Ce choix résulte de l'étude de sensibilité de maillage qui a été faite au préalable. Les résultats sont présentés en Annexe B alors que la Figure 3-23 présente le modèle maillé.

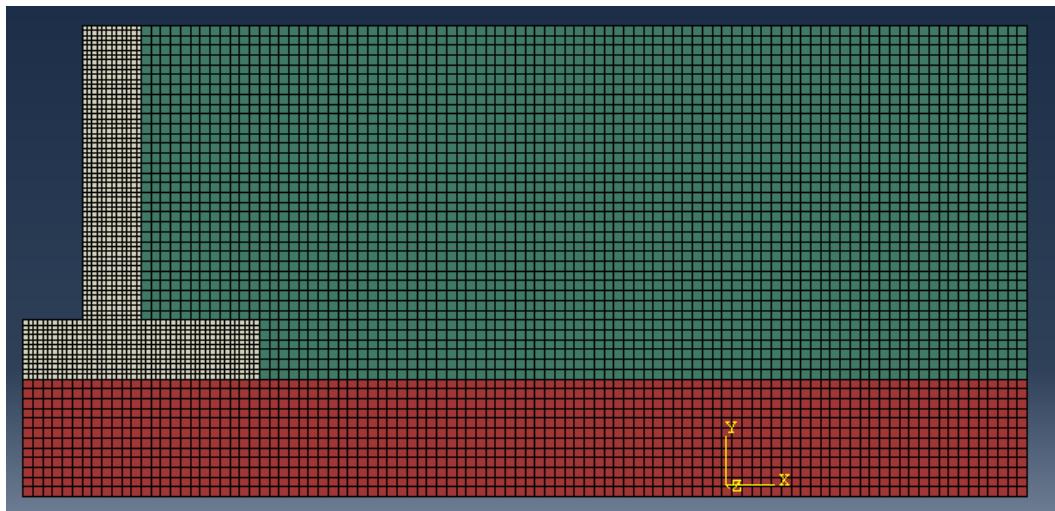


Figure 3-23 : Modèle maillé

Sixièmement, la propriété de contact *Interaction Properties* a été établie entre le mur et le remblai. Ce contact étant un élément très important dans ce problème d’interaction sol structure, le détail de l’algorithme du contact dans ABAQUS et des types de contact ont été présentés dans la section 2.6.1. Les deux grands types de contact qui auraient pu être utilisés pour ce problème 2D sont le *General contact* et le *Surface-to-surface*. C’est le deuxième type qui a d’abord été choisi, lors des tests d’analyse, mais lors des sollicitations sismiques de grandes pénétrations de la semelle et du mur ont été observées dans le sol de remblai. Ces pénétrations sont dues à une très grande différence de rigidité entre le mur et le sol. Par conséquent, il a fallu utiliser le premier type qui est un algorithme de contact très performant mais qui peut souvent poser des problèmes de convergence pour des analyses complexes. La propriété de contact est constituée d’une composante normale de contact dite « Hard contact » et d’une composante tangentielle avec un coefficient de frottement. Dans cette étude de référence, c’est un coefficient de frottement égal à 0 qui a été considéré afin d’être en mesure de comparer correctement les résultats obtenus avec ceux de la méthode dynamique simplifiée. Ce frottement sera toutefois considéré dans le Chapitre 4 lors de l’étude de la culée réelle. Le mur et la semelle ont été modélisés avec une seule partition, donc il n’est pas nécessaire d’appliquer une quelconque loi d’interaction entre les deux éléments.

Septièmement, des relations cinématiques entre les degrés de liberté ont été appliquées à 2 endroits précis du modèle à l’aide de la fonction *Constraints*. La première est entre la base de la semelle et la fondation rocheuse. Ces deux zones sont liées par un lien rigide de type *Constraint Tied*, voir

Figure 3-25 Ainsi ils ont tous leurs 2 degrés de liberté identiques. La seconde est la condition limite appliquée à l'extrémité du remblai. Cette condition a pour but de modéliser la nature semi-infinie de ce remblai. Gazetas, Garini et Zafeirakos (2016) ont proposé pour modéliser cette frontière en imposant une contrainte cinématique sur celle-ci, afin qu'elle puisse se mouvoir librement dans la direction du séisme. Cette condition est très représentative des conditions aux frontières imposées dans les boîtes laminaires qui sont utilisées dans les expériences de centrifugeuse dynamique et de tables vibrantes. Cette même condition a été considérée dans notre modèle comme l'indique la Figure 3-24.

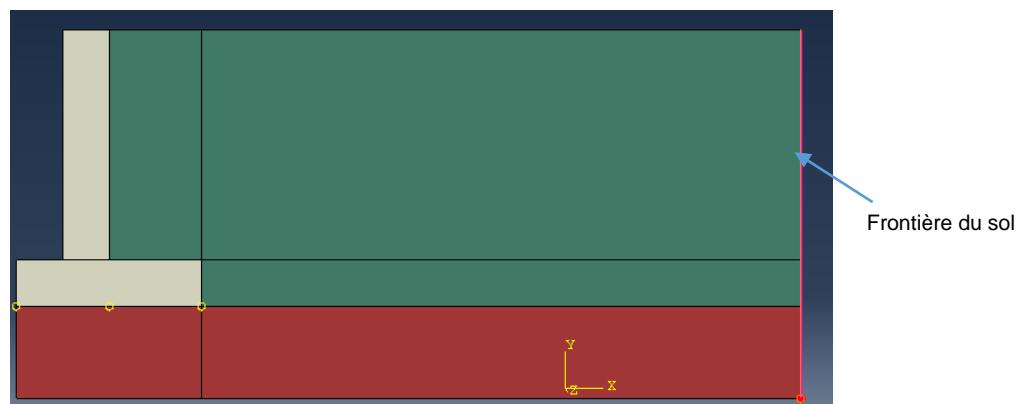


Figure 3-24 : Couplage cinématique dans la direction longitudinale (axe X) de la frontière du sol.

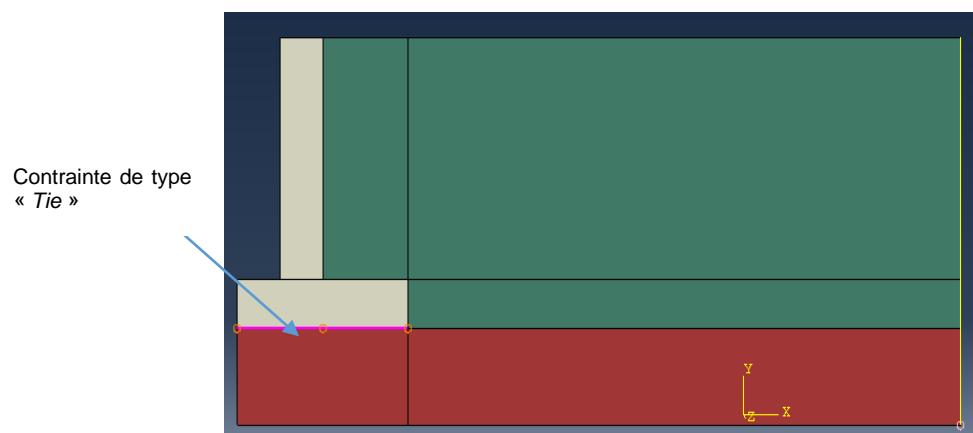


Figure 3-25 : Contrainte de type Tie entre la base du mur et la fondation rocheuse.

Huitièmement, il faut appliquer les conditions aux limites de notre structure. Comme le séisme sera appliqué à la base de la fondation rocheuse, celle-ci doit pouvoir se déplacer. Par conséquent, des rouleaux ont été affectés à cet endroit, tels que montrés à la Figure 3-26.

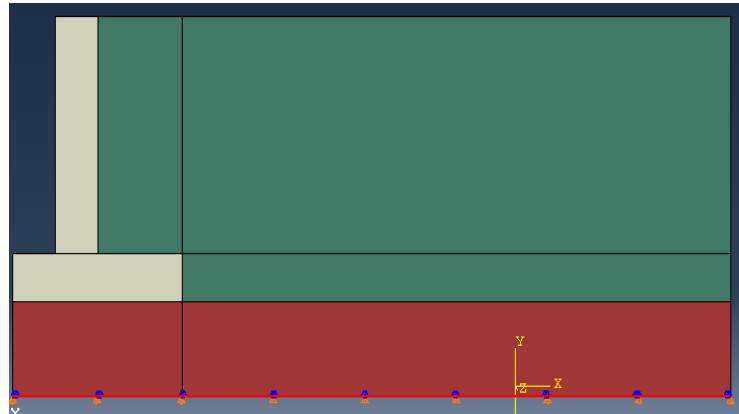


Figure 3-26 : Rouleaux à la base de la fondation rocheuse

Finalement, la dernière étape fut l'application des charges sur notre modèle. La première charge appliquée fut le poids propre de la structure. Pour cela une charge (*Load*) du type *Gravity* a été appliquée à tout le modèle, avec la valeur de -9.81 m/s^2 . Cette charge a été appliquée à la première étape de chargement après l'état initial. Pour la charge sismique, les valeurs de temps et d'accélération des séismes ont été introduites dans la fonction (*Amplitude*). Bien évidemment, les valeurs introduites sont celles du séisme après la calibration et avec les unités en m/s^2 , unités d'ABAQUS. Puis, il a fallu créer une condition frontière supplémentaire à la base de la fondation rocheuse. Cette nouvelle condition illustrée en jaune sur la Figure 3-27 est du type (*Acceleration/Angular Acceleration*) et est appliquée uniquement dans l'étape de chargement sismique.

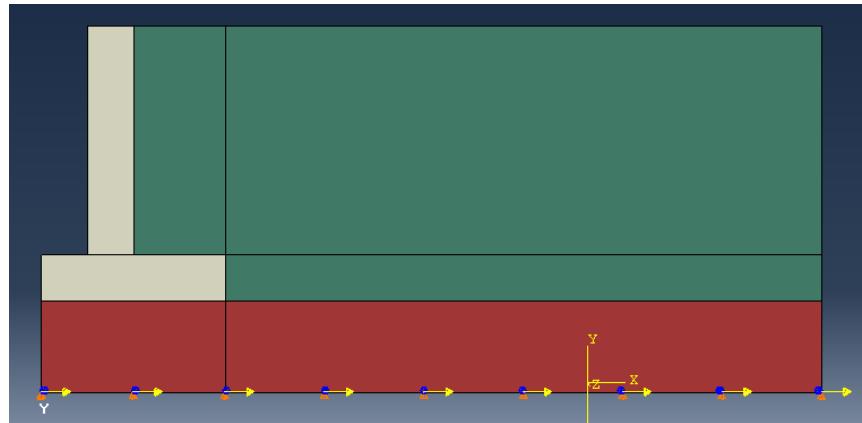


Figure 3-27 : Condition limite de type accélération à la base de la fondation rocheuse

Dans la modélisation du temps de chargement, il y a 3 paramètres qui doivent être en plus spécifiés dans le modèle, afin de reproduire le phénomène dynamique de façon adéquate.

- **Le pas de temps minimal de calcul (dt) :** Cette variable correspond, à la valeur de temps que le logiciel ABAQUS considère s'il y a aucune difficulté de convergence. Elle doit être toujours inférieure ou égale au pas de temps du séisme. De plus pour capturer le mode correspondant à une période de T_{90} , il est courant de choisir pour une analyse temporelle un pas de temps minimal de dt égal à $\frac{T_{90}}{10}$. Le Tableau 3.6 indique que la période T_{90} est de 0.063 s. Par conséquent, un pas de temps minimal de 0.006s doit être utilisé. Pour cette analyse il a été fixé à 0.002s, car c'est le pas de temps de tous les onze séismes synthétiques de Atkinson (2009).
- **La matrice de rigidité :** Dans le cas d'une analyse non linéaire matériau, il faut impérativement permettre au logiciel ABAQUS d'avoir une matrice de rigidité non symétrique afin qu'il puisse résoudre ce problème de non linéarité.
- **Activation des non-linéarités géométriques :** Il faut permettre au logiciel de calculer les déplacements en prenant en compte toutes les non-linéarités géométriques.

Toutes ces étapes qui viennent d'être abordées permettent de réaliser le modèle final, nécessaire à une analyse dynamique. Toutefois, une analyse modale doit être effectuée au préalable.

3.3.3 Résultats des analyses

La présentation des résultats va s'articuler autour de trois grandes parties. La première partie sera la validation du logiciel à l'aide d'une analyse statique. La deuxième partie va présenter les résultats de moments de flexion obtenus pour les onze séismes. Finalement dans la dernière partie, une analyse approfondie des résultats des déplacements et des moments en fonction du temps sera faite pour les séismes les moins et les plus critiques pour la structure.

3.3.3.1 Validation statique

Avant d'effectuer une quelconque analyse dynamique, une analyse statique du comportement du modèle final doit être faite. L'analyse statique sur ABAQUS sera comparée avec les résultats théoriques de pression de Rankine, voir Figure 3-28. Pour cette étude statique, seul le cas de charge statique avec l'application du poids propre du mur et du sol sera considéré. Les résultats à exploiter sont : la répartition de la pression derrière le mur, le moment de flexion à la base et le déplacement obtenu au sommet.

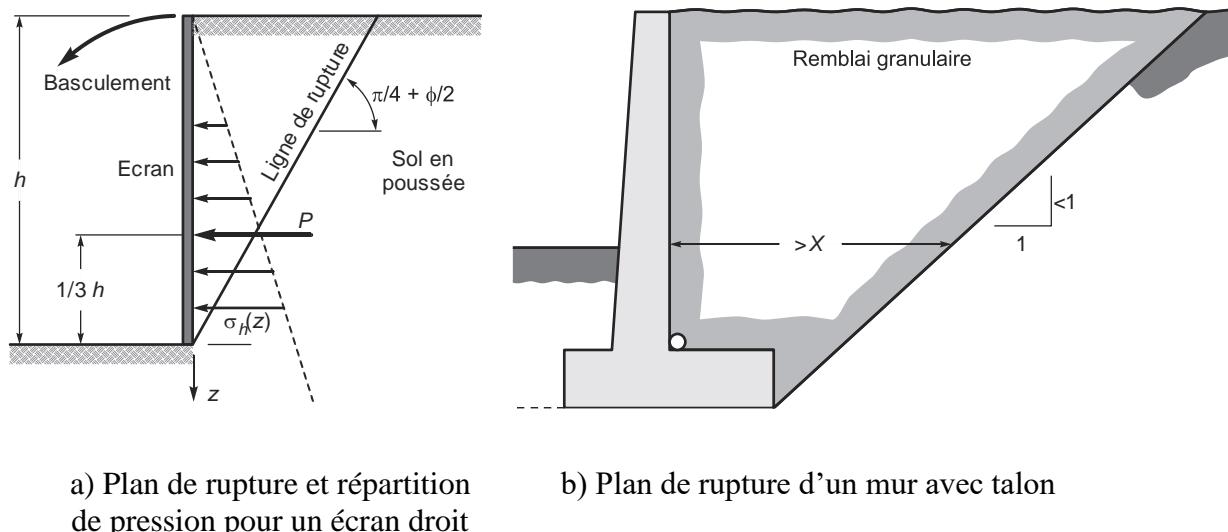


Figure 3-28 : Différents plans de rupture selon la théorie de Rankine

La Figure 3-29 montre que les valeurs de pression obtenues le long du mur de soutènement avec ABAQUS suivent une droite qui se confond avec celle décrite par la théorie de Rankine. Le comportement statique en pression est validé.

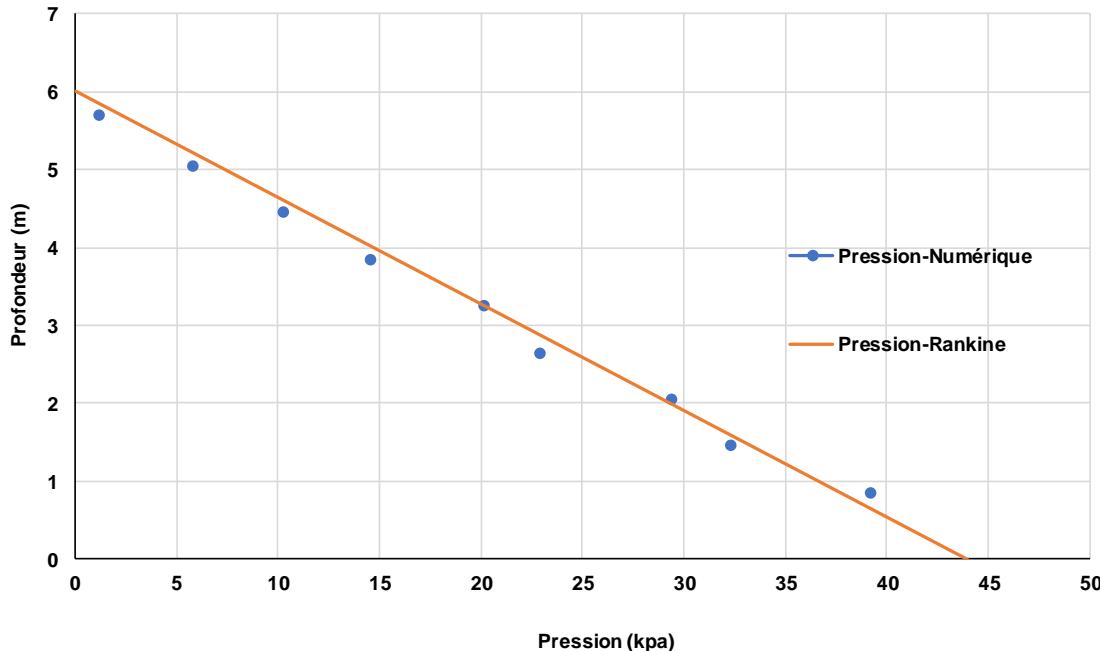


Figure 3-29 : Distribution de la pression statique à l'interface mur-sol

Après la validation de la répartition de pression, il faut à présent comparer les plans de rupture obtenus selon la théorie de Rankine pour les murs de soutènement avec talons, voir Figure 3-28. La Figure 3-30 montre les plans de rupture potentiels qui se forment. Ces plans de rupture sont tous parallèles les uns aux autres. Ils sont obtenus uniquement en considérant le poids propre comme chargement. Par contre pour visualiser nettement, tous les plans potentiels, la valeur maximale d'affichage a été fixée à 1/10 de la déformation plastique maximale. La présence de ces plans de rupture est en accord avec la théorie d'équilibre limite de Rankine. Ainsi, le calcul numérique d'ABAQUS est en accord avec la théorie statique. De plus, il y a un plan qui se forme juste au coin du talon comme dans la théorie de Rankine, mais ce n'est pas ce plan qui est le plus critique. En effet, le plan le plus critique est celui qui s'arrête à mi-hauteur du mur et commence à la surface libre. Dans la partie inférieure du mur il y a également un plan de rupture aberrant qui se forme. Ce plan est dû à la concentration de contraintes qui existe entre le coin supérieur de la semelle et le remblai.

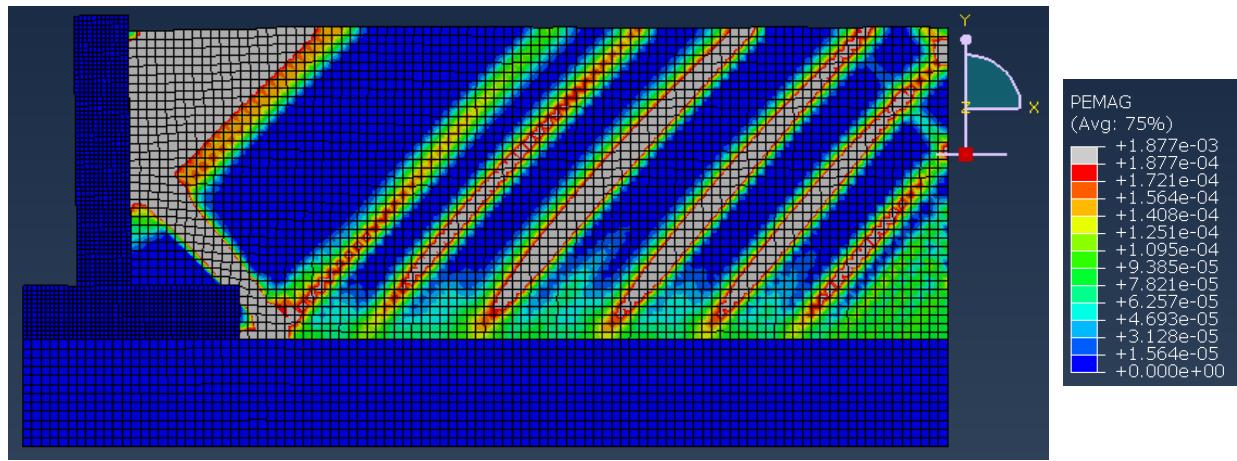


Figure 3-30 : Déformée de la structure avec superposition des contours des déformations plastiques (PEMAG) sous l'application du poids propre de la structure. Facteur d'échelle 100

Par la suite, il serait intéressant d'analyser les contraintes normales selon l'axe Y à la base du mur pour valider la répartition théorique attendue. Sous l'effet d'une pression derrière un mur de soutènement, la section à la base du mur aura tendance à se comprimer à gauche et être tendue vers la partie droite. De plus la distribution de contraintes doit également se faire de façon linéaire. La Figure 3-31 présente cette contrainte qui a été numériquement. L'évolution décrite précédemment est bien visible, même s'il faut noter un léger saut de contrainte pour les éléments de section proche des extrémités.

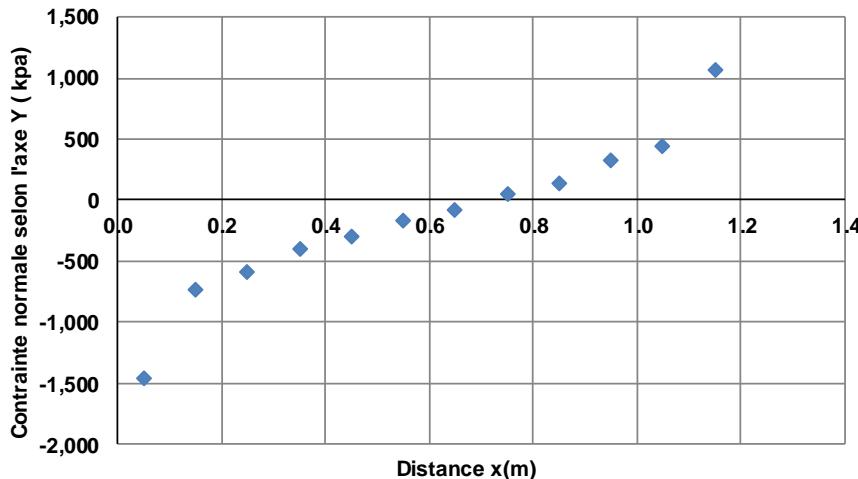


Figure 3-31 : Évolution de la contrainte normale selon l'axe Y le long de la section

Le Tableau 3.5 indique un rapport de 0.92 entre les deux approches, soit 8% d'écart relatif. Cet écart s'explique par les approximations d'un calcul par éléments finis, mais aussi et surtout par le fait que la théorique de Rankine elle-même est une approximation de la répartition réelle comme cela a été discuté à la section 2.2.4.1.3.

Tableau 3.5 : Moment de flexion à la base du mur sous l'application du poids propre

	Rankine	ABAQUS	(ABAQUS/Rankine)
M (kN·m/m)	264	243	0.92

3.3.3.2 Analyse modale et calibration des séismes

Avant de commencer toute analyse dynamique, il faut déterminer les différents modes de vibration de la structure. L'objectif principal est de connaître les modes qui auront un impact important dans la réponse dynamique de la structure. L'objectif secondaire est de déterminer aussi la taille de maillage adéquate pour les analyses dynamiques. Ainsi une analyse de sensibilité des modes du maillage a été effectuée dans cette partie. Les résultats de l'analyse de sensibilité qui sont présentés en Annexe B ont permis de déterminer que la taille du maillage 100 m pour le mur et 200 mm pour le sol de remblai a conduit à des résultats acceptables. Les valeurs de périodes naturelles de la

structure sont renseignées dans le Tableau 3.6 et les déformées des modes 1 et 2 sont indiquées à la Figure 3-32.

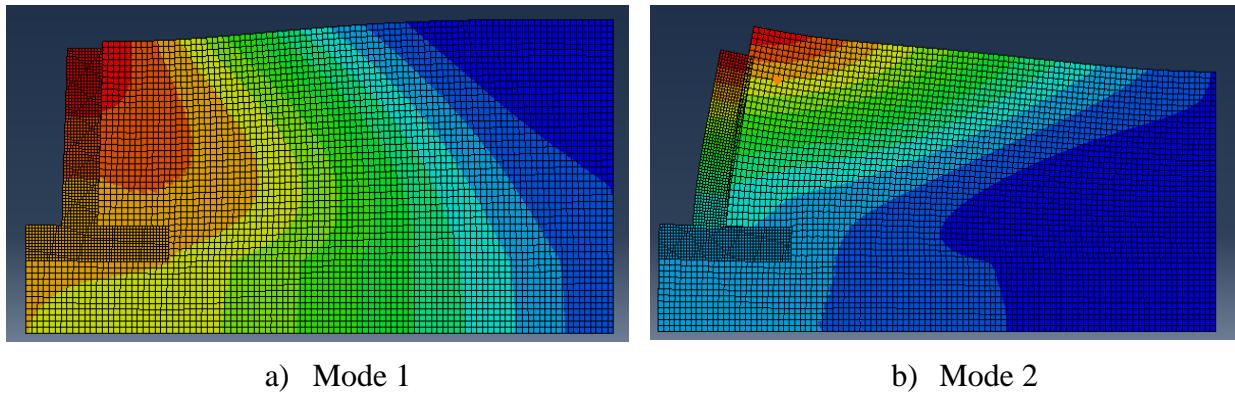


Figure 3-32 : Les deux premiers modes de la structure

Tableau 3.6 : Périodes et masse participante cumulée des principaux modes

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
Période (s)	0.091	0.088	0.081	0.073	0.063
Masse participante cumulée (%)	34.79	61.3	64.96	73.6	94.05

Le mode 1 et le mode 5 sont utilisés pour effectuer la calibration des séismes tel que décrit à la section 2.1.3. Cela permet d'obtenir $T_{min} = 0.018$ s et $T_{max} = 1.5$ s en utilisant l'équation (2.1). Les facteurs de calibration obtenus pour les onze séismes sont regroupés dans le Tableau 3.13. Un exemple de la modification du spectre de réponse et de l'accélérogramme suite à la calibration est montré sur la Figure 3-33 et la Figure 3-34. L'amortissement de la structure dans cette analyse est de 10%. Il faut introduire un taux d'amortissement plus grand pour tous les séismes, afin de tenir compte de l'effet d'amortissement d'ondes qui provient du sol. En effet, le sol, constitué de matériaux granulaires, amorti l'onde sismique beaucoup plus que le mur en béton.

Tableau 3.7 : Facteurs de calibration des onze séismes synthétiques

Séismes et facteurs de calibration										
MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11
1.10	1.05	1.12	0.953	0.937	0.793	0.920	1.10	0.935	0.985	1.17

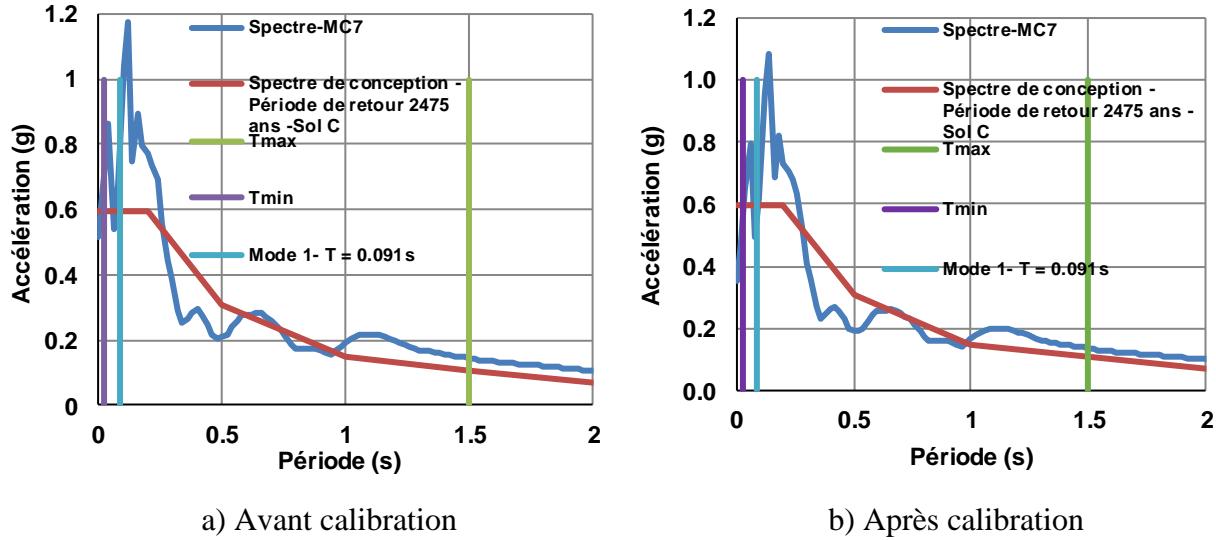


Figure 3-33 : Modification du spectre de réponse du séisme MC7 suite à la calibration

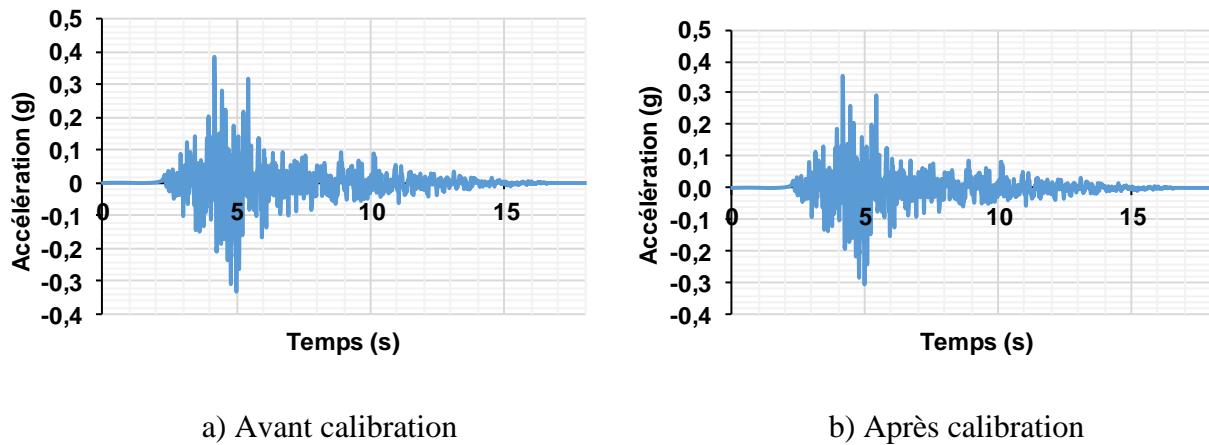


Figure 3-34 : Modification de l'accélérogramme du séisme MC7 suite à la calibration

3.3.3.3 Analyse temporelle

Une étude de la sensibilité de la largeur du remblai a été effectuée au préalable. La Figure 3-35 présente cette étude sur la structure à l'étude pour le séisme MC8 avec des largeurs de remblai respective de $3H$ et $5H$. L'observation qui peut être faite est que la largeur du remblai n'a plus une réelle influence sur les résultats. C'est la largeur de $3H$ qui sera utilisée dans la suite de ce projet.

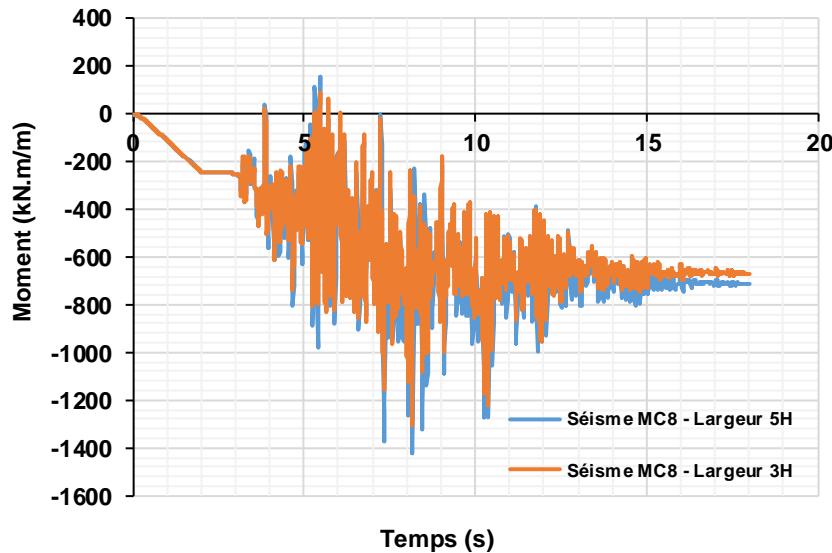


Figure 3-35 : Évolution dans le temps du moment à la base d'un mur de 6m pour différentes largeurs de remblai.

Après l'analyse modale et la validation des résultats obtenus numériquement, il faut procéder à l'analyse dynamique de la structure. Comme l'objectif de ce chapitre est d'obtenir les efforts de flexion qui s'exercent sur le mur, les premiers résultats à analyser seront les moments de flexion à la base de mur. Le moment a été récupéré précisément à la jonction mur-semelle. Pour obtenir le moment à cet endroit, un équilibre de section a été fait à l'aide des valeurs de contraintes normales S_{yy} qui ont été récupérées. Le Tableau 3.8 montre que les valeurs de moments obtenus varient entre 973 et 1591 kN-m/m et sont dues respectivement au séisme MC11 et MC7. La moyenne obtenue est de 1285 kN-m/m.

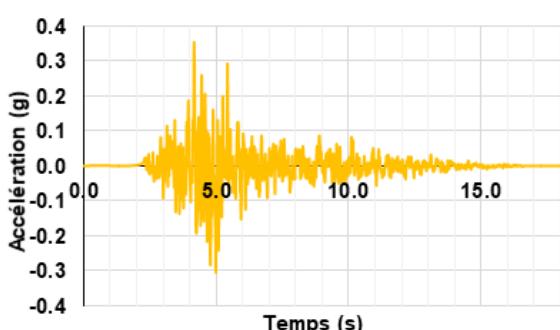
Tableau 3.8 : Moment de flexion pour les onze séismes à l'étude avant calibration

Séismes et Moments (kN-m/m)										
MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11
1005	1387	1304	1306	1322	1239	1591	1307	1463	1240	973

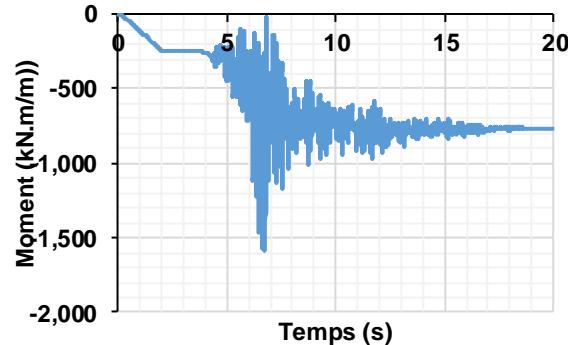
	Min (MC11)	Max (MC7)	Moyenne
M (kN-m/m)	973	1591	1285

La Figure 3-36 et la Figure 3-37 présentent l'évolution du moment dans le temps pour les 2 séismes à l'étude. Pour ces 2 séismes trois observations majeures peuvent être faites.

- **Intervalle [0-2s] sur $M=f(t)$:** Dans cet intervalle c'est l'établissement de la phase statique. Le moment atteint la valeur de 243 kN·m/m qui a été obtenue lors de la validation statique. Le déplacement atteint dans cette phase est de 2.07 mm.
- **Pic d'accélération au sol :** Dans la zone où l'accélération maximale est enregistrée au sol pour les 2 séismes, soit [4-6s] pour MC7 et [6-7s] pour MC11, le moment et le déplacement atteignent aussi leur valeur maximale dans le même intervalle décalé de 2s (à cause de la phase statique). Ceci permet de valider qu'il y a une concordance entre les résultats obtenus à la sortie du système et ceux introduits à l'entrée.
- **Déformations plastiques :** Dans la zone avant le pic le moment et le déplacement oscillent autour de la valeur de moment statique. Dans la zone après le pic elle oscille autour d'une valeur plus grande d'environ 767 kN·m/m pour MC7 et 523 kN·m/m pour MC11. Ce comportement traduit l'existence de déformations non réversibles (plastiques) dans le modèle numérique. Par conséquent, il faut calibrer ce modèle selon les critères présentés à la section 3.1.4.4.

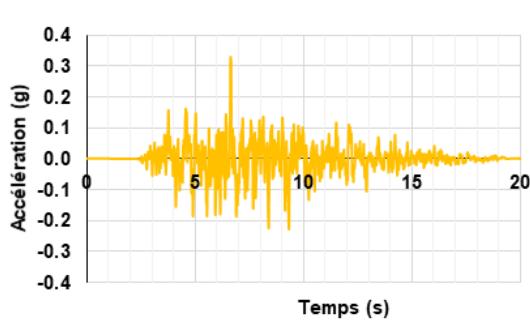


a) Accélérogramme

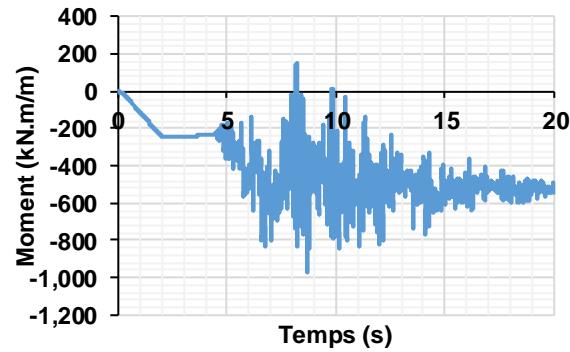


b) Moment de flexion

Figure 3-36 : Évolution dans le temps du moment et du déplacement pour le séisme MC7



a) Accélérogramme MC11

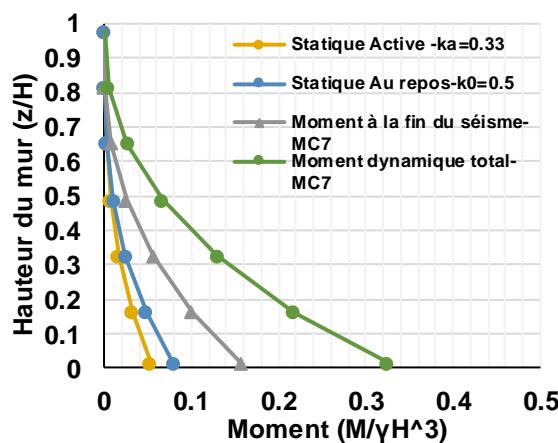


b) Moment de flexion

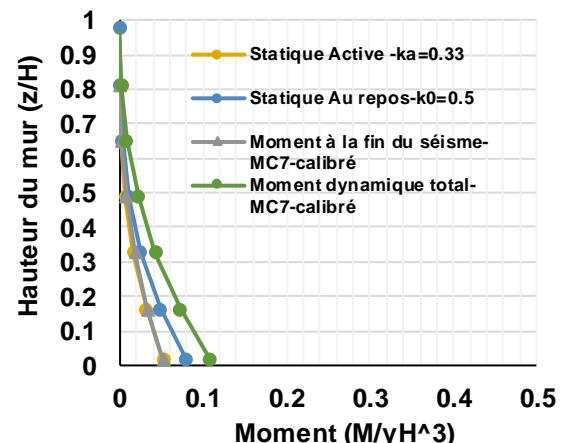
Figure 3-37 : Évolution dans le temps du moment et du déplacement pour le séisme MC11

3.3.3.4 Calibration du modèle

La calibration du modèle va se faire sur la distribution du moment, en imposant à la fin du séisme est égale au moment induit par la poussée active. La Figure 3-38 et Figure 3-39 présentent la distribution du moment de flexion avant et après calibration pour le séisme MC7 (le plus critique) et le MC 11 (le moins critique).



a) Avant la calibration



b) Après la calibration

Figure 3-38 : Distribution du moment selon la hauteur du mur pour le séisme MC7

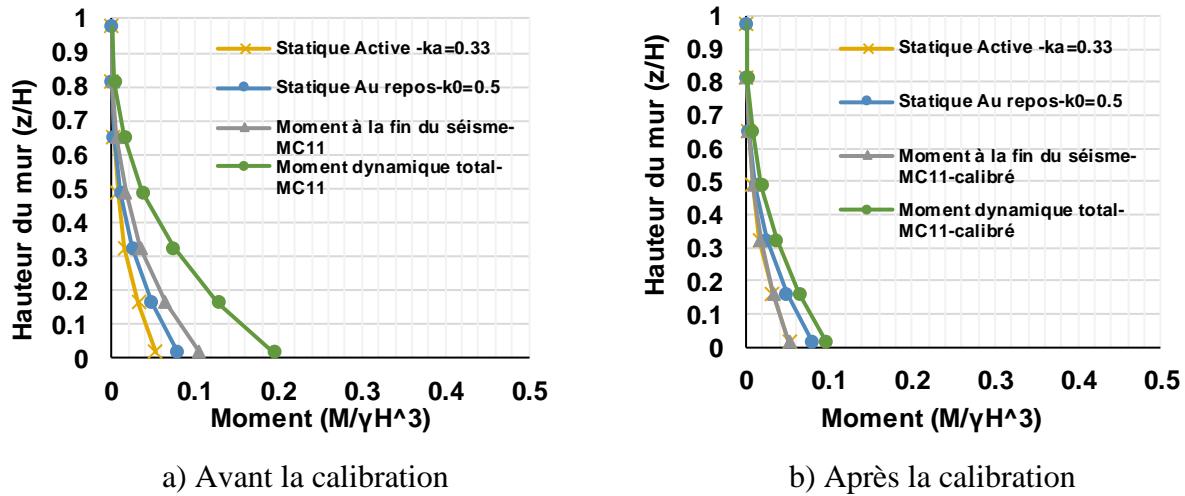


Figure 3-39 : Distribution du moment selon la hauteur du mur pour le séisme MC11

Les Figure 3-40 présentent l'évolution dans le temps du moment de flexion pour les séismes MC7 et MC11.

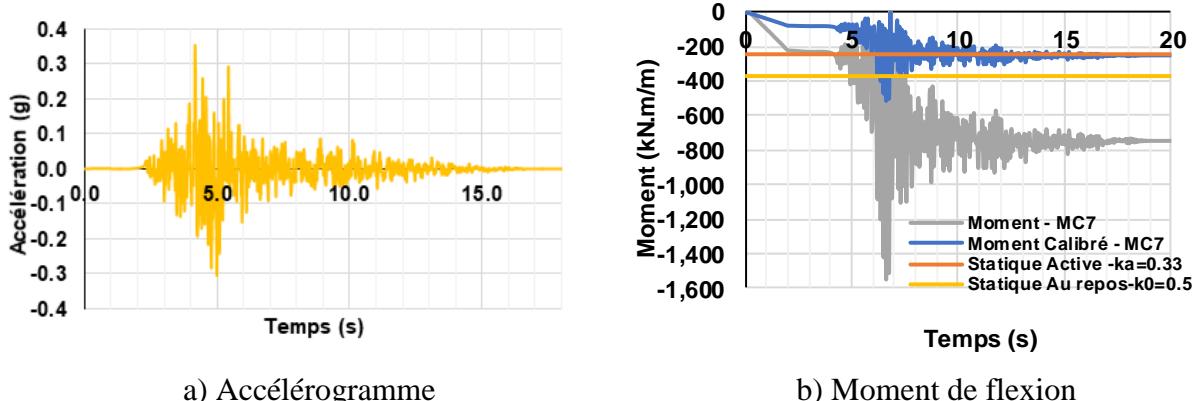


Figure 3-40 : Évolution dans le temps du moment après la calibration pour le séisme MC7

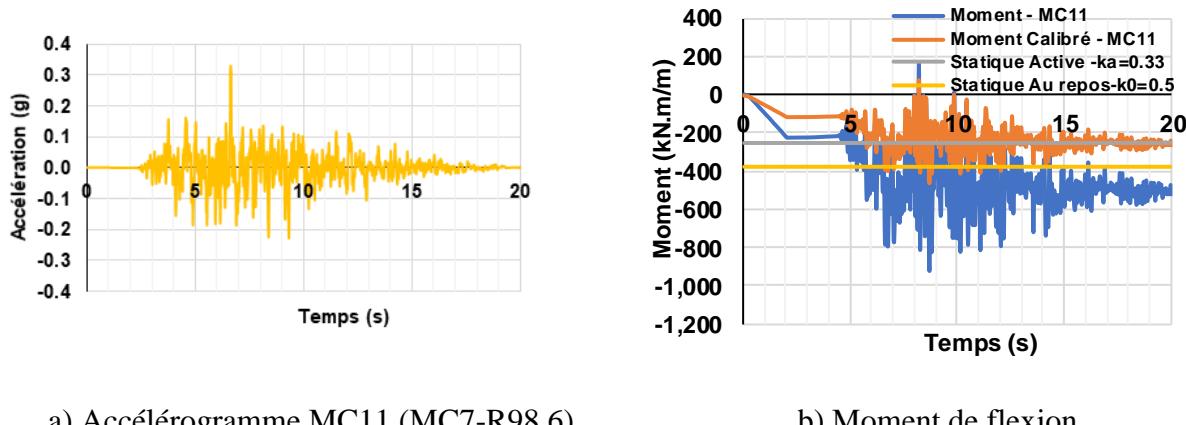


Figure 3-41 : Évolution dans le temps du moment avant la calibration pour le séisme MC11

Le Tableau 3.9 indique les valeurs de moment de flexion après calibration des onze séismes. Ces valeurs sont 1.76 à 1.95 fois plus grand que la valeur du moment statique de 264 kN-m/m. Or avant la calibration, le ratio moment dynamique sur statique variait entre 3.68 à 5.94, ce qui est très élevé pour une région à sismicité modérée telle que Montréal. Dans l'étude comparative, seules les valeurs calibrées seront présentées.

Tableau 3.9 : Moment de flexion pour les onze séismes à l'étude après calibration

Séismes et Moments (kN·m/m)										
MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11
480	490	494	474	493	487	517	486	491	490	468

	Min (MC11)	Max (MC7)	Moyenne
M (kN·m/m)	468	517	487

3.4 Méthode pseudo-statique : Mononobe – Okabe

La deuxième méthode d'analyse utilisée pour résoudre ce problème est celle que recommande le Code Canadien des ponts (S6-14) et le Manuel de conception des structures du MTQ (MCSQ). L'objectif de cette partie est de modéliser le système mur-sol à l'aide de cette méthode. L'origine

de cette méthode, ayant déjà été détaillée dans le chapitre 2, la première partie ce paragraphe présente tout de suite les hypothèses de modélisation et les étapes à suivre pour obtenir le moment à la base du mur à l'étude. Par la suite, cinq combinaisons de charges bien spécifiques seront présentées ainsi qu'une comparaison entre elles.

3.4.1 Conditions d'application

Dans un premier temps, il faut vérifier si ce problème de référence vérifie toutes les conditions d'application de la méthode originale et les spécifications supplémentaires du MCSQ. Les conditions principales sont les suivantes.

- **La hauteur du mur :** Pour ce mur, la hauteur est de 6 m. C'est le maximum permis par la méthode.
- **Réduction de l'accélération horizontale :** Le mur étant du type porte-à-faux (voir section 2.2.3.2), les déplacements permis au sommet seront suffisamment grands. Comme spécifié dans l'article C4.6.5 du commentaire CSA/CAN-S6-14, pour des sols capables de se déplacer de 25 à 50 mm, l'accélération horizontale k_h peut-être prise égale à la moitié du PGA. Pour la région de Montréal on a donc : $k_h = 0.377/2 = 0.1885 g$.
- **Existence mathématique de l'expression de P_{ae} :** Pour une accélération verticale $k_v = 0$, une pente de sol de $\beta = 0$, un angle de frottement $\phi = 30^\circ$ et $k_h = 0.1885 g$, la relation 2.13 est vérifiée. Par conséquent le terme dans la racine carrée de l'expression est bien positive.

L'applicabilité de la méthode étant vérifiée, il faut à présent passer à la modélisation avec le logiciel SAP 2000.

3.4.2 Modélisation du mur

Pour cette méthode pseudo-statique, le mur est modélisé par un élément de type poutre avec le logiciel SAP2000. La première étape est d'introduire les paramètres de matériaux sur le béton utilisé et de dessiner la géométrie. Le béton ordinaire choisi a une résistance en compression de $f'_c = 35$ MPa. Le module d'Young utilisé est trouvé à l'aide de la relation suivante :

$$E_c = \left(3000\sqrt{f'_c} + 6900 \right) \left(\frac{\gamma_c}{2300} \right)^{1.5} \quad (3.4)$$

- E_c : Module d'Young ;
- γ_c : Masse volumique du béton en kg/m^3 .

Ensuite, il faut dessiner la géométrie du mur de hauteur de 6 m dans SAP2000.

La deuxième étape consiste à définir la section de notre mur. Il est souhaitable d'obtenir des efforts pour 1 m de largeur afin de faciliter la comparaison avec les autres méthodes d'analyse. Les dimensions du mur sont de 1.2 m d'épaisseur et 1 m de longueur, et celle de la semelle de 4.8 m d'épaisseur et de 1 m de longueur.

Enfin, la dernière étape consiste à affecter la masse du mur et de la semelle au modèle. La masse affectée sera une masse répartie sur toute la longueur l'élément de type poutre, afin que l'inertie soit modélisée de manière précise. La masse volumique étant de $24 \text{ kN}/\text{m}^3$, la masse répartie à introduire vaut : $\rho S/g = 24 \times 1.2 \times 1/9.81 = 2.94 \text{ kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}^2$, pour le mur et pour la semelle,

$$\frac{\rho S}{g} = 11.74 \text{ kN} - \text{s}^2/\text{m}^2.$$

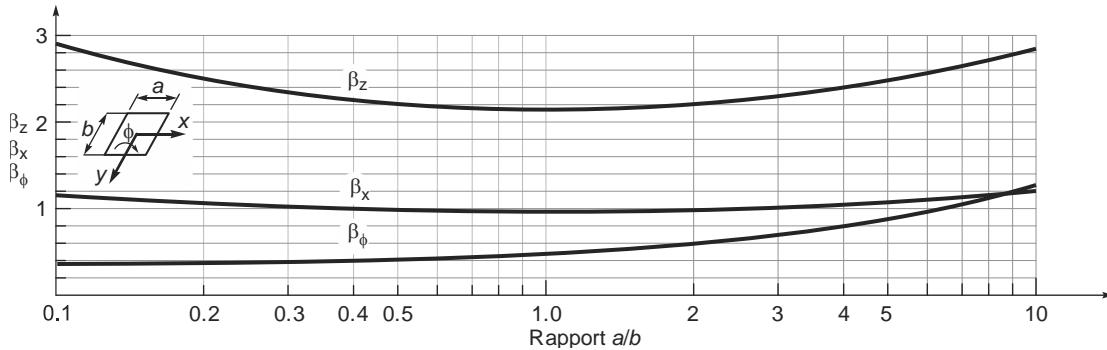
3.4.3 Modélisation de la fondation rocheuse

La deuxième étape dans l'élaboration du modèle est la modélisation du sol rocheux de fondations. Comme mentionné dans la section 3.1.2, le sol étudié est de Type C (massifs fissurés). La modélisation adoptée est celle de Newmark, Rosenblueth et Pao (1972) qui est l'une des plus utilisée. L'objectif principal étant de déterminer les efforts dans la direction longitudinale, seule la rigidité flexionnelle dans cette direction sera considérée et toutes les autres négligées. L'équation suivante donne l'expression de cette rigidité selon la méthode Newmark et al. (1972) :

$$k_\phi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\phi a^2 b \quad (3.5)$$

- a : dimension de la semelle parallèle à la direction du séisme;
- b : dimension de la semelle perpendiculaire à la direction du séisme;
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$: le module de cisaillement dynamique du sol;

- β_ϕ coefficient donné par l'abaque de la Figure 3-42 et le calcul de ce paramètre se fait par simple lecture.



**Figure 3-42 : Abaques présentant les coefficients de Newmark selon Davidovici, 1999
(Massicotte, 2019)**

Les résultats obtenus, en suivant cette approche, sont données dans le Tableau 3.10. Le modèle final obtenu avec cette rigidité flexionnelle supplémentaire est présenté à la Figure 3-43.

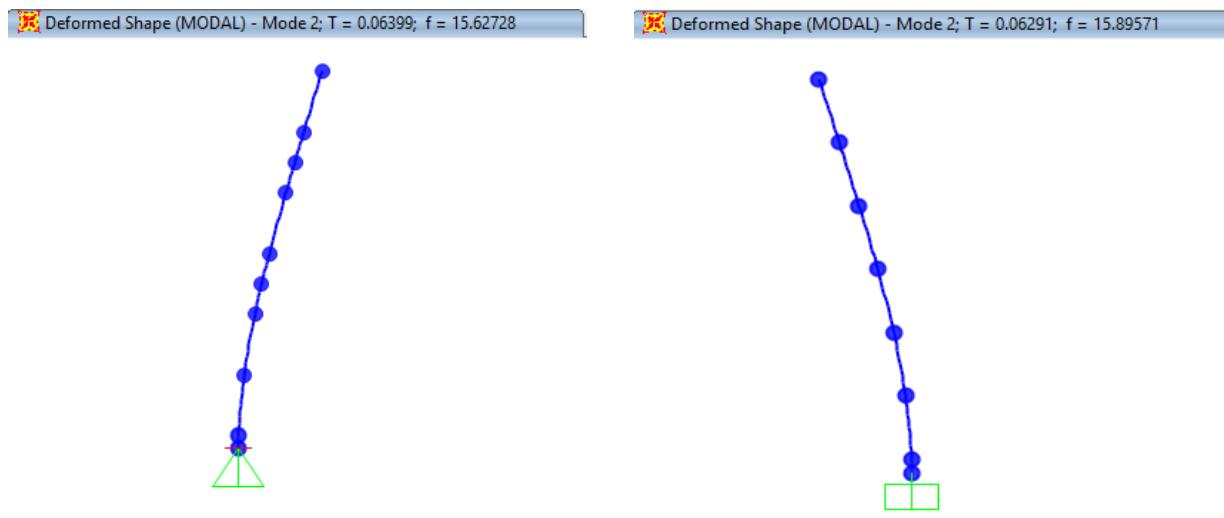
Tableau 3.10 : Valeurs numériques de la rigidité flexionnelle dans la direction longitudinale

a (m)	b(m)	G (MPa)	ν	β_ϕ	$k_\phi (kN \cdot rad/m)$
4.8	14	627	0.25	0.4	108×10^6



Figure 3-43 : Modèle final en 2D

Pour voir l'impact de la fondation rocheuse sur la modélisation de la structure, une analyse comparative rapide entre un modèle avec encastrement à la base et un autre avec la rigidité k_ϕ à la base de la fondation a été faite. Comme c'est une analyse spectrale qui sera faite pour cette méthode pseudo-statique, la comparaison des deux modèles a été faite sur les modes de la structure. Seul le mode fondamental est observé sur la Figure 3-44, car c'est celui qui participe le plus.



a) Avec le ressort à la base

b) Encastrement à la base

Figure 3-44 : Mode fondamental de la structure.

Le rapport Δ entre les deux modèles est : $\Delta = 15.627/15.896 = 98\%$. Ainsi il y a un écart de 2% dans les périodes de vibrations des deux modèles. L'écart étant très faible, la semelle pourrait être modélisée comme encastrée à sa base. Cependant le ressort en rotation a été conservé pour la suite des analyses.

3.4.4 Calcul des charges

Pour cette méthode pseudo-statique, il y a deux grands types de charges qui sont exercées sur la structure. D'un côté, les charges statiques qui sont présentes sur la structure avant que le séisme ne débute. De l'autre, les charges dynamiques qui sont causées dans le cadre de cette étude par le séisme de la région de Montréal.

3.4.4.1 Charges statiques

Les charges statiques qui interviennent dans cette analyse sont le poids propre du mur, noté P_c , et la poussée active statique exercée par le remblai sur le mur, notée P_a . Le poids du mur est représenté par une charge de $P = \gamma_c h L = 172.8 \text{ kN}$ qui est appliquée au sommet de la structure. Comme mentionné dans la section *M-O method* de l'article C4.6.5 du commentaire de la norme CSA/CAN-S6-14, la force sismique active P_{ae} de Mononobe-Okabe englobe déjà la pression active statique p_a . La valeur de p_a est utilisée seulement dans la section 3.4.5.1 pour valider le comportement statique de la structure. Sa valeur est : $p_a = K_a \gamma H = 44 \text{ kPa}$ avec $K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 1/3$.

3.4.4.2 Charges sismiques

Les charges sismiques peuvent être distinguées en 2 catégories. La première catégorie concerne celles qui sont engendrées par l'inertie du mur. Pour prendre compte celles-ci, il suffit d'introduire le spectre de conception de la région de Montréal dans le logiciel de calcul SAP2000. La seconde catégorie concerne les charges sismiques dues à l'inertie du remblai en contact avec le mur. Cette catégorie comprend les 2 charges suivantes :

- $k_h * W$: Force d'inertie du sol au-dessus de l'unité de fondation ;
- P_{ae} : Poussée latérale dynamique du sol, y compris la poussée active pondérée avec un coefficient de 1.0.

Le Code Canadien recommande d'appliquer ces charges à mi-hauteur. Cette recommandation est donnée dans la section « *Point of application of the lateral seismic force* » article C4.12 du commentaire de la norme CSA/CAN-S6-14, et est illustrée sur la Figure 3-45. La Figure 3-46 quant à elle présente l'application de ces forces dans SAP2000.

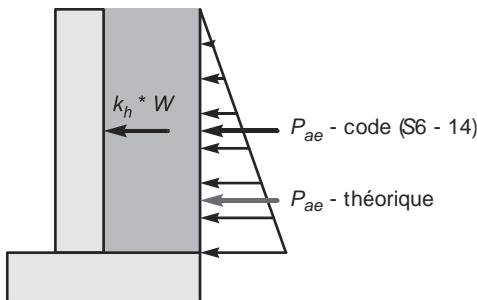


Figure 3-45 : Représentation des charges dynamiques dues au sol de remblai selon la norme CSA/CAN-S6-14



- a) Force d'inertie du sol au-dessus de la semelle ($k_h W$)
- b) Poussée latérale sismique (P_{ae})

Figure 3-46 : Application à mi-hauteur des charges dynamiques (kN) dues au remblai dans SAP 2000

3.4.5 Résultats des analyses

L'objectif de cette partie est d'analyser tous les résultats pertinents qui permettront de comparer à la fois les différentes combinaisons de charges, mais également la méthode pseudo-statique aux autres méthodes par la suite. Par conséquent, les différents modes et le moment de flexion longitudinal à la base seront analysés.

3.4.5.1 Validation statique

Une analyse statique préliminaire doit être faite pour valider le calcul d'efforts de flexion à la base du mur de soutènement fait par SAP2000. La charge statique calculée dans la section 3.4.4.1 est indiquée sur la Figure 3-47a. La Figure 3-47b montre que le moment à la base du mur est de 264 kN·m /m. Cette valeur est exactement la même qui est obtenue avec le calcul théorique. De plus la Figure 3-47c indique que le déplacement au sommet du mur est de 1.3 mm.

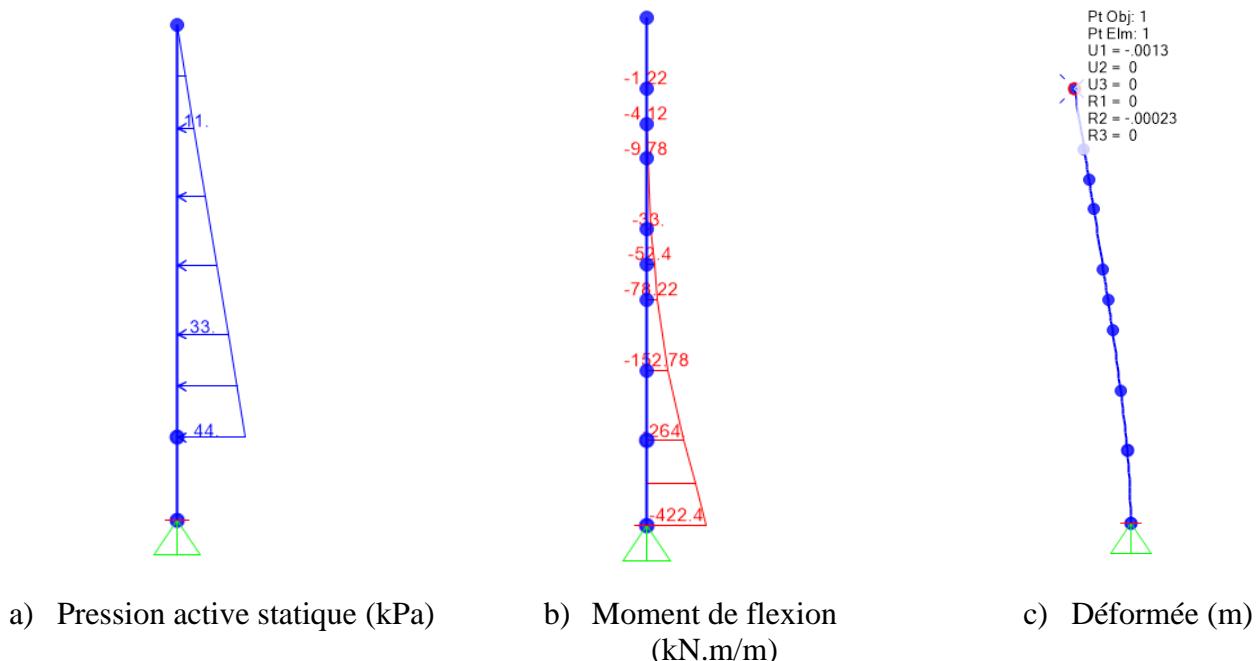


Figure 3-47 : Résultats de l'analyse statique avec SAP2000

3.4.5.2 Analyse modale et spectre de conception

La structure ayant été modélisée en 2D, les résultats des modes obtenus sont donnés dans les 3 directions. Seuls ceux dans la direction longitudinale, qui est la direction à l'étude, seront présentés ici. Le Tableau 3.11 présente tous les modes dans cette direction.

Tableau 3.11 : Principaux modes de la structure et leur masse participante

Modes	Périodes (s)	Masse participante	Masse totale participante
1	0.066	0.639	0.639
2	0.011	0.190	0.829
3	0.004	0.051	0.881
4	0.003	0.035	0.916

Comme cela est recommandé à la section 4.5.3.3 de la norme CSA/CAN-S6-14, les modes qui contribuent pour 90% de la masse totale doivent être considérés dans l'analyse dynamique. La Figure 3-48 représente ces modes.

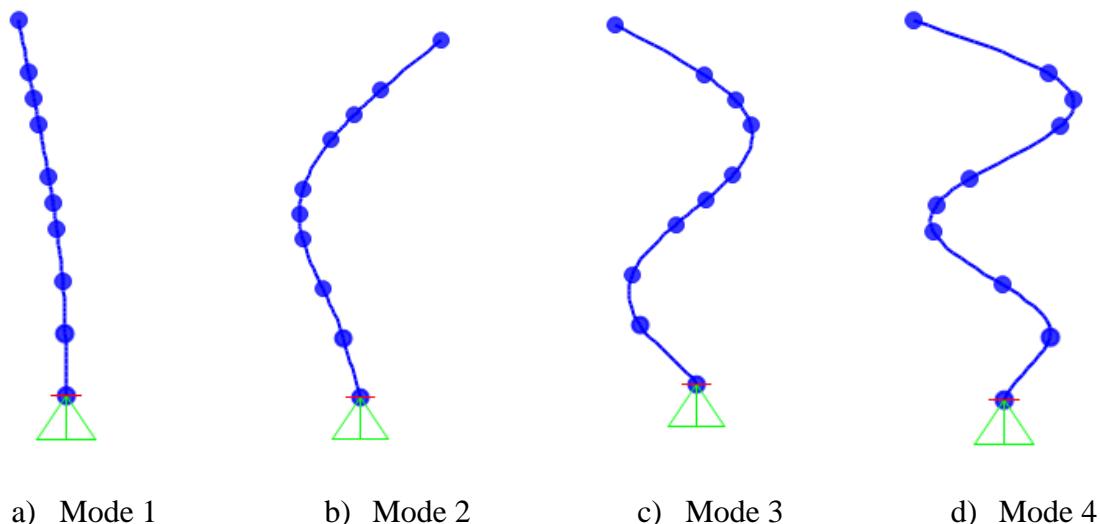


Figure 3-48 : Principaux modes de la structure

Après l'analyse modale, l'analyse spectrale peut être effectuée dans SAP2000. Pour ce chapitre 3, comme la seule région à l'étude est Montréal, seul son spectre de conception sera utilisé ici. Seul le spectre avec une période de retour de 2475 ans sera utilisé, car la conception sera basée sur la force. La Figure 3-49 présente ce spectre qui correspond à un taux d'amortissement de 5%. Il est appliqué uniquement dans la direction longitudinale (suivant l'axe X). Comme les périodes des modes des structures de ponts sont très rapprochées, la section 4.5.3.3 de la norme CSA/CAN-S6-14 recommande d'utiliser une méthode de combinaison modale telles que : CQC ou SRSS. C'est la méthode CQC qui a été utilisée pour cette analyse.

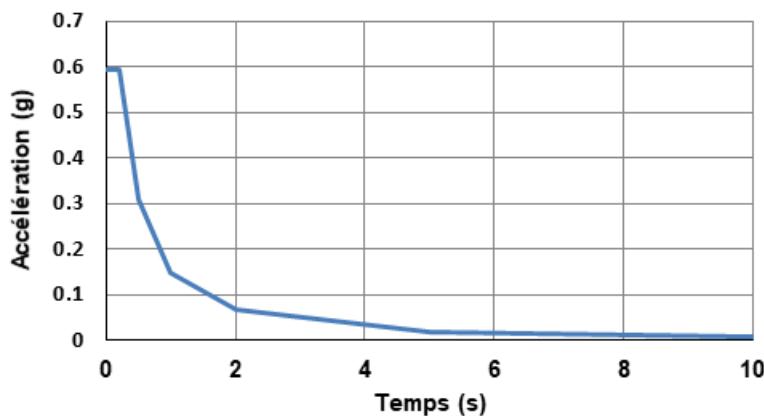


Figure 3-49 : Spectre de conception région de Montréal pour une période de retour de 2475 ans.

3.4.5.3 Amortissement

Le sol de remblai étant granulaire, il aura tendance à amortir les ondes sismiques beaucoup plus que le mur en béton armé. Léger et Javanmardi (2006) ont considéré un taux d'amortissement pour le sol variant entre 10 et 13% dans ses analyses. Par conséquent, un taux amortissement supplémentaire devrait être rajouté dans le modèle pour tenir compte correctement de l'amortissement du sol. Or, avec ce modèle pseudo-statique cela n'est pas possible, car le sol de remblai n'est pas modélisé dans SAP2000, c'est juste les efforts issus de sa rupture sismique qui sont appliqués sur le mur de soutènement. Au final pour ce modèle l'unique taux d'amortissement utilisé sera celui de 5% issu du spectre de conception.

3.4.5.4 Combinaisons de charges

Les résultats des analyses issus de cinq combinaisons de charges seront présentés. Les deux premières combinaisons servent de comparaison alors que les trois dernières sont les combinaisons de charges recommandées par le Manuel de conception des structures du MTQ, et présentée en détail à la section 2.4.1.1.

- **Spectre + Statique** : Dans cette combinaison, l'analyse spectrale du mur de soutènement sera combinée à la pression active statique du sol sur le mur (P_a). La comparaison de ce cas de charge avec les autres, permettra de voir l'écart relatif au niveau des efforts de flexion à la base du mur lorsqu'on néglige le comportement sismique du sol dans le calcul d'efforts.
- **Superposition** : Ici les charges sont les mêmes que celles conseillées par le Manuel de conception des structures (2018), mais toutes les pondérations choisies sont de 1.0. Soit : $1.0 P_{ae} + 1.0 P_{ir} + 1.0 T_{ab}$. Cette combinaison de charge présente la simultanéité des charges sur la structure.
- **Combinaisons recommandées** : Les trois combinaisons recommandées par le MCSQ sont les suivantes :
 - **MCSQ 1** : $1.0 P_{ae} + 0.5 P_{ir} + 0.5 T_{ab}$
 - **MCSQ 2** : $0.5 P_{ae} + 1.0 P_{ir} + 0.5 T_{ab}$
 - **MCSQ 3** : $0.5 P_{ae} + 0.5 P_{ir} + 1.0 T_{ab}$.

où

P_{ae} : poussée latérale sismique ;

T_{ab} : réaction horizontale provenant du tablier ;

P_{ir} : force d'inertie de la fondation ;

Seul le moment à la base du mur sera étudié, car la charge active sismique P_{ae} a été modélisée comme une charge ponctuelle. Par conséquent le déplacement horizontal au sommet du mur obtenu avec SAP2000 ne sera pas le déplacement dans les conditions sismiques.

3.4.5.5 Moment à la base du mur

Le Tableau 3.12 présente les valeurs des moments à la base du mur de la culée pour les différentes combinaisons alors que la Figure 3-50 illustre l'amplitude des efforts sur la hauteur du mur permet de constater la combinaison de charges la plus critique proposée par le MCSQ, est celle qui pondère la charge P_{ae} à 1.0 (MCSQ 1). Cela montre ainsi que cette charge est la plus critique vis-à-vis du moment à la base. De plus, les écarts par rapport à la combinaison spectre+statique montrent qu'une conception sans prise en compte du comportement sismique sous-estime les efforts de 25% par rapport à la méthode MCSQ.

Enfin, la combinaison de charge Superposition présente une surestimation de 31% par rapport au cas le plus critique du MCSQ (MCSQ 1) ($997/761=1.31$). Ainsi, lorsqu'on ne considère pas la simultanéité des charges, c'est de cet écart qu'on sous-estime les efforts. Une analyse plus approfondie de cette combinaison va être faite dans la section 3.6 pour savoir si c'est réellement pertinent de ne pas envisager cette simultanéité.

Tableau 3.12 : Moment de flexion pour les cinq combinaisons de charge

	Spectre +Statique	Superposition	MCSQ 1	MCSQ 2	MCSQ 3
Moment (kN·m/m)	572	997	761	588	646
Ratio Combinaison sur Spectre+Statique	1.0	1.74	1.33	1.03	1.13

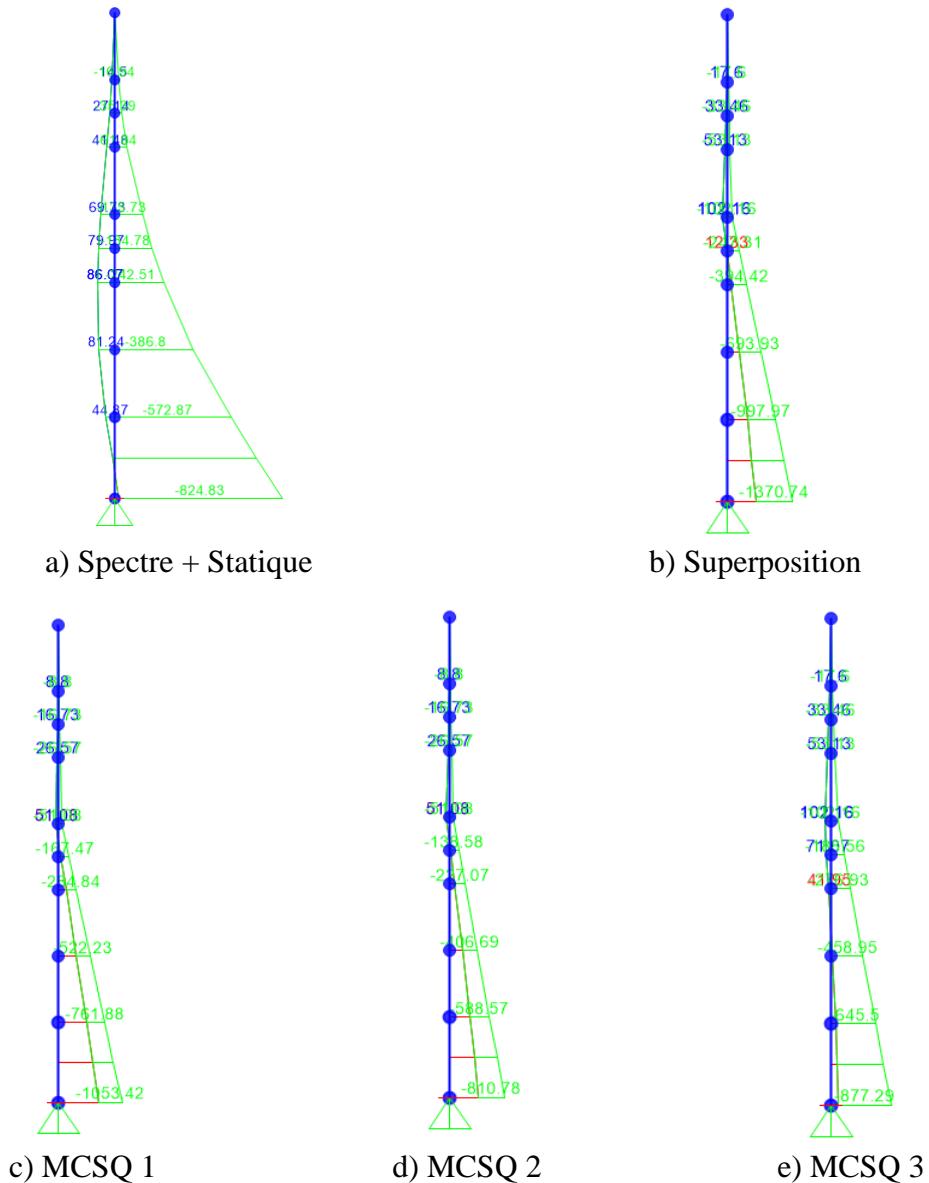


Figure 3-50 : Résultats de l'analyse statique avec SAP2000

3.5 Méthode dynamique simplifiée

L'objectif de ce paragraphe est de présenter de façon détaillée la modélisation du problème de référence grâce à la méthode d'analyse dynamique simplifiée. Comme cela a été présenté dans le chapitre 2, il existe dans la littérature trois grands types de modèles simplifiés : (i) le modèle avec des masses concentrées sur la face externe du mur ; (ii) le modèle avec des connecteurs rigides et des poutres en cisaillement et (iii) le modèle avec des ressorts et des poutres en cisaillement. Le

dernier est le plus utilisé et est celui qui se rapproche le plus du comportement réel. Léger et Javanmardi (2006) ont proposé une amélioration du troisième modèle pour les barrages qui permet de modéliser l'interface de contact et c'est cette variante qui a été utilisée comme modèle de départ dans l'élaboration de notre modèle simplifié pour ce problème de référence. L'élaboration détaillée de ce modèle sera présentée dans un premier temps et, par la suite, une analyse approfondie de l'évolution des déplacements et des moments dans le temps sera faite.

3.5.1 Modélisation du remblai compacté

Le volume de remblai de dimensions $H \times 3H$ qui a été utilisé pour le modèle éléments finis est celui qui sera utilisé ici. Une fois le volume choisi, il faut déterminer les paramètres des poutres en cisaillement pour modéliser le sol du remblai, afin que les mouvements relatifs du sol et de la structure soient correctement décrits. En effet comme discuté dans la section 2.5.4, Léger et Javanmardi (2006) ont effectué des études paramétriques complémentaires avec le modèle simplifié et sont arrivés à la conclusion qu'un minimum de 3 poutres en cisaillement était nécessaire pour représenter les déplacements horizontaux lors d'une analyse temporelle.

Dans notre problème, chaque élément représentera donc à peu près 1/3 du volume total de remblai. Pour être consistant avec le maillage du mur, la discrétisation verticale de chaque élément de poutre en cisaillement sera la même que celle-ci, soit à chaque mètre. Cette hauteur de discrétisation sera notée h ($h = 1$ m). La Figure 3-51 permet de mieux comprendre cette discrétisation.

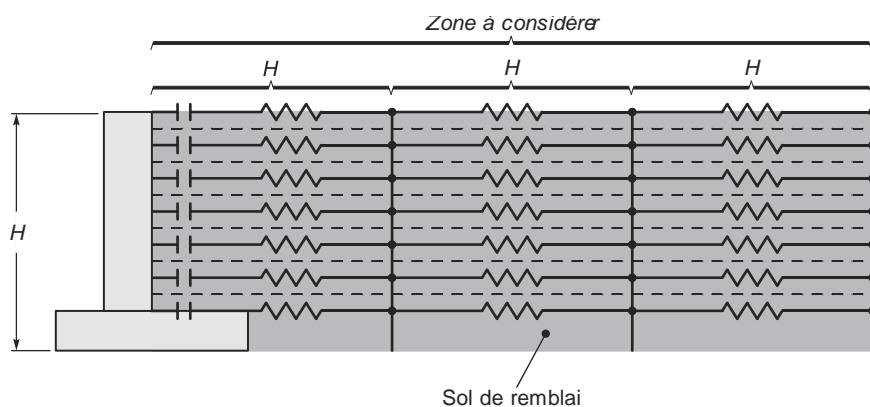


Figure 3-51 : Représentation du volume de sol par 3 poutres en cisaillement

Par la suite, il faut déterminer les paramètres des principaux éléments constitutifs du modèle de sol compacté. Selon le modèle simplifié de Léger et Javanmardi (2006), les 3 éléments suivants sont les principaux à considérer.

3.5.1.1 Ressorts

Leur objectif des ressorts (Flexible links dans la littérature) est de connecter l'action lointaine du sol modélisé par des éléments de poutres en cisaillement, à celle proche de la structure (mur). Ils permettent ainsi de simuler d'une certaine manière la propagation de l'onde dans le sol, jusqu'à la structure. L'équation (2.15) détaille l'expression de la rigidité axiale de ces ressorts. Avec $E = 230 \text{ MPa}$ pour le module d'Young de remblai, et $= 6 \text{ m}$, car la distance entre chaque rangée d'élément de poutre en cisaillement est de H . L'aire A quant à elle dépend de la zone étudiée. Trois zones d'étude ont été choisies :

- Zone supérieure : $A = L h/2$
- Zone intermédiaire : $A = L h$
- Zone rotule plastique : $A = L (h/2 + L_{ps})$.

où L_{ps} : longueur rotule plastique dans la semelle.

La Figure 3-52 représente le découpage en fonction des aires tributaires qui a été fait.

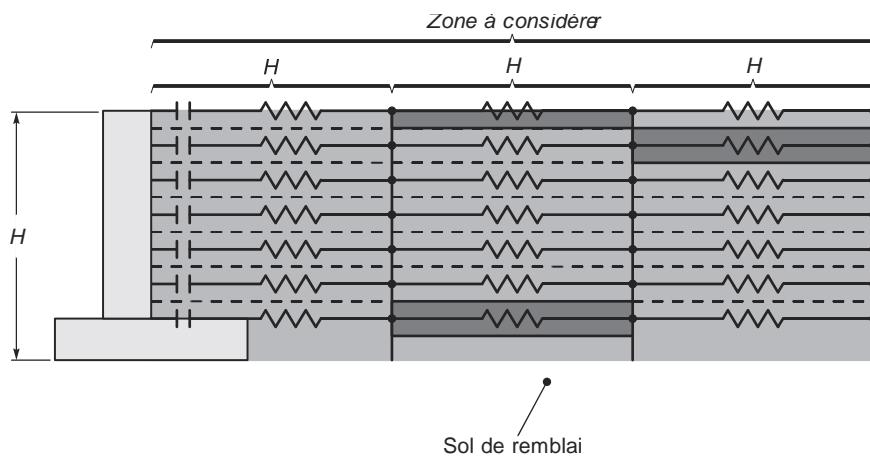


Figure 3-52 : Distinction des aires tributaires nécessaires au calcul de la rigidité axiale des ressorts

3.5.1.2 Poutres en cisaillement :

La modélisation des poutres en cisaillement (ou shear-beams dans la littérature) requiert une attention particulière car ces éléments servent à décrire le comportement du sol. La première chose à mettre en place c'est une équivalence de rigidité entre le modèle de sol et le modèle de poutre. La Figure 3-53 illustre l'équivalence qui a été faite. L'étape suivante consiste à trouver l'inertie I qui vérifie cette équivalence et à l'introduire dans le modèle de poutres en cisaillement. La troisième étape est de bloquer tous les degrés de liberté (DDL) aux extrémités de la poutre, sauf la translation dans la direction de l'excitation sismique. Ce blocage permet de s'assurer que seule la rigidité en cisaillement sera sollicitée lors de l'excitation sismique. Il faut également tenir compte des aires tributaires qui ne sont pas les mêmes (zones supérieure, intermédiaire et de rotule plastique).

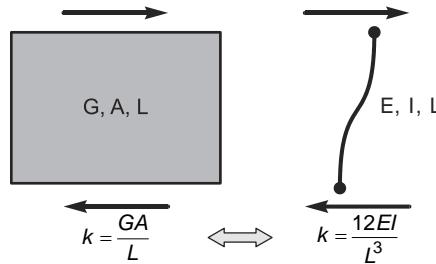


Figure 3-53 : Équivalence entre modèle de sol réel et de celui de poutre en cisaillement

3.5.1.3 Éléments de contact :

De même que Léger et Javanmardi (2006), des éléments de contact (gap elements dans la littérature) pouvant s'activer uniquement en compression sont insérés à l'interface mur-sol. Par conséquent lorsque le mur se déplace vers le sol (butée) ces éléments se compriment et assurent le transfert des efforts entre le sol et la culée. Dans le sens inverse ils ne transmettent aucun effort. Pour s'assurer que ce comportement soit considéré par SAP2000, une analyse modale non linéaire appelée *FNA* ou « *Analyse transitoire non linéaire* » a été effectuée et les propriétés non linéaires des éléments de contact dans la direction longitudinale ont été introduites.

Toutes ces précautions doivent être prises, car le comportement dans un sens n'est pas le même dans l'autre et une analyse linéaire fausserait les résultats. La rigidité axiale en compression est la même que celle des ressorts. La dernière propriété à insérer est celle de la valeur de l'écart (ou

« GAP » dans SAP). Dans notre analyse elle est nulle car la structure et le sol sont en contact direct au repos. Ainsi dès que le mur s'éloigne du sol, l'élément « GAP » s'étire sans opposer aucune résistance alors qu'il se comprime en offrant une résistance lorsque le mur touche au sol.

3.5.1.4 Modélisation de la frontière :

Contrairement au modèle de sol de Léger et Javanmardi (2006) qui était fini, celui du remblai étudié dans ce projet est semi-infini. Il est donc primordial de modéliser correctement la condition de frontière, pour que la réflexion de l'onde sismique sur cette dernière soit bien prise en compte. Pour le faire efficacement, un élément de poutre en cisaillement supplémentaire a été rajouté au modèle. Cet élément est fixe et est connecté au dernier élément de poutre en cisaillement par une série de ressorts de même rigidité que les ressorts axiaux précédents. Cette méthode a été préférée à celle qui consiste à fixer la dernière poutre en cisaillement (la plus éloignée de l'interface) sans rajouter une nouvelle, car cela annulerait la rigidité de la rangée de sol près de la frontière. Avec l'option choisie le dernier volume de sol est toujours pris en compte dans la résistance en cisaillement. La Figure 3-54 présente le modèle final obtenu dans SAP2000 après avoir appliqué tous ces changements. L'influence de la frontière est étudiée à l'Annexe C.

Le diagramme de moment dans le mur obtenu avec ce modèle suite à une analyse préliminaire temporelle avec le séisme MC1 est présenté sur la Figure 3-55. La distribution du moment le long du mur ne concorde pas du tout avec celui d'une poutre en porte à faux. Par conséquent une telle modélisation n'est pas valable. Cette répartition, montre que comme le mur et le sol sont connectés ils ont tendance à interagir comme un élément unique. C'est pourquoi le mode de résistance du mur est très semblable à celui du sol.

Suite, à cette observation une contrainte en déplacement selon X a été ajoutée pour permettre que les efforts du sol soient transmis au mur et non distribués par strates comme précédemment. La Figure 3-56 présente ce nouveau modèle, et la Figure 3-57 montre la nouvelle distribution du moment le long du mur.

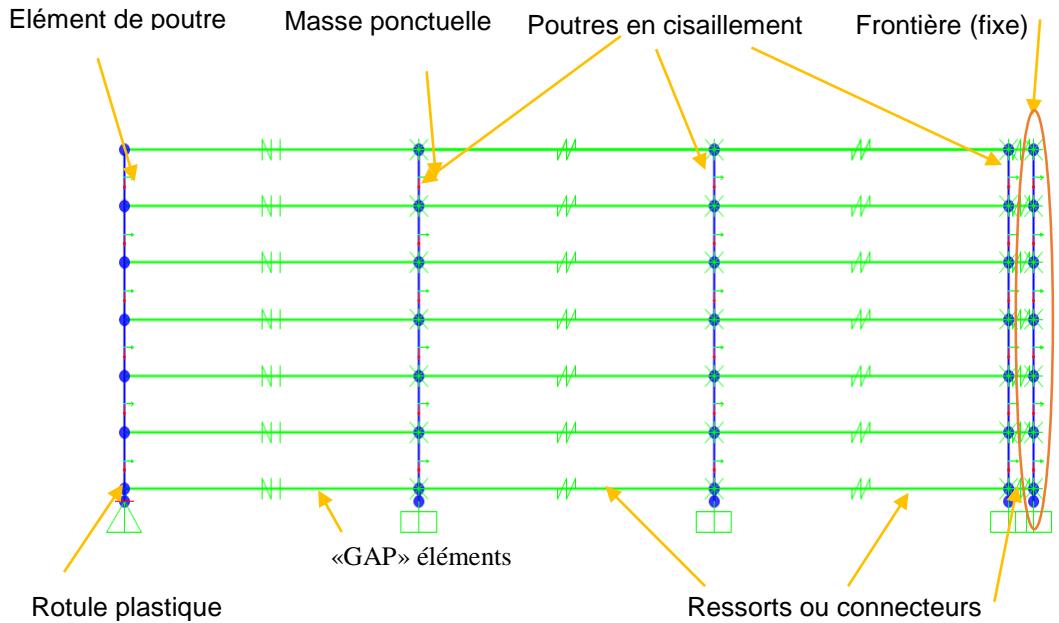


Figure 3-54 : Modèle simplifié du mur et du sol sans contrainte en translation longitudinale à l'interface.

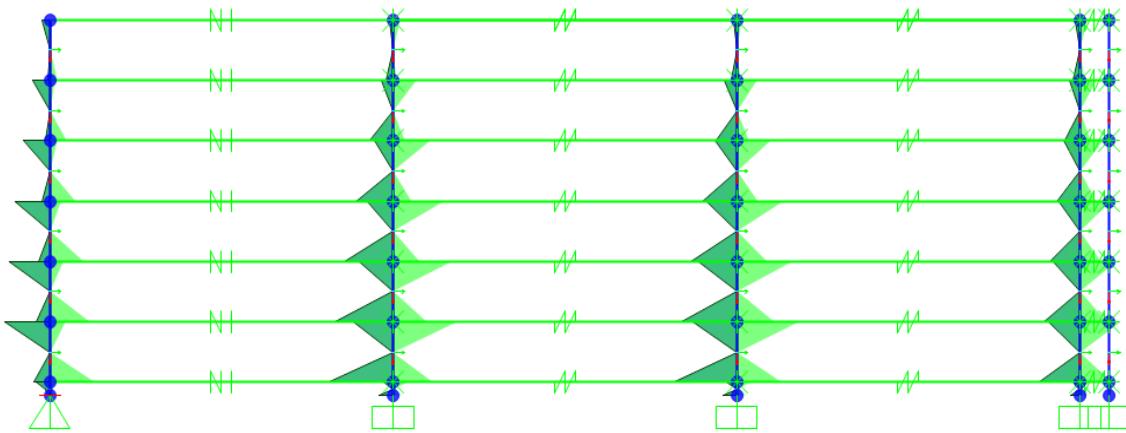


Figure 3-55 : Diagramme du moment de flexion pour le modèle simplifié sans contrainte en translation longitudinale à l'interface.

Contrainte d'égalité : translation selon l'axe X

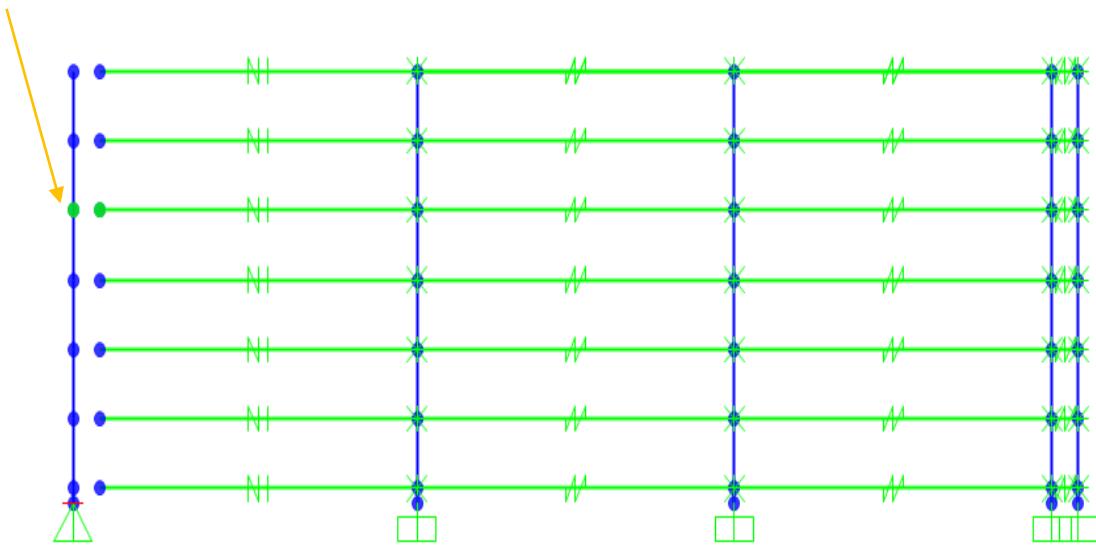


Figure 3-56 : Modèle simplifié du mur et du sol avec contrainte en translation longitudinale à l'interface.

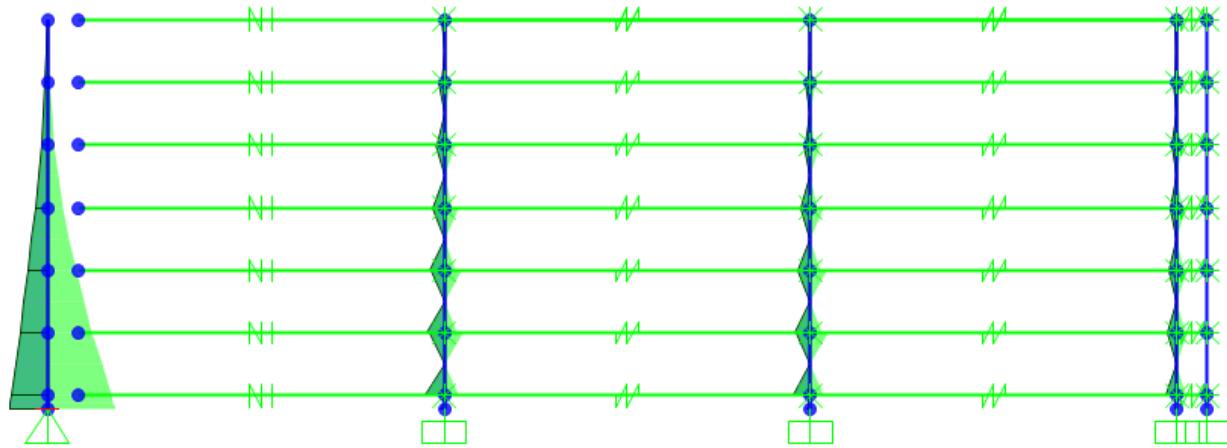


Figure 3-57 : Diagramme du moment de flexion du modèle avec contrainte en translation longitudinale à l'interface.

3.5.2 Résultats

L'objectif de cette partie est de présenter tous les résultats importants obtenus pour la méthode dynamique simplifiée. Comme pour la méthode pseudo-statique, la présentation de l'analyse

modale de la structure sera faite dans la première partie. Dans la deuxième partie, l'étude du moment à la base dans le temps sera présentée.

3.5.2.1 Validation statique

Comme pour la méthode pseudo-statique, il faut valider au préalable le comportement statique de la structure. La Figure 3-58 présente la charge statique active qui a été appliquée. Le diagramme de moment de la Figure 3-59 n'est pas celui qui est attendu. Premièrement le moment à la base est plus faible, 198 kN-m/m au lieu de 264 kN-m/m soit un ratio de 75%. De plus il y a une légère traction en partie supérieure du mur. Ces effets proviennent de la connexion qui lie le sol et le mur. Celle-ci occasionne une légère redistribution des efforts dans le sol voisin. Par conséquent, il va falloir ajouter l'effet de la charge statique manuellement, pour éviter ce phénomène.

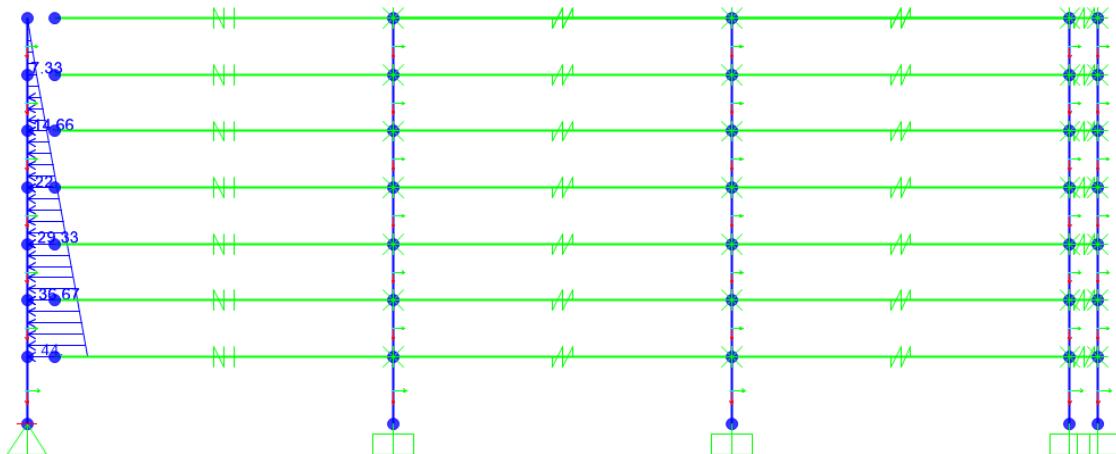


Figure 3-58 : Application de la pression active statique

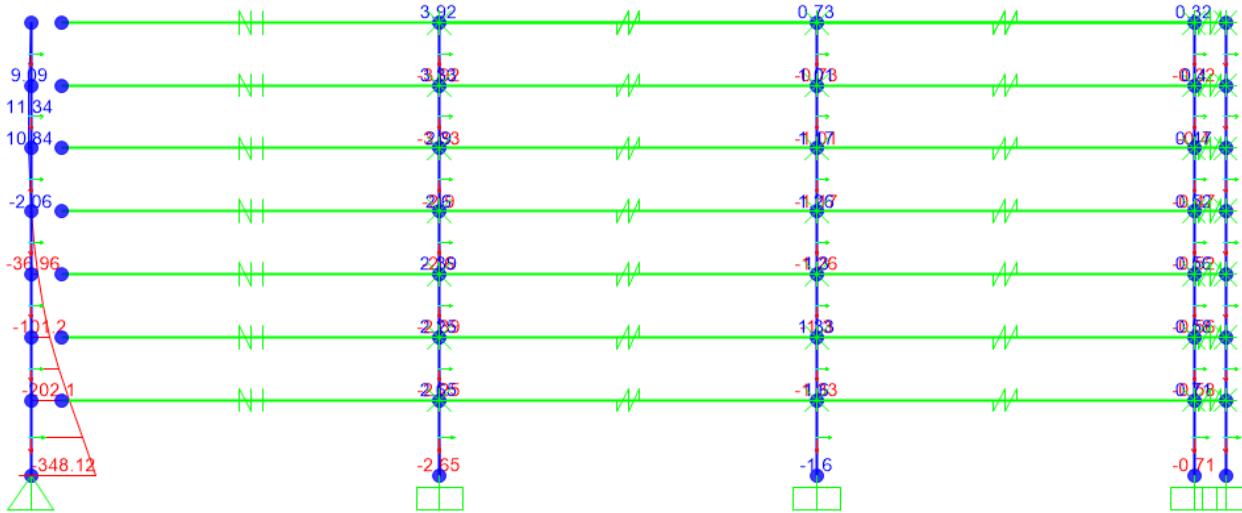


Figure 3-59 : Diagramme du moment de flexion dû à la pression active statique.

3.5.2.2 Analyse modale et calibration des séismes

Dans la direction longitudinale, ce sont les 22 premiers modes qui contribuent pour 90% pour la masse modale participante. Le Tableau 3.13 présente les périodes et les masses participantes du 1^{er} et du 5^{ème} mode. Le mode 1 domine largement la réponse spectrale. La Figure 3-60 présente la déformée associée à ce mode.

Tableau 3.13 : Les modes qui participent pour 90% de la masse modale totale

Modes	Période (s)	Masse participante	Masse totale participante
1	0.12	0.78	0.78
5	0.048	0.11	0.95

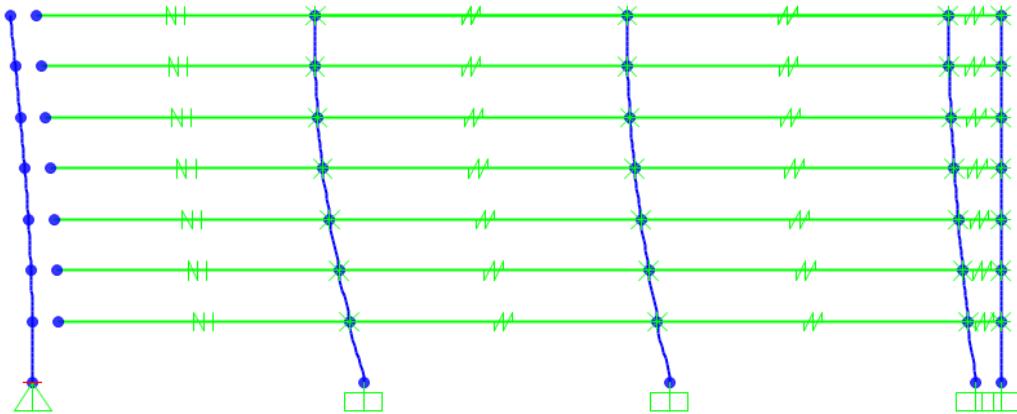


Figure 3-60 : Mode fondamental de la structure

Le mode 1 et le mode 5 sont utilisés pour effectuer la calibration des séismes tel que décrit à la section 2.1.3. Cela permet d'obtenir les périodes $T_{min} = 0.0212$ s et $T_{max} = 1.5$ s, en utilisant l'équation (2.1) . Les facteurs de calibration obtenus pour les onze séismes sont les mêmes que pour le modèle non linéaire, voir Tableau 3.7.

3.5.2.3 Analyse temporelle

L'objectif de ce projet est d'obtenir les efforts qui s'exercent sur la culée et les premiers résultats à analyser seront les moments de flexion à la base du mur de soutènement. Le moment a été récupéré précisément à la jonction mur-semelle. Comme, il cela a été mentionné lors de la validation statique, il faut additionner les valeurs de moments de flexion issus de l'analyse sismique à la valeur issue de l'analyse statique.

Le Tableau 3.14 montre que les valeurs de moments obtenus uniquement par la sollicitation sismique. Les moments varient entre 608 et 1076 kN·m/m, valeurs qui sont dues respectivement aux séismes MC1 et MC2.

Tableau 3.14 : Moment de flexion uniquement sismique à la base du mur

Séismes et Moments (kN-m/m)										
MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11
608	1076	1072	694	796	854	961	751	946	1075	664

En ajoutant la charge statique $M_o = 264 \text{ kN} - \text{m/m}$ le moment final total pour un séisme « i » s'exprime comme suit : $M_i = M_o + M_{ci}$. Les valeurs de M_i sont regroupées dans le Tableau 3.15. Par conséquent, les valeurs finales varient entre 872 kN-m/m et 1340 kN-m/m.

Tableau 3.15 : Moment de flexion total à la base du mur

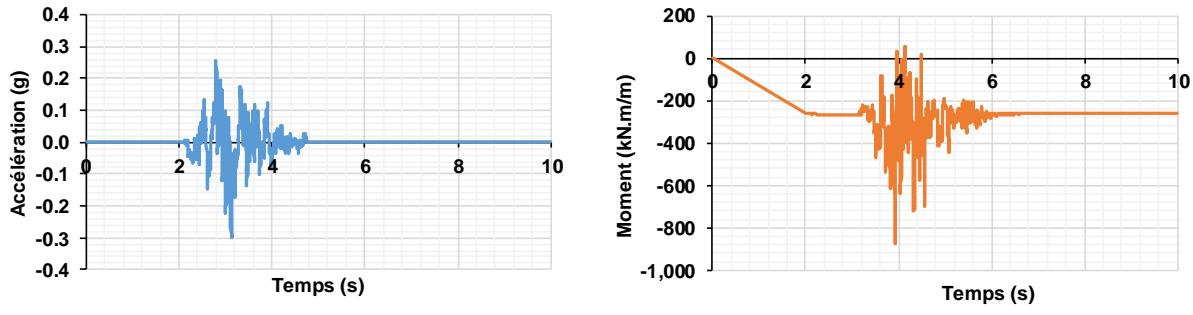
Séismes et Moments (kN-m/m)										
MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11
872	1340	1336	958	1060	1118	1225	1015	1210	1339	928

	Minimum MC1	Maximum MC2	Moyenne
M (kN-m/m)	872	1340	1128

Afin de valider le comportement de la structure pendant le séisme, l'analyse de l'évolution dans le temps du moment est indispensable. La Figure 3-61 et la Figure 3-62 présentent le moment longitudinal de flexion à la base du mur pour les séismes MC1 et MC2 respectivement.

- **Intervalle [0-2s] sur $M=f(t)$** : Dans cet intervalle c'est l'établissement de la phase statique. Le moment atteint la valeur de 264 kN-m/m qui a été obtenue lors de la validation statique.
- **Pic d'accélération au sol** : L'accélération maximale est enregistrée au sol pour les 2 séismes entre [3.6-4s] pour MC2 et [2.4-3.6s] pour MC1. Les valeurs d'amplitude de moment maximal sont atteintes légèrement avant. Cette différence peut s'expliquer par une amplification dynamique dans la structure.

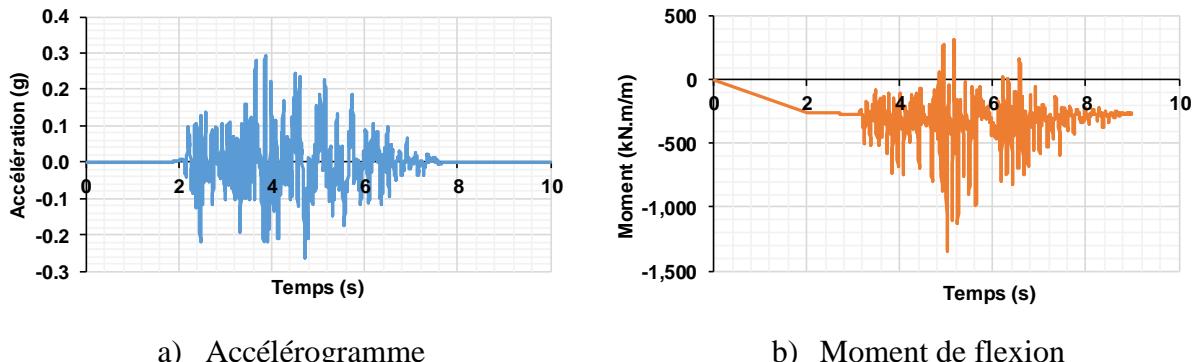
- **Déformations élastiques :** Le sol étant linéaire, les déformations dans la structure seront toujours élastiques. Cela peut s'observer à travers l'oscillation du moment et des déplacements de part et d'autre de la valeur statique initiale.



a) Accélérogramme

b) Moment de flexion

Figure 3-61 : Évolution du moment de flexion sous l'effet du séisme MC1



a) Accélérogramme

b) Moment de flexion

Figure 3-62 : Évolution du moment de flexion sous l'effet du séisme MC2

3.6 Comparaison des méthodes d'analyse

Cette partie compare les trois principales méthodes d'analyse qui viennent d'être présentées. L'analyse modale, le déplacement au sommet du mur, la pression derrière le mur et enfin le moment à la base sont les critères suivant lesquels les méthodes seront comparées dans cette partie. Les 5 combinaisons de charge à comparer sont les suivantes.

- **Spectre+Statique** : C'est le même cas de charge que dans la section 3.4.5.4. Son objectif est le même.
- **MCSQ** : C'est la combinaison la plus critique (MCSQ 1) des 3 combinaisons proposées par le Manuel de Conception des Structures (2018) du MTQ.
- **Superposition** : $1.0 \text{ Pae} + 1.0 \text{ Pir} + 1.0 \text{ Tab}$
- **Dynamique simplifiée** : L'analyse dynamique du modèle simplifiée présenté à la section 2.5. La comparaison de cette analyse avec le reste permettra de savoir qu'elle pondération il faudra affecter aux efforts à la base du mur pour se rapprocher du modèle numérique.
- **Numérique non-linéaire** : L'analyse numérique non-linéaire effectuée avec ABAQUS, va servir de référence dans cette analyse comparative.

3.6.1 Analyse modale

La première comparaison des modèles se fait sur les périodes de la structure car celles-ci guident la réponse spectrale et temporelle. Dans le Tableau 3.16 la période de la méthode pseudo-statique est associée à la période du mur de soutènement sans le sol de remblai. Cette méthode englobe les trois cas de chargement pseudo-statiques. L'analyse des écarts relatifs permet de constater que la structure devient plus de 28% flexible avec le sol. Cette rigidité va se traduire par une sérieuse augmentation des efforts dans la structure comme indiqué dans le Tableau 3.17. D'où l'importance de modéliser le sol lors d'une conception parasismique interaction sol-structure. La comparaison des périodes des modèles simplifiés et numériques montre qu'il y a un écart de 25% entre ces modèles. Le modèle simplifié est un peu plus flexible que le modèle éléments finis.

Tableau 3.16 : Périodes obtenues avec les trois méthodes d'analyse

	Pseudo-statique	Dynamique simplifiée	Numérique non linéaire
$T_{fondamentale}$ (s)	0.066	0.12	0.091
T_{90} (s)	0.0002	0.048	0.063
Ratio (Méthode/Numérique)- $T_{fondamentale}$	0.725	1.32	1.0

3.6.2 Moment de flexion à la base du mur

La dernière analyse comparative s'effectue sur les résultats de moment flexion obtenus à la base du mur de soutènement. Le Tableau 3.17 présente les valeurs spectrales obtenues pour les 3 premiers cas de chargement et la moyenne des 11 séismes pour les 2 derniers. C'est la moyenne qui est utilisée pour la comparaison, car c'est elle qui servira à la conception selon CNBC (2015).

La première observation qui peut être faite sur la méthode proposée par le Manuel de conception des structures du MTQ. Celle-ci surestime les efforts d'un écart d'environ 36% par rapport à la réponse non linéaire. Par contre lorsqu'aucune pondération n'est faite sur les charges (Superposition), c'est un écart de d'environ 49%. L'hypothèse d'une surestimation des efforts lorsqu'on envisage la simultanéité des efforts est validée.

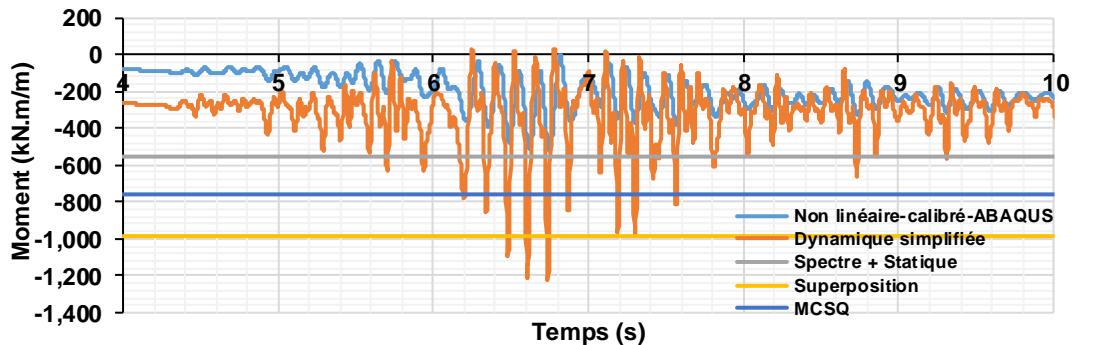
Enfin la méthode dynamique simplifiée surestime les efforts de 57%. Cette surestimation provient en grande partie de la non linéarité du modèle de sol qui n'est pas du tout prise en compte.

Tableau 3.17 : Moment à la base du mur pour les différents cas de chargement

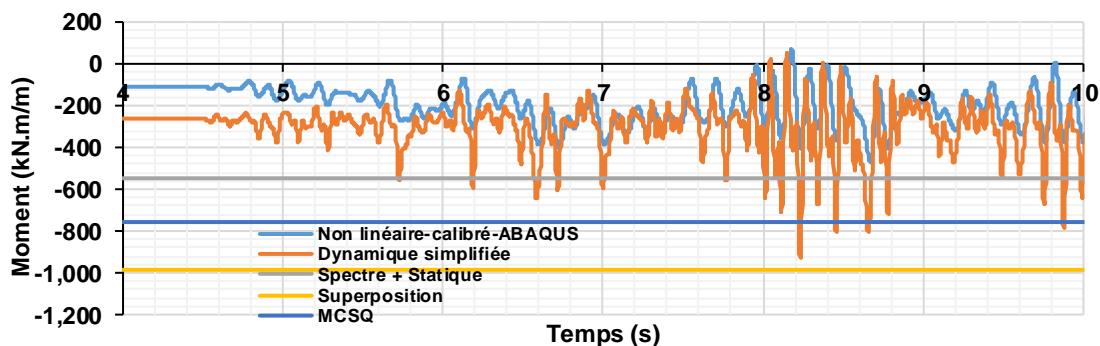
	Spectre +Statique	MCSQ	Superposition	Dynamique simplifiée	Numérique non-linéaire
M (kN·m/m)	572	761	997	1128	488
(Méthode/NNL)	1.2	1.6	2.0	2.3	1.00
(Méthode/SS)	1.0	1.3	1.7	2.0	0.9

L'évolution du moment dans le temps pour les séismes les séismes MC7 et MC11 présentée à la Figure 3-63 permet de mener une analyse comparative plus approfondie. Sur la Figure 3-63a le modèle simplifié atteint sa valeur maximale dans le même intervalle de temps [6-7s] en même temps que le modèle numérique non linéaire. De même sur la Figure 3-63b les oscillations du modèle simplifié sont très similaires à celles du modèle éléments finis. Seules les amplitudes diffèrent. Même si le modèle simplifié donne des pics élevés, d'un point de vue dynamique son comportement est très similaire à celui du modèle non linéaire. Pour se rapprocher du comportement non linéaire, il faudrait modéliser les éléments de poutres en cisaillement avec une

loi de comportement non linéaire qui serait semblable à la courbe de réduction de G/Gmax théorique de Darenli (1997).



a) Séisme MC7



b) Séisme MC11

Figure 3-63 : Comparaison de l'évolution dans le temps du moment de flexion à la base du mur.

CHAPITRE 4 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Dans ce chapitre 4, l’interaction sol-structure qui va être étudiée sera celle d’une culée de pont et d’un remblai compacté. Les méthodes de modélisation utilisées pour mener cette étude seront celles qui ont été décrites en détail dans le chapitre 3. L’objectif de ce chapitre étant d’approfondir les résultats, diverses analyses paramétriques seront menées afin de cerner avec plus de clarté le problème qui fait l’objet de ce projet de recherche. Premièrement, le pont sera étudié dans deux régions de l’Est, Montréal et Charlevoix. Par la suite pour chaque région, différentes hauteurs de culée seront envisagées pour voir l’impact de la rigidité de la culée sur la réponse sismique finale. Enfin, des analyses paramétriques seront faites sur des paramètres géotechniques pour déterminer la sensibilité de nos résultats vis-à-vis de ces paramètres. À la fin de ce chapitre, il sera par conséquent possible de connaître quelle est la méthode la plus adaptée pour déterminer les efforts sismiques dans une culée de pont.

4.1 Géométrie du pont et paramètres géotechniques du remblai

4.1.1 Géométrie du tablier

L’objectif principal dans le choix du tablier de pont était de maximiser son poids propre afin d’obtenir des efforts les plus critiques possibles. La modélisation dans SAP 2000 du tablier qui a été choisie, est présentée à la Figure 4-1, et les propriétés des différents éléments constitutifs sont regroupées dans le Tableau 4.1.



Figure 4-1 : Section transversale du tablier

Tableau 4.1 : Charges appliquées sur le tablier

Calcul des charges du tablier							
Éléments	Poids Volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Largeur (m)	Aire (m ²)	Nombre	Poids linéique (kN/m)	Poids linéique total (kN/m)
Dalle (f'_c=50MPa)	24	0.220	13.2	2.90	1	69.70	193
Enrobé	23.5	0.065	12.3	0.80	1	18.79	
Parapet	24	-	-	0.37	2	17.76	
Poutres-NEBT1600	24.5	-	-	0.59	6	86.58	

Tableau 4.2 : Résistance en compression f'_c

Résistance en compression - f' _c (MPa)		
Dalle	Culée	Poutres-NEBT1600
30	35	50

4.1.2 Géométrie de la culée

La géométrie de la culée a été choisie en respectant les limites qui sont prescrites par le Tome III du MTQ. La géométrie type utilisée est présenté sur Figure 4-2. Les ratios entre les différentes dimensions qui sont présentés dans le Tableau 4.3, résultent d'une entente avec les ingénieurs du Ministère des transports du Québec.

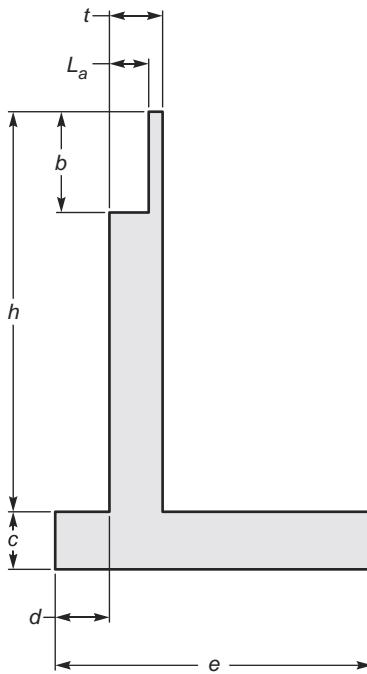


Figure 4-2 : Paramètres définissant la géométrie d'une culée type

Tableau 4.3 : Dimensions de la culée type

Largeur du mur garde-grève a (mm)	Profondeur de l'assise b	Épaisseur de la culée t (mm)	Épaisseur de la semelle c	Largeur de la semelle e	Pince d	Largeur-de l'assise L_a (mm)
300	$L/20$	1200	t	$0.8H$	t	900

Hauteurs de culée H (m)
6
8
10

- a - Largeur du mur garde-grève :** Pour une culée préfabriquée le recouvrement des barres dans le mur garde-grève doit être de 60 mm comme indiqué dans le Tableau 2.8-3 du Tome III du chapitre 2 de la norme du MTQ. Il est possible de réduire cette valeur à 50 mm pour la face du mur qui est en contact avec le remblai, car celle-ci n'est pas exposée aux agents

extérieurs (sels, etc.). Pour une conception avec des barres de 35M, une largeur de 300 mm sera suffisante.

- **b - Profondeur de l'assise** : D'après le Tableau 1.8-1 du Manuel de Conception des structures au Québec (2018) du MTQ, le ratio à considérer est de $L/25 + 200 + 50$ mm (gousset). Pour une portée de $L = 40$ m, on aura au minimum 1850 mm. Ainsi avec une profondeur de $L/20 = 2000$ mm ce critère est vérifié.
- **t - Épaisseur de la semelle** : Dans le but de conserver le même coffrage pour la culée, une épaisseur standardisée de 1200 mm sera utilisée, pour toutes les hauteurs de culée (6 m à 10 m).
- **e - Largeur de la semelle** : Une étude rapide du ratio $e/H = 0.8, 0.9$ ou 1 pourra être faite pour la région de Charlevoix, afin de voir s'il y a une influence.
- **d - Pince** : Elle a été choisie de façon arbitraire en se basant sur des plans de culées.
- **c = t** : car la culée reposant sur une fondation rocheuse. Dans le cas d'une culée sur pieux, cette hypothèse n'est plus valable.
- **Le corbeau** n'a pas été considéré car peu d'influence sur l'analyse dynamique avec interaction sol-structure.

Les paramètres géotechniques du remblai et de la fondation rocheuse sont ceux qui ont été utilisées au chapitre 3.

4.2 Modélisation

L'objectif de ce paragraphe est de présenter uniquement les modifications qui ont été apportées aux trois modèles du chapitre 3 afin de modéliser le tablier et la culée de pont. Comme l'interaction culée-remblai étudiée dans ce chapitre est celle qui se produit dans la direction longitudinale, la modélisation de notre pont se fera uniquement suivant celle-ci. La modélisation complète du pont (dans la direction longitudinale et transversale) sera abordée dans le chapitre 5. Enfin toutes les illustrations des chargements appliqués et de la géométrie seront faites pour une culée de 10 m à Charlevoix.

4.2.1 Méthode numérique non linéaire

4.2.1.1 Modélisation du tablier

Le tablier a été modélisé par un élément de type *2D/Deformable*, de dimensions faibles avec une rigidité très élevée pour se rapprocher du cas limite d'une masse ponctuelle dans ABAQUS. Ce choix a été fait pour les raisons suivantes :

- **Complexité** : Une modélisation complète du tablier augmenterait la difficulté de convergence du modèle de pont. En effet le nombre d'éléments finis combinés avec toutes les non linéarités (géométriques, matériaux et de contact) présentent dans ce modèle, compliqueraient énormément la convergence.
- **Temps de calcul** : Même si les analyses réussissaient à converger, le temps de calcul se verrait rallonger et les analyses risqueraient d'être interminables. Or le nombre de modèles numériques à analyses étant très grand, cette option a été abandonnée.
- **Résistance du Tablier** : Dans une analyse sismique de pont, le tablier ne reprend aucun effort dans la direction longitudinale. Par conséquent, sa rigidité n'a aucune influence ici, uniquement sa masse a importante pour les analyses. C'est pourquoi la masse ponctuelle de tablier sera attachée à l'élément structural qui résiste aux efforts dans cette direction, à savoir la culée de droite dans ce chapitre.

La géométrie du tablier est par conséquent, une petite section rectangulaire. Les dimensions sont indiquées dans le Tableau 4.4. Les dimensions ont été choisies pour avoir l'élément le plus petit possible qui pourrait s'accorder sur l'assise, d'où le choix de 100 mm comme épaisseur, qui est égale à la taille de l'élément du maillage de la culée. 900 mm est la largeur de l'assise des poutres. Cette masse ponctuelle est liée à la culée par la contrainte de type « *Tie* » qui est la contrainte qui lie la semelle à la fondation rocheuse.

En ce qui concerne le matériau, une rigidité très élevée par rapport à celle du béton de la culée doit être utilisée. Cette masse doit être plus rigide que la culée, c'est pourquoi la valeur du module d'Young de l'acier a été affectée à cette masse pour remplir ce critère.

Tableau 4.4 : Propriétés géométriques et caractéristiques du matériau du tablier du pont.

Section		Matériau	
Épaisseur (mm)	100	Densité ρ (tonnes/m ³)	662.4
Largeur (mm)	900	Module d'Young E (MPa)	200000

4.2.1.2 Modélisation de la culée

Dans la modélisation de la culée le seul ajout qui a été fait est de créer des partitions pour guider le maillage afin qu'il soit régulier et avec la même taille entre le mur garde-grève et le mur de front. Un maillage régulier est nécessaire pour faciliter la convergence des analyses numériques.

4.2.1.3 Modélisation de l'interface culée-remblai

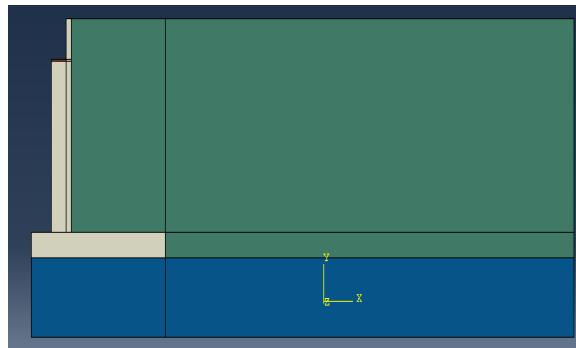
Les paramètres de contact utilisés sont identiques à ceux du chapitre 3, seul la prise en compte du frottement entre la culée et le remblai a été rajouté. En effet pour avoir un modèle le plus réaliste possible, il est important de considérer le frottement à l'interface noté δ . Selon la section 6.7.2 du chapitre 6 du Manuel de conception des structures au Québec du MTQ, cet angle de frottement peut être pris comme $\frac{2}{3}\phi$, pour des éléments de fondations préfabriqués. Pour tenir compte de ce frottement tangentiel d'interface, ABAQUS demande de rentrer le coefficient de frottement μ entre les deux surfaces. Dans notre cas, pour un angle de frottement $\phi = 30^\circ$, on a $\delta = 20^\circ$, soit $\mu = \tan\delta = 0.364$.

4.2.1.4 Modélisation de l'amortissement

C'est toujours un amortissement de Rayleigh qui a été considéré, ici avec un taux d'amortissement de 5% pour la culée et de 10% pour le remblai. Par contre les coefficients d'amortissement ont été recalculés pour chaque hauteur de culée (10 m, 8 m et 6 m), car les périodes ne sont plus mêmes qu'au chapitre 3. Le Tableau 4.5 donne les valeurs d'amortissement calculées à l'aide de l'équation (3.3). La Figure 4-3 présente le modèle final ABAQUS.

Tableau 4.5 : Coefficients d'amortissement de Rayleigh

	Taux d'amortissement	Coefficient de Rayleigh	$H=6\text{ m}$	$H=8\text{ m}$	$H=10\text{ m}$
Culée	5%	α_0	3.77	2.89	2.6
		α_1	0.0006	0.00079	0.0008
Sol	10%	α_0	7.54	5.78	5.2
		α_1	0.0012	0.0016	0.0016

**Figure 4-3 : Modèle final ABAQUS pour une hauteur de 10 m**

4.2.2 Méthode pseudo-statique

Dans le cas du modèle pseudo-statique sur SAP2000, les changements effectués concernent les éléments suivants.

- **La section mur garde-grève :** La section du mur garde-grève a été affectée sur la partie haute de la culée.
- **La masse du tablier :** La masse du tablier a été appliquée à la jonction du mur garde-grève et du mur de front. Elle a été calculée de la façon suivante : $m = \frac{193\text{ kN/m}}{9.81} = 59.62\text{ tonnes}$. La Figure 4-4 montre l'application de cette masse.
- **L'angle de frottement :** Dans cette méthode, l'angle de frottement à l'interface culée-remblai est pris en compte dans le calcul des charges. En effet l'équation (2.5) montre que K_{ae} le coefficient de pression sismique active latérale dépend de l'angle δ . Les charges quant à elles sont toujours appliquées à mi-hauteur de l'ouvrage de soutènement, voir Figure 4-4.

- **Amortissement :** Le taux d'amortissement introduit est toujours de 5%.

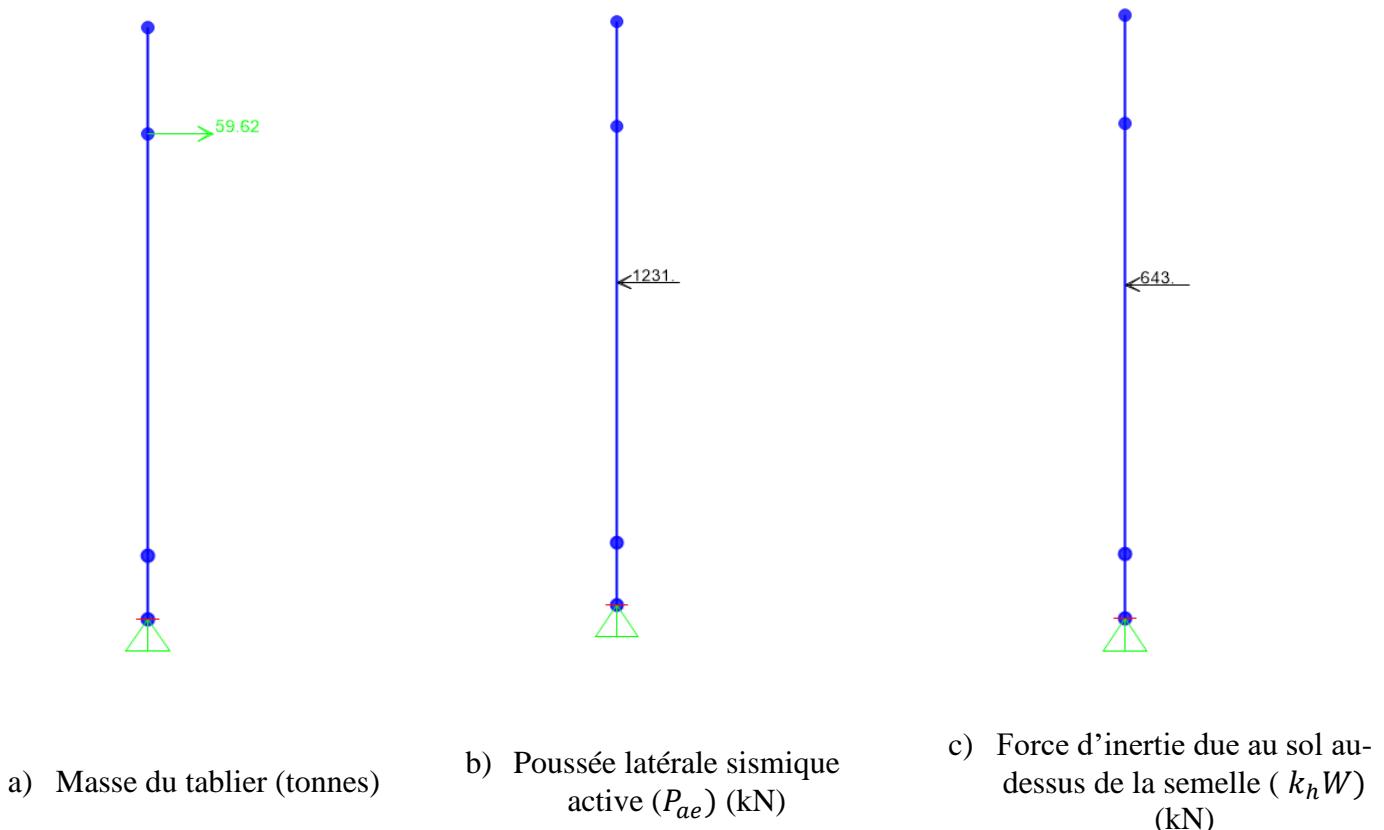


Figure 4-4 : Modélisation dans SAP2000 de la masse du tablier et des charges sismiques appliquées sur la culée du modèle pseudo-statique.

4.2.3 Méthode dynamique simplifiée

Dans le cas du modèle dynamique simplifié sur SAP2000, les changements effectués sur la masse du tablier et la section sont les mêmes que pour le modèle pseudo-statique. L'angle de frottement à l'interface culée remblai (δ) est aussi pris en compte, mais uniquement dans la composante statique de la pression active, voir l'équation (2.3). Le taux d'amortissement est pris égal à 10% pour tous les séismes. La Figure 4-5 illustre les efforts appliqués sur la culée.

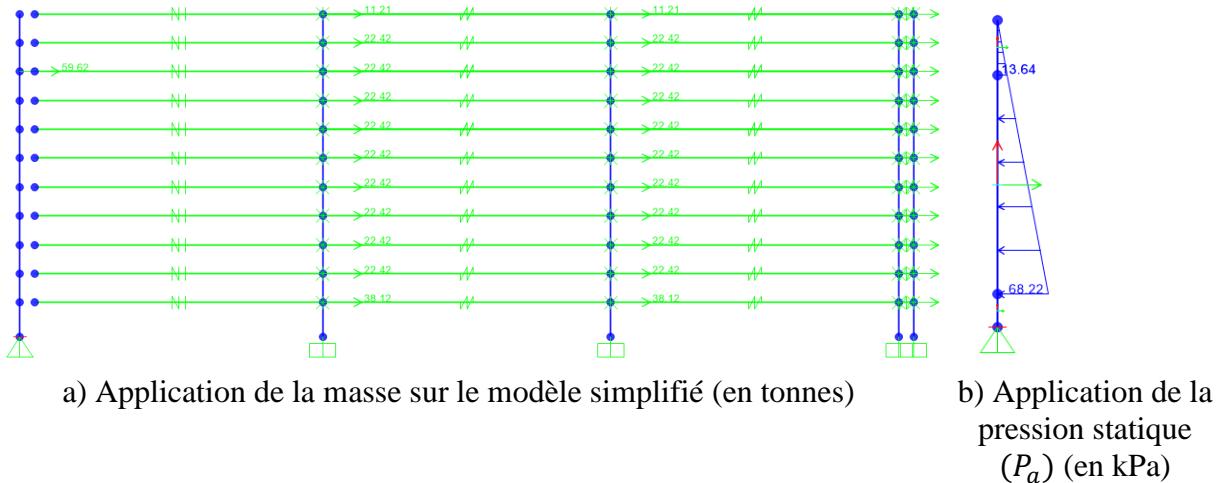


Figure 4-5 : Modèle de pont simplifié dans la direction longitudinale

4.3 Résultats des analyses

L'objectif de cette partie est de présenter les résultats importants obtenus pour les trois méthodes d'analyse. Le moment à la base sera le résultat majeur qui permettra de comparer les trois méthodes, car le déplacement au sommet de la culée n'est pas donné par la méthode pseudo-statique. Il est important de spécifier que tous les résultats de moments présentés ici sont des moments élastiques, car dans toutes les analyses, la culée est considérée comme linéaire élastique. Par conséquent le coefficient de ductilité noté R n'a pas été appliqué aux différents résultats. À l'issu de l'analyse de ces résultats, des conclusions sur la pertinence du modèle simplifié proposé par ce projet de recherche et le domaine d'applicabilité de la méthode de MCSQ seront établies.

4.3.1 Méthode pseudo-statique

4.3.1.1 Analyse modale

Les résultats de l'analyse modale pour les trois hauteurs, sont regroupés dans le Tableau 4.6. Ce tableau montre que le premier mode est celui qui domine pour les trois hauteurs, car il contribue presque pour 90% de la masse modale totale participante. La deuxième observation qui peut être faite est sur l'augmentation de la période avec la hauteur de la structure. En effet plus la structure est élancée, plus elle sera flexible donc sa période sera plus grande. La déformée de la structure pour le premier mode de chaque hauteur est présentée sur la Figure 4-6.

Tableau 4.6 : Modes principaux du pont avec le modèle simplifié pour une culée 6 m, 8 m et 10 m

Hauteur	Modes	Période (s)	Masse totale participante
6 m	1	0.148	0.92
8 m	1	0.257	0.89
	5	0.015	0.95
10 m	1	0.385	0.86
	5	0.025	0.94

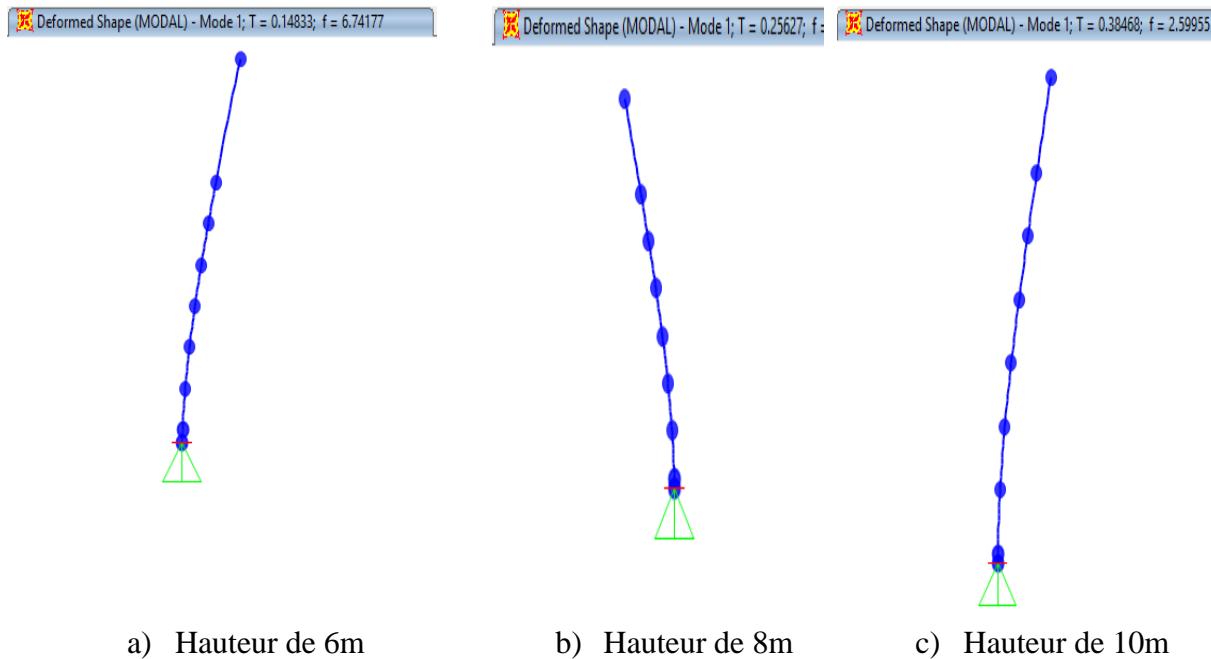


Figure 4-6 : Mode fondamental pour les hauteurs de 6m, 8m et 10m

4.3.1.2 Moment à la base de la culée

Dans ce paragraphe, le moment à la base de la culée sera analysé pour les 5 combinaisons de charges étudiées dans la section 3.4.5.4. Le Tableau 4.7, le Tableau 4.8 et le Tableau 4.9 présentent les valeurs de moments obtenus, ainsi que les ratios des efforts entre les deux régions. Les principales observations sont les suivantes.

- **Chargement maximum – MCSQ 3:** Le chargement maximum pour les 3 combinaisons MCSQ est obtenu à chaque fois avec la combinaison N°3. Or dans le cas de l'analyse du

mur de soutènement au chapitre 3, c'était la combinaison N°1 qui était la plus critique. Avec le cas N°3 c'est la réaction du tablier (T_{ab}) qui est la plus critique, alors que pour le cas N°1 c'est plutôt la pression sismique (P_{ae}) du sol sur la culée. Cela permet de conclure que pour un pont dans l'Est, avec une portée simple de 40 m c'est la réaction du tablier qui est l'effort le plus critique. Ce résultat peut être différent si la portée est plus faible ou le tablier plus léger (avec poutres en acier par exemple) parce que la valeur du terme (T_{ab}) sera plus faible et les deux autres efforts (P_{ae} et $k_h W$) seront constants.

- **Combinaison-Superposition** : L'observation attentive des valeurs du Tableau 4.7 et Tableau 4.8, montre que l'écart entre la combinaison Superposition et MCSQ 3 (la plus critique) augmentent avec la hauteur. Dans le cas de la région de Montréal par exemple le ratio Superposition/ MCSQ 3 donne 1.18, 1.28 et 1.42 respectivement pour les hauteurs 6 m, 8 m et 10 m. Cela permet de conclure qu'en utilisant la combinaison Superposition dans les analyses, le résultat de moment à la base est de plus en plus surestimé vis-à-vis de celui du MTQ lorsque la hauteur de culée augmente.
- **Combinaison-Spectre+Statique** : Le ratio (MCSQ3/Spectre+Statique) augmente également avec la hauteur, soient des ratios de 1.04, 1.09 et 1.15 pour les hauteurs respectives de 6 m, 8 m et 10 m. Par conséquent, plus la hauteur est grande plus il est critique de négliger l'effet sismique du sol dans la conception des culées de ponts.

Tableau 4.7: Moments à la base de la culée avec le modèle pseudo-statique pour la région de Montréal

Moments max (kN·m/m) - Montréal					
Hauteur	Spectre+Statique	Superposition	MCSQ 1	MCSQ 2	MCSQ 3
6 m	1812	2252	1389	1216	1901
8 m	2883	4035	2641	2283	3147
10 m	3676	6050	4242	3605	4252

Tableau 4.8 : Moments à la base de la culée avec le modèle pseudo-statique pour la région de Charlevoix

Moments max (kN·m/m) - Charlevoix					
Hauteur	Spectre+Statique	Superposition	MCSQ 1	MCSQ 2	MCSQ 3
6 m	4772	6334	3831	3415	5421
8 m	7726	11220	7186	6344	8910
10 m	8526	16673	11414	9944	11989

Tableau 4.9 : Rapport entre les moments avec le modèle pseudo-statique de la région de Montréal sur Charlevoix.

Moments max (kN·m/m) - (Montréal/Charlevoix)					
Hauteur	Spectre+Statique	Superposition	MCSQ 1	MCSQ 2	MCSQ 3
6 m	0.38	0.36	0.36	0.36	0.35
8 m	0.37	0.36	0.37	0.36	0.35
10 m	0.43	0.36	0.37	0.36	0.35

4.3.2 Méthode dynamique simplifiée

4.3.2.1 Analyse modale

Le Tableau 4.10 permet d'observer que pour les trois hauteurs étudiées, ce sont les 9 premiers modes de la structure qui contribuent pour 90% de la masse modale totale. La contribution du mode 1 (fondamental) diminue lorsque la structure devient de plus en plus flexible. Cette dernière observation a également été observée avec la méthode pseudo-statique.

Tableau 4.10 : Les principaux modes pour les hauteurs de 6 m, 8 m et 10 m

Hauteur	Modes	Période (s)	Masse totale participante
6 m	1	0.128	0.76
	5	0.049	0.94
8 m	1	0.194	0.31
	7	0.061	0.93
10 m	1	0.257	0.23
	6	0.074	0.91

4.3.2.2 Moment à la base de la culée

Le Tableau 4.11 présente les valeurs maximales et minimales du moment à la base de la culée pour les régions de Montréal et Charlevoix. En s'appuyant sur les valeurs des Tableau 4.11, Tableau 4.12 et Tableau 4.13 les observations suivantes peuvent être faites.

- **Rapport (Montréal/Charlevoix)** : Pour les trois hauteurs (6 m, 8 m et 10 m) les rapports associés sont respectivement : 0.36, 0.36 et 0.39. Ces rapports sont légèrement plus élevés que ceux de la méthode pseudo-statique, qui donnait en moyenne 0.36.
- **Moments max et min**: Les valeurs maximales et minimales de moment pour les différentes hauteurs ne sont pas obtenues pour les mêmes séismes. Cette différence est due principalement à la période de la structure qui change en fonction de la hauteur de la culée du pont. Comme la période change, l'accélération spectrale varie également, et par conséquent la vulnérabilité du pont aussi vis-à-vis de certains séismes.

Tableau 4.11 : Moments à la base de la culée pour la région de Montréal

Hauteur	Moments max (kN·m/m) - Montréal											
	MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11	Moyenne
6 m	1309	2023	1734	2006	1997	1715	2413	1847	2198	2101	1254	1872
8 m	2141	2016	2573	3869	3233	3174	3143	2582	2107	2354	2819	2728
10 m	3329	2899	3570	3611	4242	4376	3790	3864	2992	3338	2918	3539

Tableau 4.12 : Moments à la base de la culée pour la région de Charlevoix

Hauteur	Moments max (kN·m/m) - Charlevoix											
	MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11	Moyenne
6 m	3455	5626	4774	5628	5560	4672	6918	5096	6160	5873	3332	5190
8 m	5681	5277	7246	11389	9376	8798	9009	6549	5555	6470	7738	7554
10 m	8328	7145	9120	9794	11487	12330	9771	9732	7581	8610	6978	9171

Tableau 4.13 : Rapport du moment à la base entre la Montréal et de Charlevoix

(Montréal /Charlevoix)	
Hauteur	Moyenne
6 m	0.36
8 m	0.36
10 m	0.39

4.3.3 Méthode numérique non linéaire

4.3.3.1 Analyse modale

Les périodes naturelles du modèle numérique non linéaire sont données dans le Tableau 4.14. Contrairement aux deux modèles précédents, le premier mode ne domine pas autant. Il a une contribution qui varie entre 30% et 40%. Par contre l'observation qui reste identique est l'augmentation de la période avec la hauteur de la structure.

Tableau 4.14 : Périodes naturelles du modèle non linéaire

Hauteur	Modes	Période (s)	Masse totale participante
6 m	1	0.106	0.40
	7	0.055	0.93
8 m	1	0.14	0.34
	7	0.076	0.97
10 m	1	0.17	0.31
	9	0.094	0.98

4.3.3.2 Moment à la base de la culée

Le Tableau 4.15 et le Tableau 4.16 présentent les valeurs de moments à la base du mur avec le modèle numérique non linéaire respectivement avant et après la calibration. Certains résultats n'ont pas pu être obtenus à cause des difficultés de convergence sévères sur ABAQUS. La moyenne des résultats a donc été effectuée uniquement avec les valeurs obtenues. Les principales observations sont les suivantes.

- **Moments max** Les moments obtenus avant la calibration sont aussi élevés que ceux obtenus avec les méthodes simplifiées. Or une fois que la calibration est effectuée, les moments obtenus sont réduits de 70% à 80%.

Tableau 4.15 : Moment à la base de la culée du modèle non linéaire avant la calibration

Hauteur	Moments max (kN·m/m) - Montréal											
	MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11	Moyenne
6 m	1331	2017	1833	2272	2171	1976	2024	2294	2208	1916	1572	1965
8 m	2240	2802	2797	2794	3326	2980	2918	3303	2597	2904	3250	2901
10 m	3650	4163	4143	4073	4526	4553	4026	5132	4051	4168	4037	4229

Hauteur	Moments max (kN·m/m) - Charlevoix											
	MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11	Moyenne
6 m	3820	3660	3584	-	-	4543	-	-	4634	3785	4735	4109
8 m	5602	5937	5445	7293	-	6359	-	-	6202	5130	7008	6122
10 m	8516	8516	7261	7938	9028	7556	8626	9339	9390	8067	7804	8423

Tableau 4.16 : Moment à la base de la culée du modèle non linéaire après la calibration

Hauteur	Moments max (kN·m/m) - Montréal											
	MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11	Moyenne
6 m	461	516	463	567	570	534	552	513	561	464	492	518
8 m	873	885	830	830	832	834	863	1166	798	812	1123	895
10 m	1379	1445	1388	1348	1359	1439	1365	1431	1441	1412	1408	1401

Hauteur	Moments max (kN·m/m) - Charlevoix											
	MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9	MC10	MC11	Moyenne
6 m	832	688	734	-	-	757	-	-	955	738	978	812
8 m	1206	1242	1114	1551	-	1101	-	-	1196	1072	1479	1245
10 m	1712	1534	1670	1966	1491	1558	2056	1693	1617	1704	1940	1722

4.3.4 Comparaison

4.3.4.1 Périodes naturelles

Les rapports des périodes présentés dans le Tableau 4.17 montrent que les méthodes simplifiées sont plus flexibles que le modèle éléments finis non linéaires.

Tableau 4.17 : Comparaison des périodes naturelles des trois méthodes

(Méthode /Méthode Numérique)				
Hauteur	Périodes (s)	Pseudo-statique	Dynamique simplifiée	Numérique non linéaire
6 m	$T_{fondamental}$	1.4	1.21	1.00
	T_{90}	-	0.89	1.00
8 m	$T_{fondamental}$	1.84	1.39	1.00
	T_{90}	0.20	0.8	1.00
10 m	$T_{fondamental}$	2.26	1.51	1.00
	T_{90}	0.27	0.79	1.00

4.3.4.2 Moment à la base de la culée

4.3.4.2.1 Région de Montréal

Dans cette section ainsi que dans les suivantes, la comparaison du moment de flexion se fera uniquement pour les trois combinaisons suivantes (i) MCSQ (3), (ii) méthode dynamique simplifiée, (iii) méthode numérique non linéaire calibrée. Les résultats sont présentés au Tableau 4.18. Les observations qui peuvent être faites sont les suivantes.

- **Dynamique simplifiée/Numérique non linéaire** : Le Tableau 4.19 montre que la méthode simplifiée surestime le moment à la base de la culée. Les ratios entre les deux méthodes varient de 2.53 à 3.61. Cette grande différence s'explique en grande partie par une modélisation linéaire du sol de remblai. En effet dans le modèle simplifié, à la fois la culée et le sol sont linéaires, alors que dans le modèle non linéaire seule la culée l'est. De plus il

a été démontré lors de l'étude de la courbe G/G_{max} , pour des petites déformations le ratio G/G_{max} diminue déjà. Par conséquent, il faudrait améliorer le modèle linéaire pour que les éléments de poutres en cisaillement puissent se comporter de façon non linéaire. Ce comportement non linéaire sera celui donné par la courbe de réduction G/G_{max} .

- **Pseudo-statique /Numérique non linéaire** : Le rapport entre ces deux méthodes varie entre 3.03-3.67 pour les trois hauteurs. Pour une conception de culée de ponts les coefficients du MCSQ du MTQ sont assez sécuritaires. Au chapitre 3 lors de l'étude du mur de soutènement, la méthode pseudo-statique surestima les efforts de 36% car l'effort provenant du tablier était inexistant. Or c'est la combinaison N°3 du MCSQ du MTQ qui pondère (T_{ab}) à 1.0, qui est la plus critique ici.

Tableau 4.18 : Moment pour les 3 méthodes pour les hauteurs de 6 m, 8 m et 10 m

Moments max (kN·m/m) - Montréal			
Hauteur	MCSQ (3)	Dynamique simplifiée	Numérique Non linéaire
6 m	1901	1872	518
8 m	3147	2728	895
10 m	4252	3539	1401

Tableau 4.19 : Rapport des moments par rapport à la méthode numérique

(Méthode /Méthode Numérique) - Montréal			
Hauteur	MCSQ (3)	Dynamique simplifiée	Numérique non linéaire
6 m	3.67	3.61	1.00
8 m	3.52	3.05	1.00
10 m	3.03	2.53	1.00

La Figure 4-7, la Figure 4-8 et la Figure 4-9 présentent les évolutions dans le temps pour le séisme le plus et le moins critique de pour chaque hauteur de culée à Montréal.

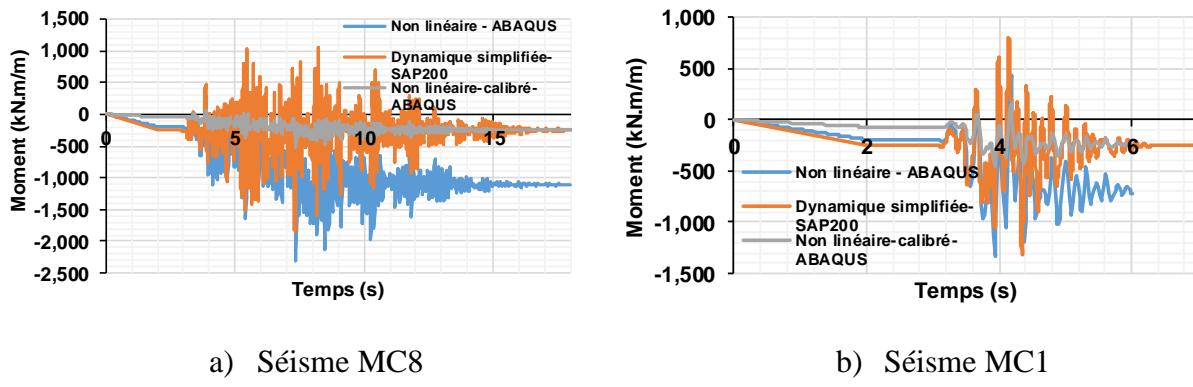


Figure 4-7 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 6 m

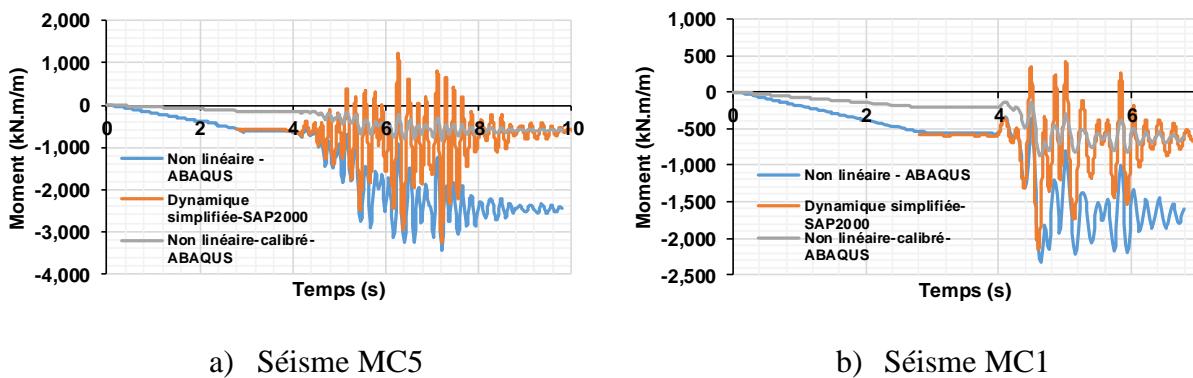


Figure 4-8 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 8 m

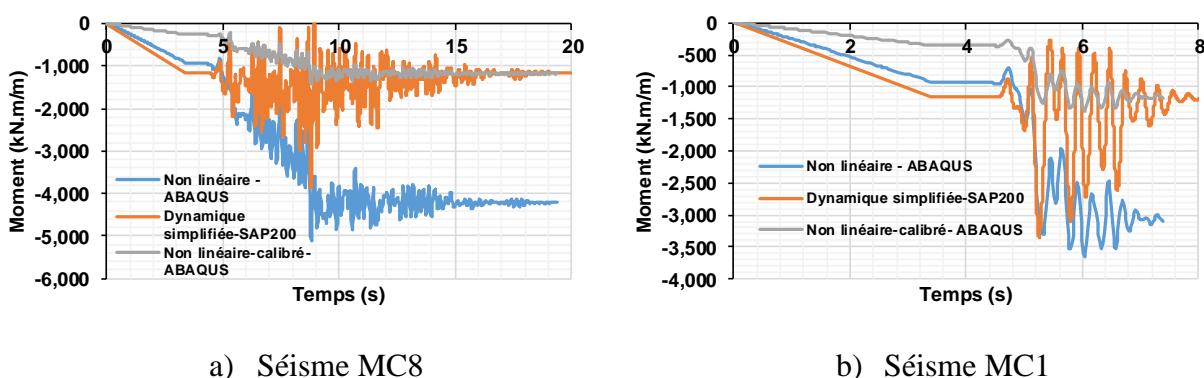


Figure 4-9 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 10 m

4.3.4.2.2 Région de Charlevoix

Comme dans le cas de la région de Montréal, la comparaison des modèles à Charlevoix débute par une comparaison du moment max à la base avant de s'achever par une étude détaillée dans le temps du moment. Les résultats du Tableau 4.20 et du Tableau 4.21 permettent d'effectuer les observations suivantes.

- **Dynamique Simplifiée/Numérique** : Le rapport entre ces deux modèles varie entre 5.33 et 6.07. Ces écarts sont plus grands à Charlevoix qu'à Montréal. Cela est principalement dû au comportement linéaire de la structure.
- **Pseudo-statique/Numérique** : Le rapport entre les deux modèles varie de 6.68 à 7.16. Les écarts sont plus grands à Charlevoix qu'à Montréal. Cela pourrait s'expliquer en partie par l'incapacité de la méthode de Mononobe-Okabe à décrire le comportement d'un sol soumis à des accélérations très élevées.

Tableau 4.20 : Récapitulatif du moment pour les 3 méthodes

Moments max (kN·m/m) - Charlevoix			
Hauteur	MCSQ (3)	Dynamique simplifiée	Numérique Non linéaire
6 m	5421	5190	812
8 m	8910	7554	1245
10 m	11989	9171	1722

Tableau 4.21 : Ratio des moments par rapport à la méthode numérique non linéaire

(Méthode /Méthode Non linéaire) - Charlevoix			
Hauteur	MCSQ (3)	Dynamique simplifiée	Numérique non linéaire
6 m	6.68	6.39	1.00
8 m	7.16	6.07	1.00
10 m	6.96	5.33	1.00

La Figure 4-10 , Figure 4-11 , Figure 4-12 présentent les évolutions dans le temps pour le séisme le plus et le moins critique de pour chaque hauteur de culée à Charlevoix.

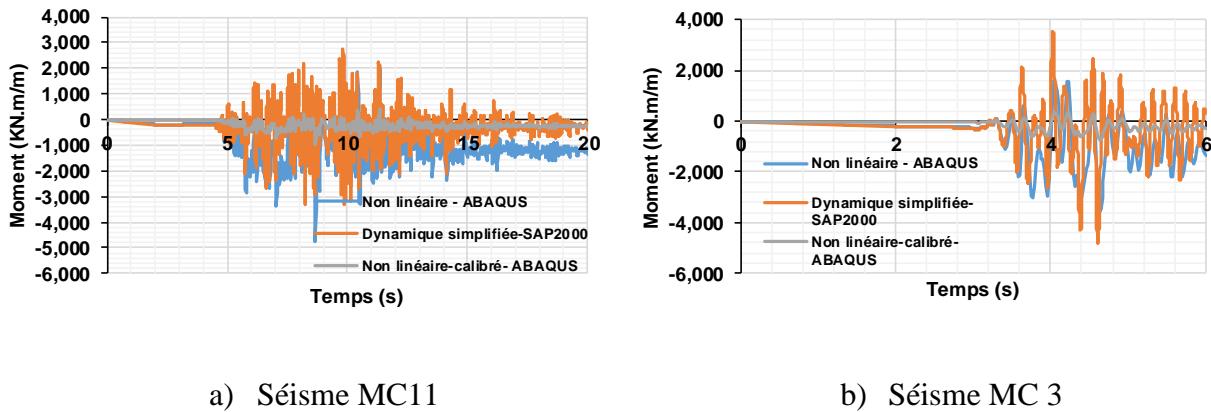


Figure 4-10 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 6 m

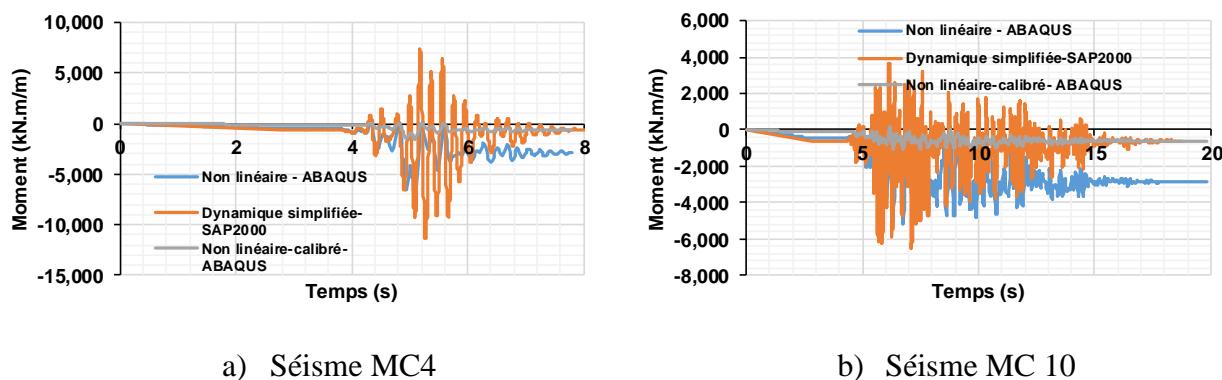


Figure 4-11 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 8 m

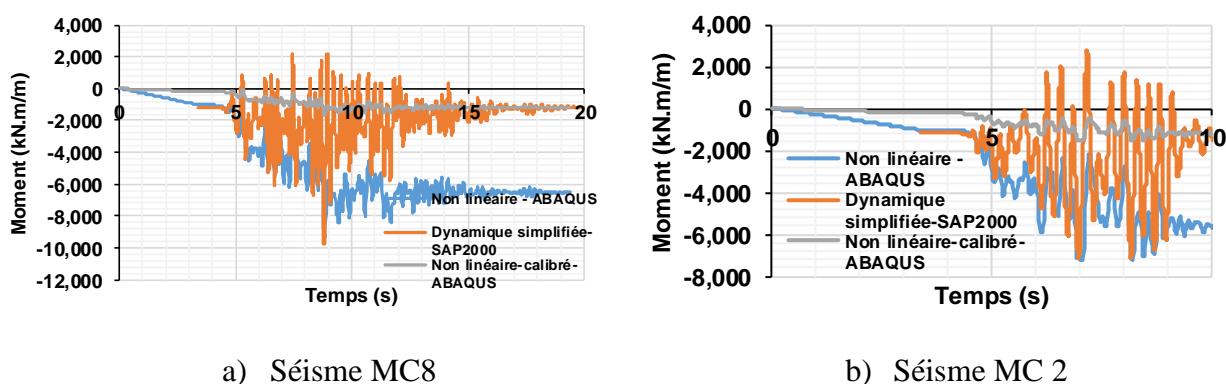


Figure 4-12 : Évolution dans le temps du moment de flexion à la base de la culée pour la hauteur de 10 m

4.3.5 Influence des paramètres de sols

Il serait intéressant de conclure ce chapitre 4 par une étude paramétrique pour cerner avec plus de clarté, quels sont les paramètres qui ont un impact majeur dans la réponse finale de la structure. L'aspect géotechnique étant le plus complexe dans ce projet, l'étude paramétrique se fera uniquement sur les paramètres de sols. Les paramètres choisis sont : (i) l'angle de frottement interne, (ii) la masse volumique du sol, et (iii) l'amortissement du sol. La structure étudiée sera toujours un pont de 40 m de portée avec une culée de 6 m situé à Montréal pour le séisme MC1. Les paramètres par défaut du sol seront = 22 kN/m^3 , $\phi = 30^\circ$ et $\varepsilon = 10\%$.

4.3.5.1 Angle de frottement interne ϕ

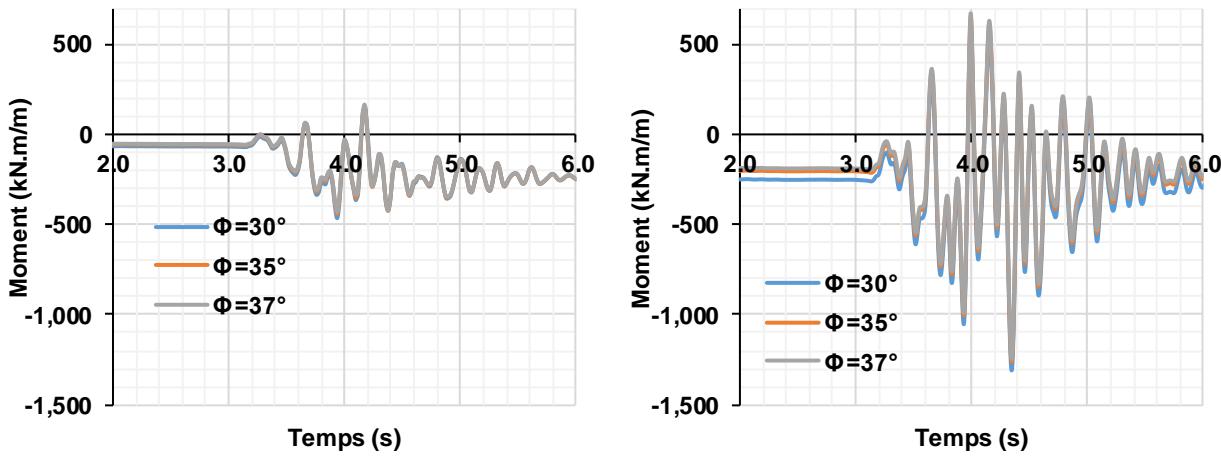
L'angle de frottement interne qui a été choisi pour les analyses du chapitre 3 et 4 était une recommandation du chapitre 2 du Tome III de la norme du MTQ. Or comme abordé dans la section 2.2.4.1.2 un sable compacté a un angle de frottement interne qui varie entre 33.5° et 37° . C'est pourquoi l'étude paramétrique s'est faite pour les angles allant jusqu'à 37° . Le Tableau 4.22 présente les valeurs de moments obtenus ainsi que le rapport du moment pour un angle ϕ (de 35 ou 37°) au moment obtenu avec l'angle de frottement ϕ de 30° . L'analyse de ce tableau permet de constater que le moment obtenu avec les trois méthodes est très peu sensible avec l'angle de frottement interne, car on a des ratios qui varient entre 0.94-0.98. De plus l'évolution dans le temps du moment présentée à la Figure 4-13 montre qu'il y a une superposition quasi parfaite entre le modèle numérique et le modèle simplifié. Toutes ces observations permettent de conclure que l'angle de frottement du sol a une influence très faible sur le moment à la base de la culée du pont.

Tableau 4.22 : Moments de flexion pour différentes valeur d'angle de frottement interne ϕ

Moments max (kN-m/m) - Montréal – $H = 6 \text{ m}$			
Angle de frottement (ϕ)	MCSQ (3)	Dynamique simplifiée (Séisme MC1)	Non linéaire (Séisme MC1)
30°	1901	1309	461
35°	1860	1262	441
37°	1846	1246	434

Tableau 4.23 : Rapport du moment obtenu pour un angle ϕ au moment obtenu avec l'angle de frottement ϕ de 30° .

(Moment-Max ϕ /Moment-Max $\phi = 30^\circ$) - Montréal – $H = 6$ m			
Angle de frottement (ϕ)	MCSQ (3)	Dynamique simplifiée (Séisme MC1)	Non linéaire (Séisme MC1)
30°	1.0	1.0	1.0
35°	0.98	0.96	0.96
37°	0.97	0.95	0.94



a) Modèle numérique non-linéaire (ABAQUS)

b) Modèle simplifié (SAP2000)

Figure 4-13 : Variation du moment à la base de la culée de 6 m pour le séisme MC1 en fonction de l'angle de frottement interne ϕ

4.3.5.2 Poids volumique du sol γ

La seconde étude paramétrique se fera sur le poids volumique du sol de remblai. La détermination des valeurs à utiliser s'est faite en se basant sur les valeurs recommandées par Tableau 7.3 du « *Handbook of Geotechnical investigation and Design Tables* ». Dans ces tables il est recommandé de prendre une valeur plus faible que celle qui est recommandée par le chapitre 2 du Tome III de la norme du MTQ.

Le Tableau 4.24 et le Tableau 4.25 permettent de constater que les méthodes pseudo-statique et non linéaire éléments finis sont très peu sensibles à la variation du poids volumique, alors que la

méthode simplifiée y est très sensible. Les ratios obtenus varient entre 0.79-0.82 pour la méthode simplifiée. L'évolution du moment de flexion en fonction de la masse volumique est présentée à la Figure 4-14. Une raison qui pourrait expliquer la légère sensibilité de la méthode pseudo-statique avec les pondérations du MCSQ du MTQ est que la combinaison qui gouverne est la combinaison N°3, et avec cette combinaison l'effort qui est le plus critique est celui qui provient du tablier (T_{ab}). Cette étude paramétrique permet de conclure que la méthode simplifiée est plus sensible que la méthode numérique et pseudo-statique pour le poids volumique du remblai.

Tableau 4.24 : Moment maximum de flexion pour différentes valeurs du poids volumique

Moments max (kN-m/m) - Montréal - $H = 6$ m			
Poids volumique du sol (γ)	MCSQ (3)	Dynamique simplifiée (Séisme MC1)	Non linéaire (Séisme MC1)
22	1901	1309	461
20	1869	1070	452
18	1837	1036	450

Tableau 4.25 : Rapport du moment obtenu pour un poids volumique γ au moment obtenu avec le poids volumique 22 kN/m³

(Moment-Max γ /Moment-Max $\gamma=22$) - Montréal - $H = 6$ m			
Poids volumique du sol (γ)	MCSQ (3)	Dynamique simplifiée (Séisme MC1)	Non linéaire (Séisme MC1)
22	1.0	1.0	1.0
20	0.98	0.82	0.98
18	0.97	0.79	0.98

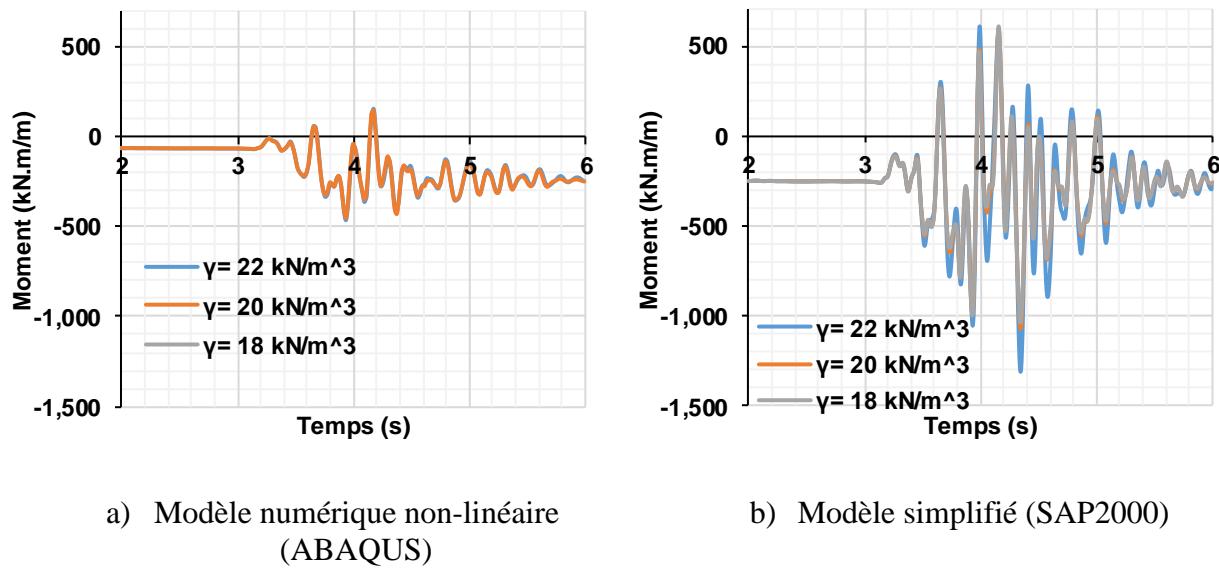


Figure 4-14 : Variation du moment à la base de la culée de 6 m pour le séisme MC1 en fonction du poids volumique γ .

4.3.5.3 Taux d'amortissement du sol ϵ

L'étude de l'influence de l'amortissement du sol se fera uniquement que sur le modèle dynamique simplifié et non-linéaire, et pas sur le modèle pseudo-statique. Le seul taux d'amortissement utilisé pour la méthode pseudo-statique est celui utilisé du spectre de conception de la région ($\epsilon=5\%$). Cette valeur étant fixe, il n'est pas nécessaire d'introduire un taux d'amortissement supplémentaire. Cette étude de sensibilité est très importante car lors de la validation de la loi de matériau Mohr-Coulomb, il a été démontré que l'amortissement hystérotique (due au comportement non linéaire du matériau) est très élevé. De plus Geraili et Sitar (2013) recommande de considérer l'amortissement de Rayleigh à introduire dans le modèle de sol pour réduire les oscillations résiduelles, entre 0.5-1%.

Les résultats obtenus dans les Tableau 4.26 et Tableau 4.27 montrent que le modèle non linéaire est sensible à l'amortissement, car les ratios de moment varient entre 0.87 -1. Ceci montre que les résultats de moment obtenus dans ce chapitre 4 peuvent augmenter au maximum de 13%. Même avec cette augmentation, les efforts obtenus seront toujours inférieurs à ceux des deux autres méthodes d'analyse.

Par contre la méthode simplifiée est très sensible à l'amortissement dans le sol, avec des ratios variant entre 1 à 2.03 pour les taux de 10% à 1%. L'observation qui en découle est qu'en modélisant le modèle de sol linéaire sur SAP2000, le seul amortissement considéré est celui de Rayleigh (=1%). Or une valeur aussi faible, sous-entend que l'amortissement total dans le sol est égal qu'à 1%. Ce qui n'est pas le cas en réalité. Il faudrait donc introduire une valeur d'amortissement qui prendrait en compte l'amortissement hystérotique du sol qui est plus important. Dans ce projet de recherche c'est la valeur de 10% qui a été utilisée, mais il faudrait effectuer une analyse plus approfondie sur l'amortissement, pour trouver la relation entre l'amortissement total (hystérotique et Rayleigh) du modèle non linéaire et l'amortissement du modèle linéaire. L'évolution du moment de flexion en fonction du taux d'amortissement est présentée à la Figure 4-15.

En guise de conclusion, cette étude paramétrique a démontré que le poids volumique et le taux d'amortissement sont les deux paramètres dont le choix doit très bien être fait car le modèle simplifié y est très sensible.

Tableau 4.26 : Moment maximum en fonction du taux d'amortissement

Moments max (kN-m/m) - Montréal – $H = 6$ m		
Taux d'amortissement (ϵ)	Dynamique simplifiée (Séisme MC1)	Non linéaire (Séisme MC1)
10%	1309	461
5%	1712	427
1%	2735	401

Tableau 4.27 : Rapport du moment obtenu pour un taux d'amortissement ϵ au moment obtenu avec le taux d'amortissement 10%

(Moment-Max ϵ /Moment-Max $\epsilon=10\%$) - Montréal – $H = 6$ m		
Taux d'amortissement (ϵ)	Dynamique simplifiée (Séisme MC1)	Non linéaire (Séisme MC1)
10%	1.0	1.0
5%	1.31	0.93
1%	2.09	0.87

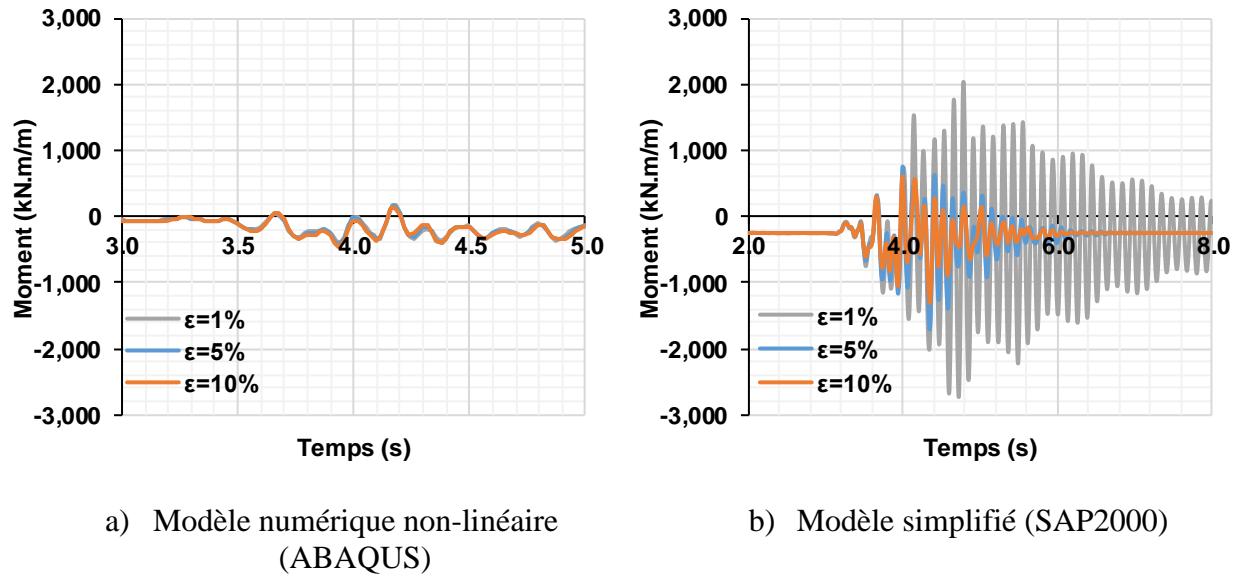


Figure 4-15 : Variation du moment à la base de la culée de 6 m pour le séisme MC1 en fonction de l'angle du taux d'amortissement du sol ϵ .

CHAPITRE 5 CONCEPTION DE LA CULÉE

Ce chapitre aborde la conception de la section à la base de la culée. Cette conception suit les recommandations de la norme CSA/CAN-S6-14. Le pont est situé dans les régions de Montréal ou de Charlevoix. En ce qui concerne la géométrie, la portée simple du pont est de 40 m et la hauteur maximale de culée sera choisie, soit 10 m. Les méthodes utilisées ici pour la conception sont celles qui sont faciles à mettre en place pour un ingénieur en structures, à savoir : la méthode pseudo-statique et la méthode simplifiée.

5.1 Détermination de la demande sur le pont

Dans ce paragraphe, seuls les efforts dans la direction transversale seront présentés. Les efforts dans la direction longitudinale ont déjà été déterminés au chapitre 4. Dans la direction verticale aucun séisme n'est appliqué. Seules les pondérations de 1.25D et 0.8D recommandées par le code CSA/CAN-S6-14 sont considérées. Pour déterminer les efforts dans la direction transversale, on doit modéliser le pont au complet sur SAP2000.

5.1.1 Modélisation du pont

Dans la direction transversale les deux culées reprennent les efforts. Pour prendre compte cela il faut modéliser le pont au complet avec les deux culées. La modélisation en 3 dimensions du pont doit prendre les paramètres suivants en considération.

- **La largeur complète du pont -13.5 m** : Contrairement à l'étude du pont du chapitre 4 qui se limitait à 1 m de largeur, ici la largeur complète du pont est utilisée pour obtenir la rigidité transversale du pont. Par conséquent, tous les efforts, les masses et les sections doivent être modifiées en conséquence.
- **Type d'éléments et masse** : Le tablier est modélisé par un élément de type poutre de longueur 40 m comme la portée du pont, avec une masse linéique de : $\frac{W}{g} = \frac{193 * 40}{9.81} = 19.67 \text{ tonnes/m.}$
- **Position du tablier** : L'élément de poutre modélisant le tablier est positionné à la même hauteur que le centre de gravité.

- **Modélisation des deux culées :** Les deux culées sont modélisées comme étant fixes à la base dans la direction transversale.

Ce projet de recherche n'étudie pas l'interaction sol-structure dans la direction transversale, le sol ne sera donc pas modélisé dans cette direction. La Figure 5-1 représente la distribution de la masse des différents éléments structuraux du pont pour un comportement dans la direction transversale.

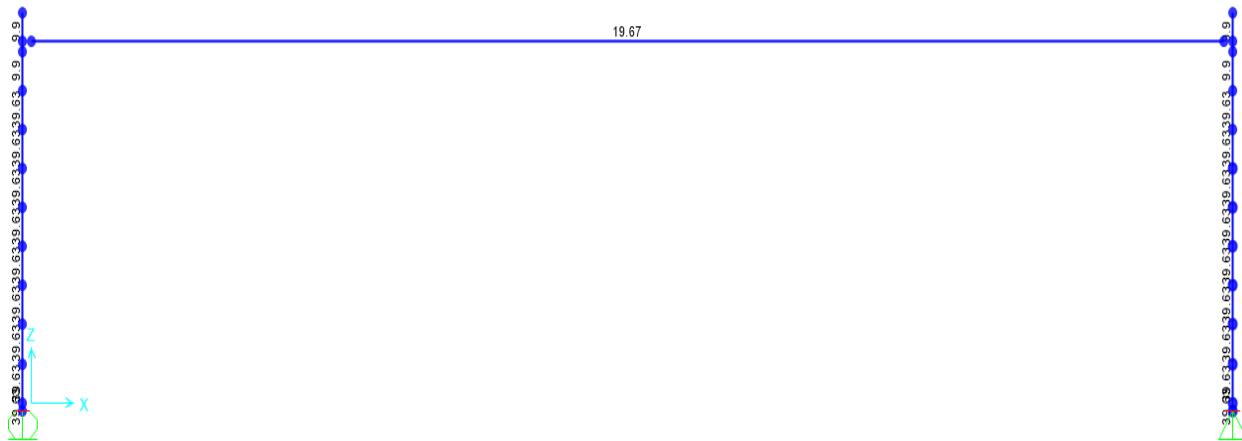


Figure 5-1 : Répartition de la masse dans la direction transversale

5.1.2 Résultats des analyses

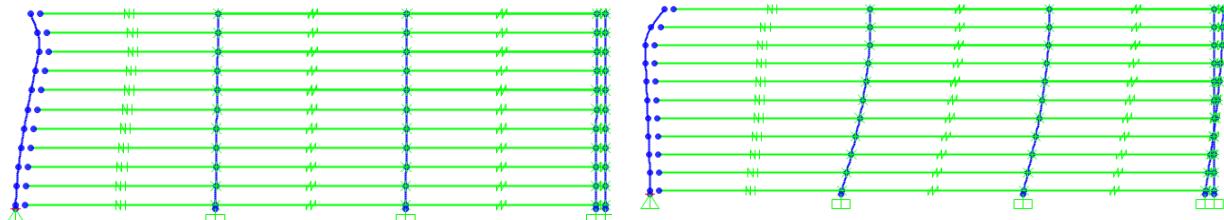
Les résultats présentés dans ce paragraphe ont été obtenus pour une analyse spectrale en utilisant la méthode CQC de combinaison modale pour la direction transversale. Pour la direction longitudinale ce sont les résultats du chapitre 4 qui ont été utilisés.

5.1.3 Modes de la structure

Le Tableau 5.1 présente les périodes $T_{fondamental}$ et T_{90} dans la direction transversale et longitudinale. La Figure 5-1 et la Figure 5-2 montrent les modes qui contribuent le plus dans les deux directions d'analyse et pour les deux méthodes. On remarque que le mode 2 avec le modèle simplifié contribue beaucoup plus que le mode fondamental.

Tableau 5.1 : Périodes naturelles du pont dans la direction longitudinale et transversale.

Périodes T(s)			
Direction transversale	Direction longitudinale		
Méthode simplifiée ou pseudo-statique	Méthode simplifiée	Méthode pseudo-statique	
$T_{fondamental}$	0.049	0.257	0.385
T_{90}	0.012	0.074	0.025



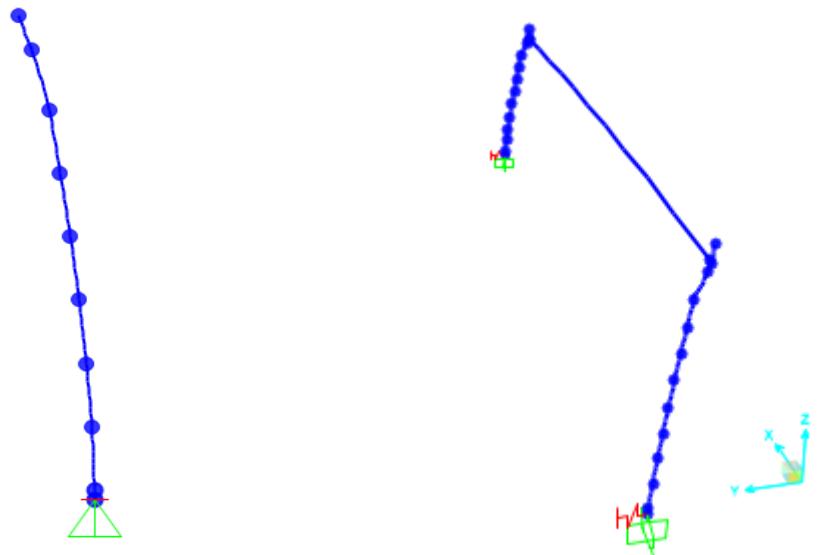
a) Mode 1 ($T=0.257$ s)

Masse modale effective : 21%

b) Mode 2 ($T=0.134$ s)

Masse modale effective : 56%

Figure 5-2 : Déformée et facteur de participation des deux premiers modes du pont avec le modèle simplifié dans la direction longitudinale.



a) Mode 1-longitudinal
($T = 0.385\text{ s}$) - Facteur de participation : 0.87

b) Mode 1 transversal ($T=0.049\text{ s}$) -
Facteur de participation : 0.79

Figure 5-3 : Modes fondamentaux dans la direction longitudinale et transversale du pont sans remblai.

5.1.4 Moment à la base de la culée et charge axiale

Le moment de flexion à la base de la culée obtenu dans les deux directions d'analyse et pour les deux méthodes est présenté dans le Tableau 5.2 et le Tableau 5.3 respectivement pour les régions de Montréal et Charlevoix. Il faut noter que ces efforts sont des efforts issus d'une analyse élastique de la culée. La détermination de la charge axiale est présentée au Tableau 5.4. Les efforts qui serviront à la conception de la culée en considérant la ductilité de celle-ci sont les efforts finaux de conception.

Tableau 5.2: Moments de flexion à la base de la culée dans la région de Montréal

Moments max (kN-m) - Montréal	
Direction Transversale	
Méthode simplifiée ou pseudo-statique	
28 850	

Moments max (kN-m/m) - Montréal	
Direction Longitudinale	
Méthode simplifiée	Méthode pseudo-statique
3539	4252

Tableau 5.3 : Moments de flexion à la base de la culée dans la région de Charlevoix

Moments max (kN·m/m) - Charlevoix		Moments max (kN·m/m) - Charlevoix	
Direction Transversale		Direction Longitudinale	
Méthode simplifiée ou pseudo-statique		Méthode simplifiée	Méthode pseudo-statique
83 970		9171	11989

Tableau 5.4 : Détermination de la charge axiale sur la culée

Charge axiale (kN)				
Poids de la culée	Réaction d'appui	Charge axiale totale D	0.8*D	1.25*D
486	7720	8206	6564.8	10257.5

5.2 Conception de la section à la base de la culée

La conception de la section à la base de la culée se fait en suivant les recommandations de la norme CSA/CAN-S6-14 qui ont été présentées au chapitre 2. Ce mémoire se limite uniquement à la conception de la section ductile, la conception complète de la culée avec la méthode basée sur la performance sera faite dans la suite de ce projet de recherche.

5.2.1 Catégorie de performance du pont

Comme présenté à la section 2.7.1.3, pour déterminer la catégorie de performance d'un pont il est nécessaire de connaître le type de ponts et les valeurs d'accélérations des spectres de conception des régions à l'étude. La conception basée sur la force étant celle qui est utilisée ici, le pont est soit du type « ponts principaux » ou « autres ponts ». La catégorie « ponts principaux » étant la plus importante des deux, c'est elle qui sera choisie pour la conception de ce pont. Après une lecture du Tableau 4.10 de la norme CSA/CAN-S6-14, on s'aperçoit que la catégorie de performance de notre pont est de 3, car les périodes dans les deux directions sont inférieures à 0.5 s comme l'indique le Tableau 5.5. De plus les valeurs d'accélérations spectrales pour une période de 0.2 s à Montréal et Charlevoix sont supérieures à 0.35 g ($S(0.2) \geq 0.3$).

Tableau 5.5 : Accélérations spectrales pour les spectres de conception de Montréal et Charlevoix

Région	Période (s)	0	0.2	0.5	1	2	5	10
Montréal	Accélération (g)	0.593	0.593	0.372	0.194	0.092	0.025	0.0083
Charlevoix	Accélération (g)	1.729	1.729	0.955	0.454	0.203	0.049	0.014

5.2.2 Détermination des efforts de conception

Comme mentionné à la section 2.7.1 les efforts de conception utilisés pour une conception basée sur la force doivent être divisés par le coefficient de modification de réponse noté R et multiplié par le coefficient d'importance du pont.

Les dimensions de la section de culée étudiée étant les mêmes qu'au chapitre 4, soient 13.5×1.2 m, le Tableau 2.5 nous indique qu'une valeur de $R = 2$ doit être choisie pour la direction transversale. Pour la direction longitudinale c'est plutôt une valeur $R = 3$ car le rapport d'élancement $H/b = 10/1.2 > 2.5$, la culée se comporte donc comme un pile dans cette direction.

La catégorie d'importance du pont appartenant à la catégorie « ponts principaux », le coefficient d'importance à utiliser est $I_E = 1.5$. Les efforts sismiques de conception qui en découlent sont regroupés dans le Tableau 5.6 et le Tableau 5.7.

Tableau 5.6: Moments de flexion à la base de la culée dans la région de Montréal

Moments max (kN-m) – Montréal avec $I_E = 1.5$	Moments max (kN-m/m) – Montréal avec $I_E = 1.5$
Direction transversale avec $R = 2$	Direction longitudinale avec $R = 3$
Méthode simplifiée ou pseudo-statique	Méthode simplifiée
28 850	1770
	Méthode pseudo-statique
	2126

Tableau 5.7 : Moments de flexion à la base de la culée dans la région de Charlevoix

Moments max (kN.m) – Charlevoix avec $I_E = 1.5$	Moments max (kN-m/m) – Charlevoix avec $I_E = 1.5$
Direction transversale avec $R = 2$	Direction longitudinale avec $R = 3$
Méthode simplifiée ou pseudo-statique	Méthode simplifiée
41 985	4586
	Méthode pseudo-statique
	5995

5.2.3 Détermination du moment résistant M_r

La détermination du moment résistant M_r dépend du type d'éléments de superstructure à l'étude et de la catégorie de performance. Comme la section est située dans une zone ductile, le moment résistant de cette dernière sera égal au moment probable (M_p). De plus la catégorie de performance de notre pont étant 3, le moment probable est donc 1.3 fois le moment nominal de la section.

De ce fait la détermination du moment résistant pour chaque section ne se résume plus qu'à celui du moment nominal. Toutes les modifications à apporter pour déterminer M_n qui ont été présentées à la section 2.7.1.4 doivent être appliquées. L'expression finale de M_n doit vérifier la relation suivante :

$$M_n = \phi_s A_s f_{y,e} \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq M_f \quad (5.1)$$

où :

ϕ_s : Coefficient de tenue du matériau égal à 1.0

A_s : Aires des barres longitudinales

$f_{y,e}$: Résistance en traction des barres d'armatures

a : Profondeur du bloc de compression qui vaut $\frac{\phi_s * A_s * f_{y,e}}{\alpha_1 \phi_c f'_{c,e} b}$ avec $\phi_c = 1$ et $\phi_s = 1$

M_f : Moment de flexion de conception exercée.

La contrainte de compression exercée sur la culée est égale à : $\frac{1.25 * P}{A_g} = \frac{10257.5 * 10^{-3}}{16.2 * 10^{-6}} = 0.63 \text{ MPa}$.

Cette contrainte étant très faible, et comme les rapports des dimensions de la section étant de : $13.5/1.2 > 2$ la conception de celle-ci peut s'apparenter à celle d'une dalle unidirectionnelle. Les vérifications maximales d'espacements des barres et minimales sont celles qui suivent :

$$s \leq 3 * h_s$$

$$s \leq 500 \text{ m}$$

$$A_{s \min} \geq 0.002 A_g$$

$$A_{se} = \frac{\alpha_1 \phi_c f_c}{\phi_s f_y} bd \left(\frac{700\beta_1}{700 + f_y} \right) \quad (5.2)$$

Le détail des armatures et des moments résistants dans la direction longitudinale obtenus dans la section ductile est présenté dans le Tableau 5.8 et le Tableau 5.9. Comme il a été discuté dans le chapitre 4, la méthode pseudo-statique et simplifiée surestime les efforts dans la culée. Pour obtenir une conception plus proche du comportement non linéaire calibré sur les essais en centrifugeuse, il faudrait élaborer un modèle simplifié qui prendrait en compte la non linéarité du sol. Cependant la conception suivante permet de savoir quelle serait la conception avec les deux méthodes simplifiées et de constater qu'un pourcentage minimal d'armatures dans la section suffirait à résister aux efforts pour un comportement de sol non linéaire.

Tableau 5.8: Récapitulatif des armatures de la section ductile à Montréal

Conception - Montréal										
Méthode	M_f (kN.m/m)	A_s requises (mm ²)	S requis (mm)	S max (mm)	S min (mm)	S choisi (mm)	A_s choisies (mm ²)	a (mm)	M_n (kN.m/m)	M_p (kN.m/m)
Simplifié	1770	3294	304	417	24	300	2439	34	1791	2328
Pseudo- statique	2126	3973	252			250	4000	56	2140	2782

Tableau 5.9: Récapitulatif des armatures de la section ductile à Charlevoix

Conception - Charlevoix										
Méthode	M_f (kN-m/m)	A_s requises (mm ²)	S requis (mm)	S max (mm)	S min (mm)	S choisi (mm)	A_s choisies (mm ²)	a (mm)	M_n (kN-m/m)	M_p (kN-m/m)
Simplifiée	4586	8841	113	417	24	110	9091	127.2	4708	6120
Pseudo- statique	5995	11780	85			80	12500	175	6330	8230

5.2.4 Plans de section

Les plans de section de la culée la plus critique (celle qui reprend les efforts sismique du provenant du tablier dans la direction longitudinale) sont présentés sur la Figure 5-4 pour la région de Montréal et sur la Figure 5-5 pour Charlevoix.

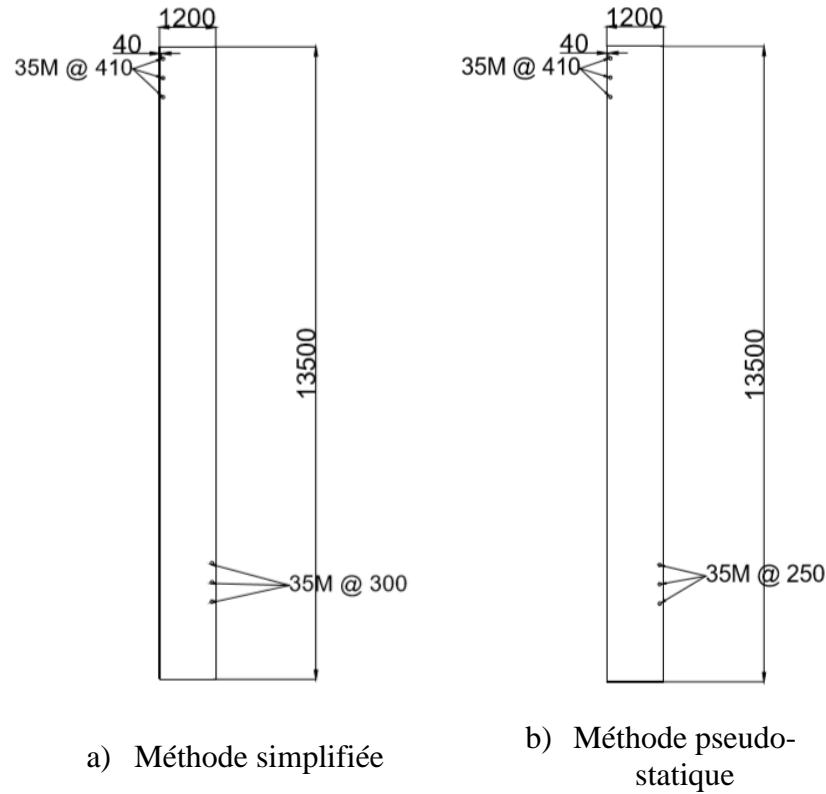


Figure 5-4: Plan des sections ductiles pour la région de Montréal

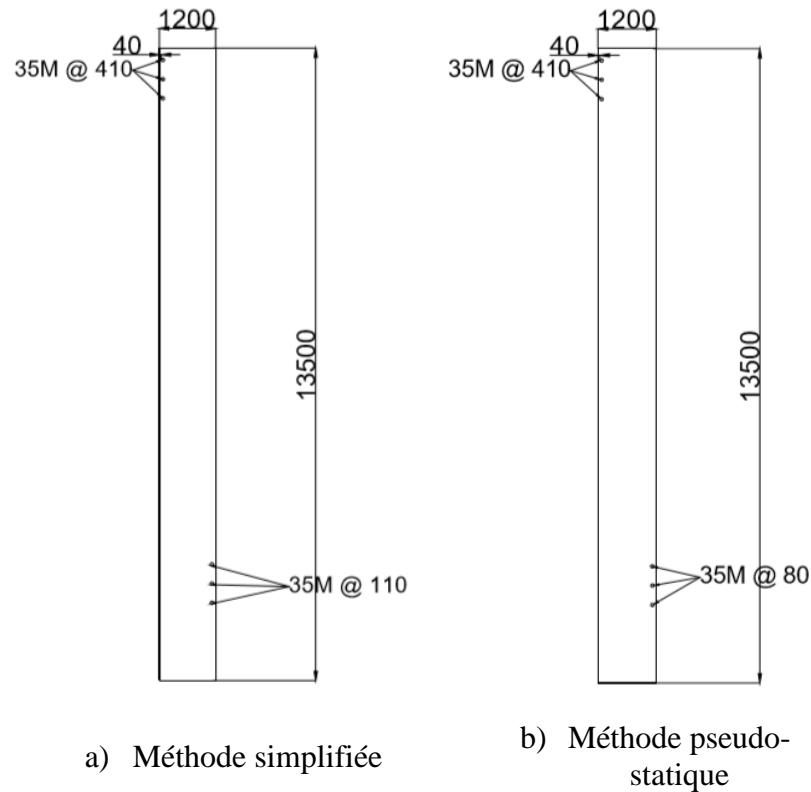


Figure 5-5 : Plan des sections ductiles pour la région de Charlevoix

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

6.1 Rappels des objectifs

Ce projet est la première étape d'un projet de recherche plus vaste qui a pour objectif la conception parasiomique des culées préfabriquées de ponts en prenant en compte l'interaction sol-structure. Pour atteindre cet objectif ultime, il faut au préalable évaluer de façon précise tous les efforts sismiques appliqués à la structure. C'est pourquoi les objectifs de ce projet étaient de déterminer dans un premier temps les limites d'application des méthodes pseudo-statique proposées par la norme CSA/CAN-S6, pour le calcul de la demande sismique, et dans un second temps, de développer un modèle numérique qui permettrait de déterminer la demande pour des situations où les méthodes pseudo-statique ne sont plus applicables. Finalement dans un troisième temps, le projet avait comme objectif d'effectuer la conception de la culée pour les efforts de flexion obtenus avec les différentes méthodes d'analyse utilisées.

Pour atteindre ces objectifs ce mémoire a donc été subdivisé en trois grandes phases. La première phase avait pour but de décrire étape par étape l'élaboration de chaque méthode d'analyse. Cette étape était importante car elle présentait la démarche à suivre pour utiliser les 3 méthodes d'analyse et connaître les hypothèses et limitations de chacune d'elles. La deuxième phase avait pour but de déterminer les écarts sur le moment de flexion longitudinal qui existent entre les différentes méthodes pour la conception d'un pont de portée simple de 40 m. Finalement la troisième phase a permis d'observer l'impact sur la conception des écarts entre les différentes méthodes.

6.2 Conclusion et recommandations

Les principales conclusions de ce projet de recherche sont celles qui suivent.

6.2.1 Méthode numérique non linéaire

Les conclusions tirées sur cette méthode sont les suivantes.

- **Amortissement hystérotique** : L'amortissement hystérotique obtenu avec la loi de matériau de Mohr-Coulomb est supérieur à celui qui est donné par la théorie de Masing (1926). Actuellement, il est très difficile d'obtenir une loi de matériau qui décrit bien

l'évolution de l'amortissement du matériau en fonction du pourcentage de déformations. Même le modèle de matériau UBCHYST (Byrne et Naesgaard 2010) développé à l'université de Colombie Britannique diverge pour les moyennes et grandes déformations (Geraili et Sitar, 2013). De plus l'étude de l'influence du taux d'amortissement a démontré qu'en prenant un taux d'amortissement plus faible (0.5 - 1%) comme il est recommandé par Geraili et Sitar (2013), les valeurs de moment augmentent jusqu'à 13 %. Cependant même avec cette augmentation les résultats d'efforts sont toujours plus faibles que ceux obtenus avec les méthodes simplifiées.

- **Module de cisaillement sécant normalisé G/G_{max} :** L'étude de l'évolution de la courbe $G/G_{max} = f(\gamma)$ a montré que la loi Mohr-Coulomb surestime le module pour les petites et moyennes déformations. Ce comportement induit une forte augmentation des efforts. C'est pourquoi le modèle éléments finis non linéaire utilisant cette loi doit toujours être calibré sur des essais expérimentaux.
- **Pression sur le mur :** Lors de la calibration avec les essais en centrifugeuse, il a été démontré que le modèle d'éléments finis fait sur ABAQUS avait tendance à surestimer l'évolution des pressions dans le temps. C'est pourquoi une calibration sur le moment à la base est souhaitable si ce modèle doit être utilisé. D'autant plus que pour les besoins d'ingénieurs en structures c'est le moment qui est recherché. De plus les valeurs mesurées en centrifugeuses sont des déformations à l'aide de jauge de déformations. Ces déformations permettent d'obtenir un moment de flexion. C'est par la suite que les pressions sont interprétées pour trouver un profil adéquat qui donne ces moments. Ceci montre que même les valeurs expérimentales ne sont pas des mesures réelles. C'est pourquoi ce projet de recherche ne conclut pas sur la distribution en pression sur le mur.
- **Calibration :** La calibration du modèle éléments finis non linéaire sur les essais en centrifugeuse réduit de façon significative les valeurs de moment. Soit en moyenne une réduction de 80 à 70% des efforts. Après la calibration les ratios (moment dynamique total / moment statique actif) sont similaires à ceux obtenus en centrifugeuse pour des murs de soutènement déplaçable. Cette calibration permet d'obtenir une première approximation du comportement qui aurait été obtenu si la loi de matériau du sol utilisé était adéquate.

- **Non linéarité de la culée** : Dans toutes les analyses le matériau de béton de la culée avait un comportement linéaire. Ce choix avait été fait pour limiter la complexité du problème. Dans la suite de ces travaux de recherche il serait intéressant d'observer l'influence de la non linéarité de la culée dans l'interaction sol-structure.

6.2.2 Méthode dynamique simplifiée

Les conclusions tirées sur cette méthode sont les suivantes.

- **Découplage sismique et statique** : Pour obtenir une modélisation réaliste avec le modèle simplifié, il a fallu rajouter la contribution de la pression statique manuellement. Lorsque celle-ci était ajoutée directement sur le modèle simplifié, une partie des efforts engendrés par celle-ci était attiré vers le remblai. Ce comportement ne reflétant pas la réalité du problème étudié, il faut donc découpler la partie statique de la partie dynamique lors de l'analyse. Ce comportement montre ce modèle peut être encore amélioré.
- **Sensibilité à l'amortissement** : L'étude de l'influence du taux d'amortissement a démontré premièrement que le modèle linéaire est assez sensible à l'amortissement. Deuxièmement, que le pourcentage d'amortissement à introduire dans le modèle linéaire et non linéaire doit être différent, car l'amortissement hystérotique du matériau n'est pas pris en compte. Ce qui implique qu'une étude approfondie sur la valeur à introduire dans ce modèle doit être faite.
- **Moment de flexion** : Les comparaisons du chapitre 3 et 4 ont montré que le modèle simplifié donne des efforts plus élevés dans la culée que le modèle non linéaire. Cette surestimation est due en partie en grande partie à la linéarité du sol. Par contre les efforts obtenus sont légèrement un peu plus faibles que données par le MCSQ du MTQ.
- **La linéarité du sol** : La réduction du module de cisaillement qui est un paramètre très important dans le comportement sismique du sol n'est pas du tout pris en compte. Ainsi, le modèle de sol pourrait être amélioré en ajoutant des éléments de poutres en cisaillement ayant une loi de comportement non-linéaire.

6.2.3 Méthode pseudo-statique

Les conclusions tirées sur cette méthode sont les suivantes.

- **Simultanéité des charges** : La combinaison de charges qui supposait la simultanéité des charges lors du séisme (Superposition) a montré que le moment de flexion est grandement surestimé en envisageant une telle situation. Ceci permet de confirmer que la recommandation du CSA/CAN-S6 qui stipule de ne pas envisager une telle combinaison est valide.
- **Moment de flexion** : Pour les régions de Montréal et Charlevoix, la conception avec les combinaisons du MCSQ du MTQ est sécuritaire.

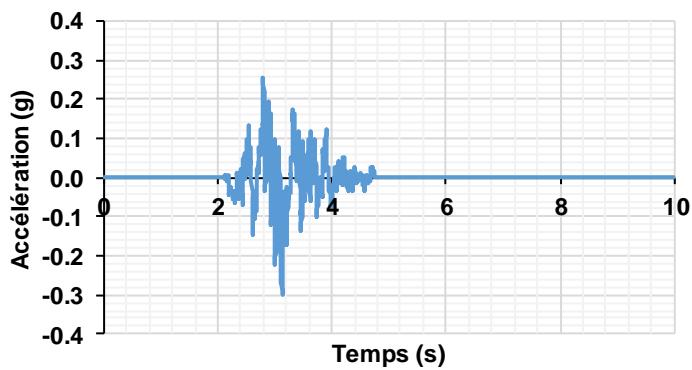
RÉFÉRENCES

- AASHTO. (2017). *LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, DC.
- Arya, A. S., and Thakkar, S. K. (1973). *Feasibility study of strengthening a masonry dam by earth backing against earthquake forces*. Communication présentée à Symposium Earth & Earth Structures under Earthquakes & Dynamics Loads., Roorkee. India.
- ASCE. (1994). *Retaining and flood Walls* (vol. 4). New York.
- Atkinson. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *36*(6), 991-1000.
- Brinkgreve, R., Kappert, M., and Bonnier, P. (2007). Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. *Proc. of Num. Mod. in Geomech., NUMOG X, Rhodes*, 737-742.
- Caquot, A., and Kerisel, J. (1948). Tables de poussée et de butée. *Gauthier-Villars, Paris*.
- Carvajal Uribe, J. C. (2011). *Seismic embankment-abutment-structure interaction of integral abutment bridges*. (University of British Columbia).
- Coulomb, C. A. (1773). Essai sur une application des règles de maximis es minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture,-Mémoires Académie Royale des Sciences, vol VII: Année.
- Darendeli, M. B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves.
- Gazetas, G., Garini, E., and Zafeirakos, A. (2016). Seismic analysis of tall anchored sheet-pile walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 91, 209-221.
- Geraili, R., and Sitar, N. (2013). *Seismic Earth Pressures on Retaining Structures in Cohesionless Soils*. California: California Department of Transportation (Caltrans).
- Helwany, S. (2007). Applied soil mechanics with ABAQUS applications: John Wiley & Sons, United States.
- Léger, P., and Javanmardi, F. (2006). Seismic stability of concrete gravity dams strengthened by rockfill buttressing. *SOIL DYNAMICS AND EARTHQUAKE ENGINEERING*, 27(3), 274-290.
- Massicotte, B. (2019). Calculs des ponts-Concepts de base. Première Éditions da Vinci, Laval (Québec) Canada.
- Mononobe, N., and Matsuo, M. (1929). "On the Determination of Earth Pressure During Earthquakes". Communication présentée à World Engineering Congress (vol. 9).
- Newmark, N., Rosenblueth, E., and Pao, Y.-H. (1972). Fundamentals of earthquake engineering. *Journal of Applied Mechanics*, 39, 366.
- Okabe, S. (1926). General Theory of Earth Pressure. *Japan Society of Civil Engineers*, 12(1).
- Pinto, P. A. (2012). *Study of Constitutive Models for Soils under Cyclic Loading*. (Master's Thesis, Universidade Técnica de Lisboa, Lisbon, Portugal, 12 November).
- Rankine, W. M. (1857). On the stability of loose earth. *Philosophical transactions of the Royal Society of London*, 9-27.
- Schanz, T., Vermeer, P., and Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in computational geotechnics*, 281-296.
- Scott, R. (1973). *Earthquake induced pressure on retaining walls*. Communication présentée à 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy.
- Seismosoft. (2016). Seismomatch 1.2.0 (Version 1.2.0). Tiré de <https://www.seismosoft.com/>
- Silvestri, V. (2011). *Fondation et mécanique des sols*.

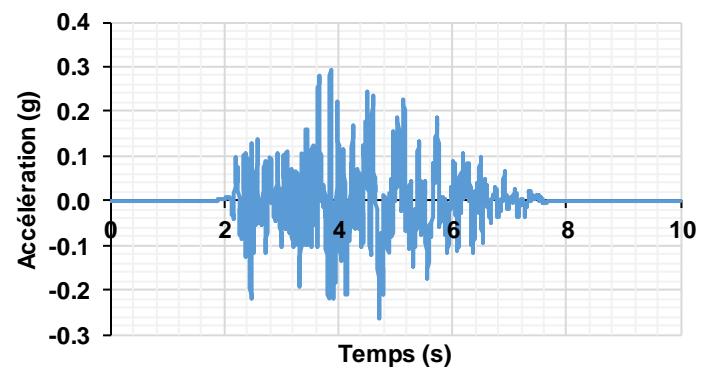
- Simulia, D. (2011). ABAQUS 6.11 analysis user's manual. *Abaqus*, 6, 22.22.
- Tremblay, R., Atkinson, G., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P., and Koboevic, S. (2015). *Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015*. Communication présentée à Proceeding 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Victoria, BC, Canada, Paper no (vol. 99060).
- Veletsos, A. S., and Younan, A. H. (1995). Dynamic soil pressures on vertical walls.
- Wood, J. H. (1973). Earthquake-induced soil pressures on structures.

ANNEXE A SEISMES SYNTHETIQUES D'ORIGINE

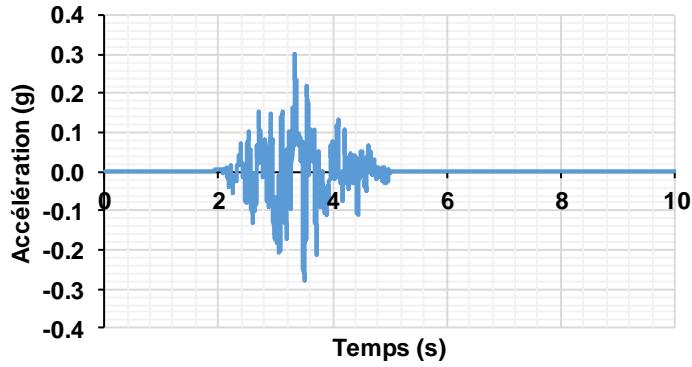
Les accélérogrammes des onze séismes synthétiques sont présentés sur la Figure A-1.



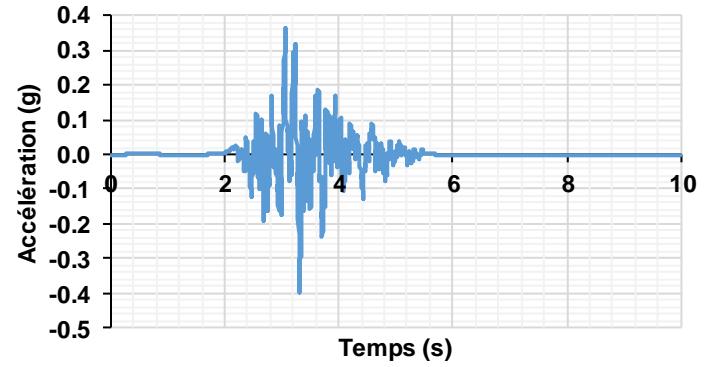
a) Séisme MC1 (M6-R12.8)



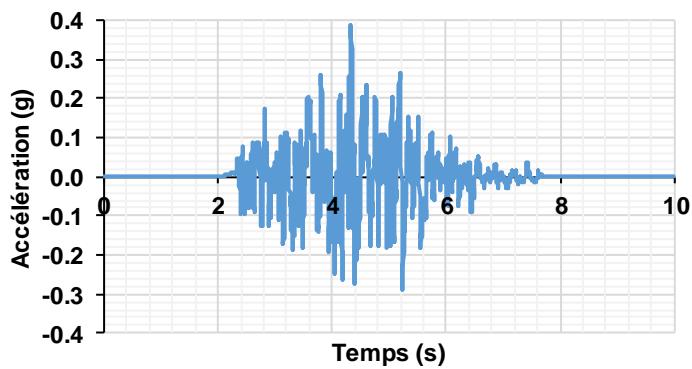
b) Séisme MC1 (M6-R16.9)



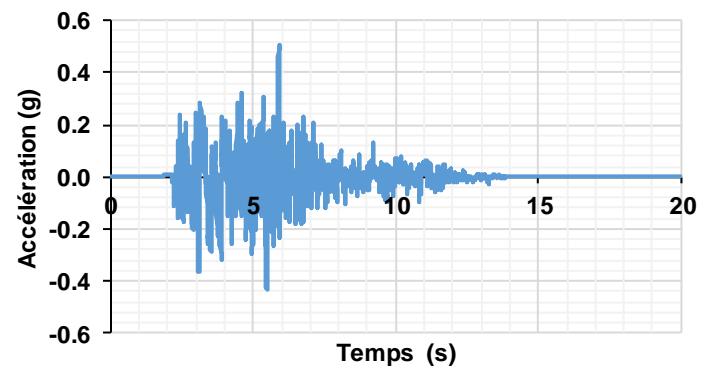
c) Séisme MC1 (M6-R17)



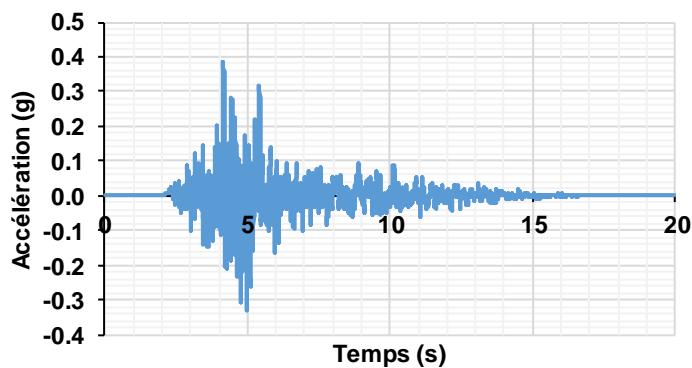
d) Séisme MC1 (M6-R17)



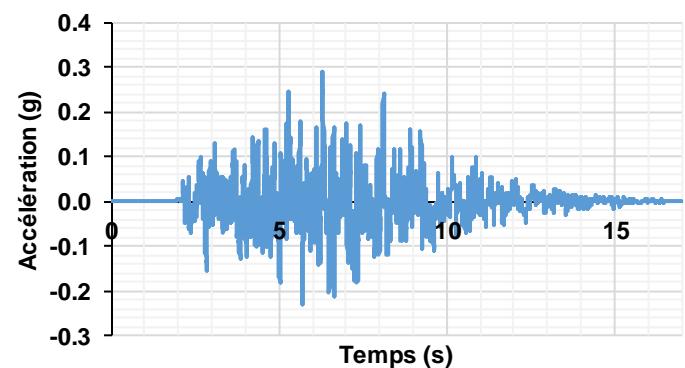
e) Séisme MC5 (M6-R24.4)



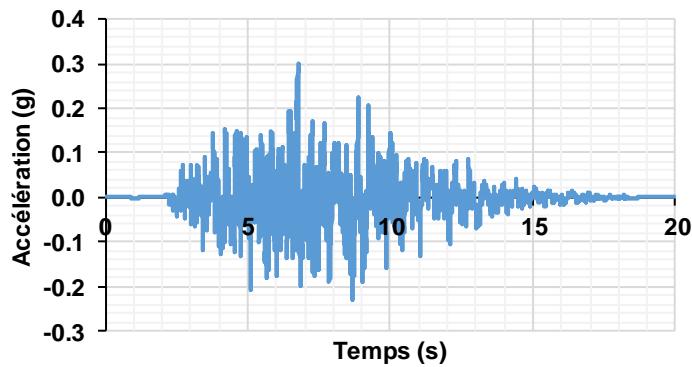
f) Séisme MC6 (M7-R14.9)



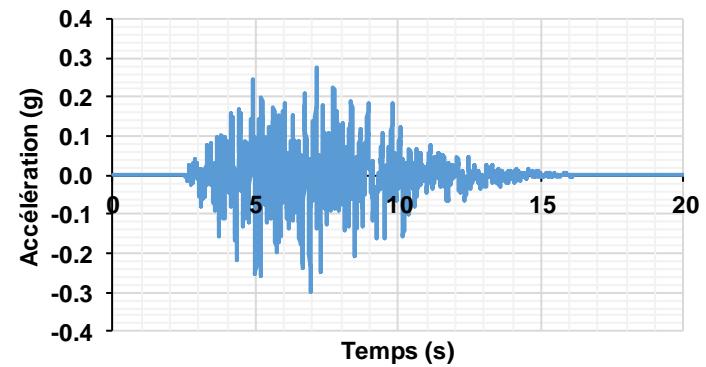
g) Séisme MC7 (M7-R20.1)



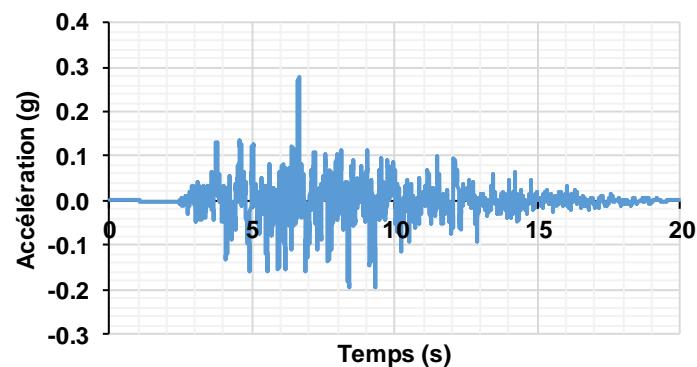
h) Séisme MC8 (M6-R25.6)



i) Séisme MC7 (M6-R41.6)



j) Séisme MC10 (M7-R45.2)



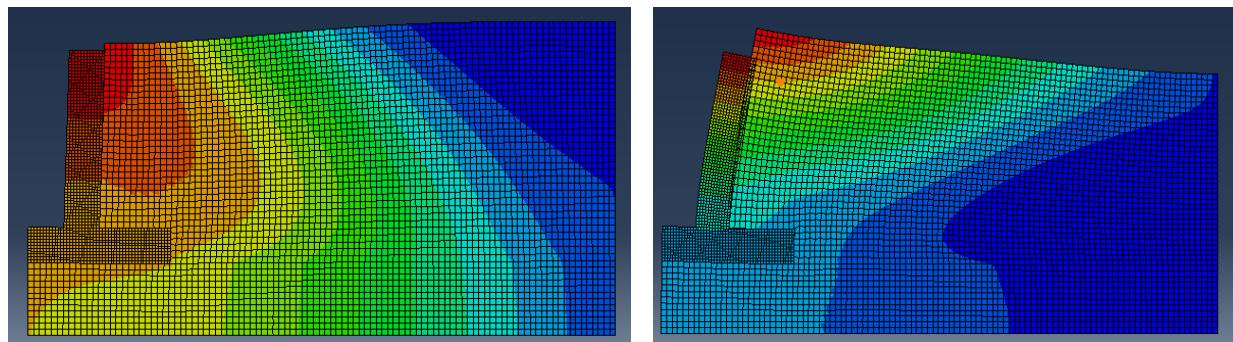
k) Séisme MC11 (M7-R98.6)

Figure A-1 : Accélérogrammes des onze séismes synthétiques

ANNEXE B : DÉTERMINATION DU MAILLAGE DU MODÈLE NUMÉRIQUE

Cette annexe présente l'étude de convergence qui a été faite pour déterminer la taille du maillage à utiliser pour avoir des résultats corrects avec le modèle numérique. Le modèle présenté ici est le modèle de référence (mur-remblai) du chapitre 3. La taille de maillage utilisée pour ce modèle est la même pour les modèles de (culée-remblai) dans le chapitre 4.

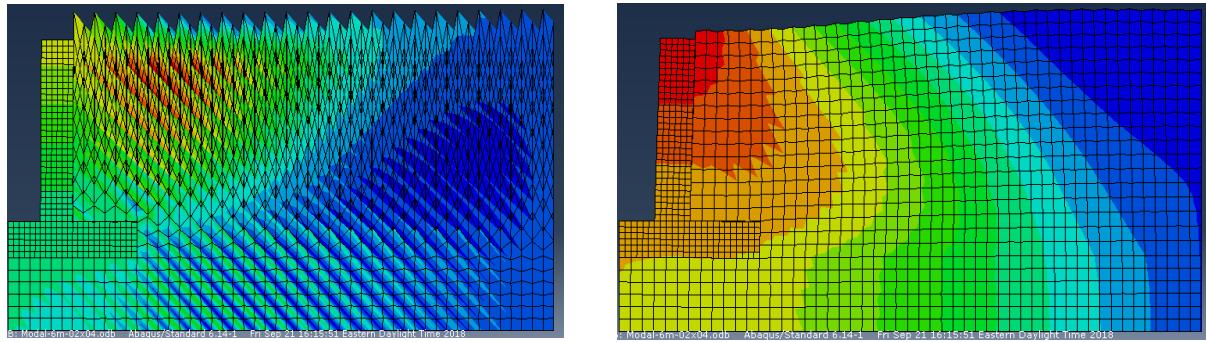
La stratégie employée pour l'étude de la convergence, a été de commencer avec une taille d'éléments de béton armé équivalent à celle d'une éprouvette soit 100mm et de grossir le maillage ensuite. La taille des éléments du sol est de 200 mm. Ce ratio de 2 entre la taille des éléments du mur et ceux du sol sera conservé, pour chaque itération du maillage. La Figure B-1, Figure B-2 et Figure B-3, présentent les principaux modes pour chaque type de maillage.



a) Mode 1 ($T=0.091$ s) Facteur de participation 34.79%

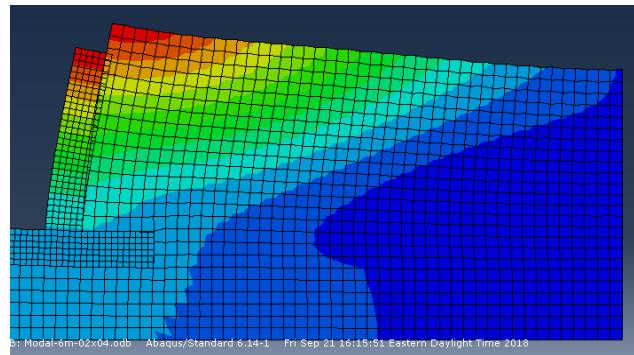
b) Mode 2 ($T=0.088$ s) Facteur de participation 61.3%

Figure B-1 : Déformée des deux premiers modes pour un maillage mur-remblai de 100 mm-200 mm



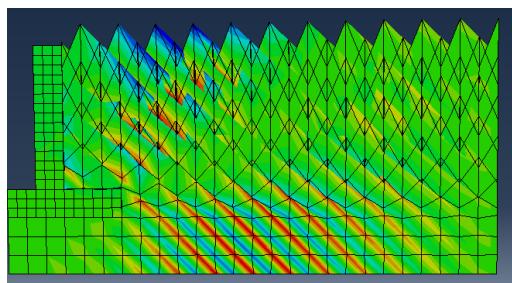
a) Mode 1 ($T=0.094$ s) Facteur de participation 0.14%

b) Mode 2 ($T=0.091$ s) Facteur de participation 13.32%

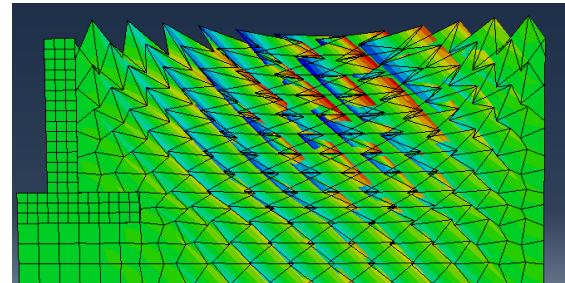


c) Mode 3 ($T=0.088$ s) Facteur de participation 59.76%

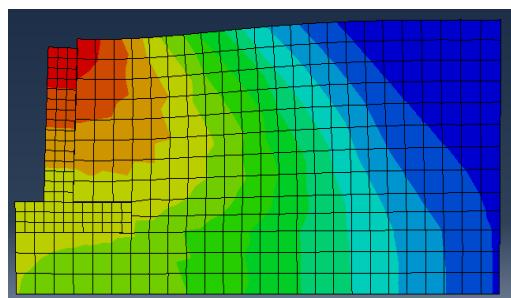
Figure B-2 : Déformée des trois premiers modes pour un maillage mur-remblai de 200 mm-400 mm.



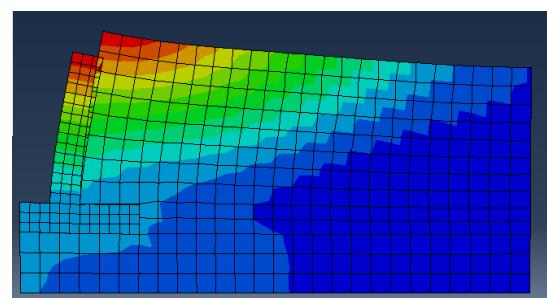
a) Mode 1 ($T=0.132$ s) Facteur de participation 0.58%



b) Mode 2 ($T=0.107$ s) Facteur de participation 2.86%



a) Mode 3 ($T=0.091$ s) Facteur de participation 0.07%



b) Mode 4 ($T=0.089$ s) Facteur de participation 43.47%

Figure B-3 : Déformée des trois premiers modes pour un maillage mur-remblai de 400 mm-800 mm.

Tableau B-1 : Périodes naturelles des dix premiers modes maillage de 100 mm – 200 mm

Maillage 100×200 mm	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6	Mode 7	Mode 8	Mode 9	Mode 10
Période (s)	0.091	0.088	0.081	0.073	0.063	0.058	0.057	0.052	0.0051	0.005
Masse participation modale	34.79	61.3	64.96	73.6	94.05	99.96	99.98	99.99	99.99	100

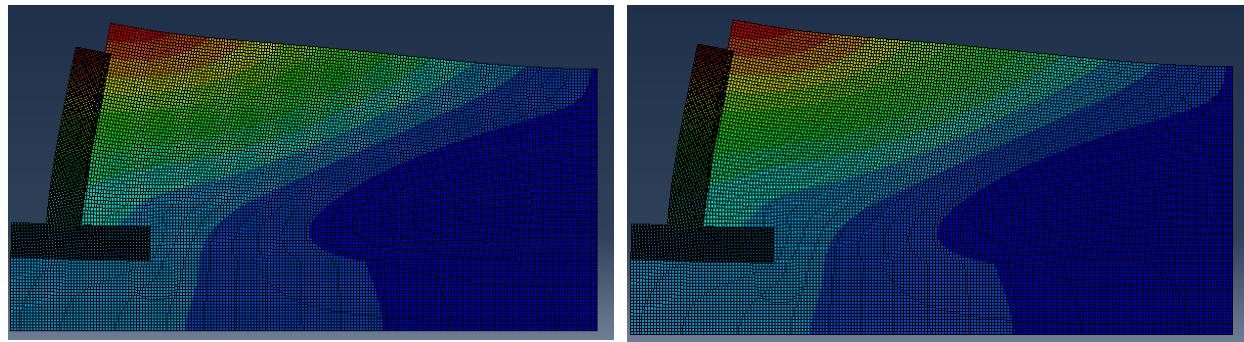
Tableau B-2 : Périodes naturelles des dix premiers modes maillage de 200 mm – 400 mm

Maillage 200×400 mm	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6	Mode 7	Mode 8	Mode 9	Mode 10
Période (s)	0.094	0.091	0.088	0.081	0.078	0.073	0.07	0.065	0.063	0.059
Masse participation modale	0.14	13.46	73.22	92.99	93	97.54	97.55	97.63	97.74	100

Tableau B-3 : Périodes naturelles des dix premiers modes maillage de 400 mm – 800 mm

Maillage 400×800 mm	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6	Mode 7	Mode 8	Mode 9	Mode 10
Période (s)	0.132	0.107	0.091	0.089	0.082	0.081	0.075	0.074	0.064	0.059
Masse participation modale	0.58	3.44	3.51	46.98	64.45	64.46	64.75	64.75	94.88	100

L’observation des différents modes montrent que les modèles avec une taille de maillage supérieur ou égale à 200 mm pour le sol, ont des modes de vibration aberrants (mode 1 pour le modèle 200×400 mm, et mode 1 et 2 pour le modèle 400×800 mm). De plus l’on constate qu’à partir de la taille de maillage 200×400 mm la structure tend à converger vers une période fondamentale de 0.091s. Pour valider cela, il faut faire une dernière analyse modale, avec un maillage plus raffiné et observer si la déformée est la même. La déformée des deux premiers modes est présentée à la Figure B-4.



a) Mode 1 ($T=0.091$ s) Facteur de participation 35%

b) Mode 2 ($T=0.086$ s) Facteur de participation 57%

Figure B-4 : Déformée des deux premiers modes pour un maillage mur-remblai de 50×100 mm.

ANNEXE C : INFLUENCE DE LA FRONTIERE DANS LE MODÈLE SIMPLIFIÉ

La Figure C-1 présente la déformée du mode fondamental des modèles du sol avec et sans frontière. La structure est plus flexible lorsque la frontière de sol n'est pas considérée. Il existe un écart de 12% entre les deux représentations.

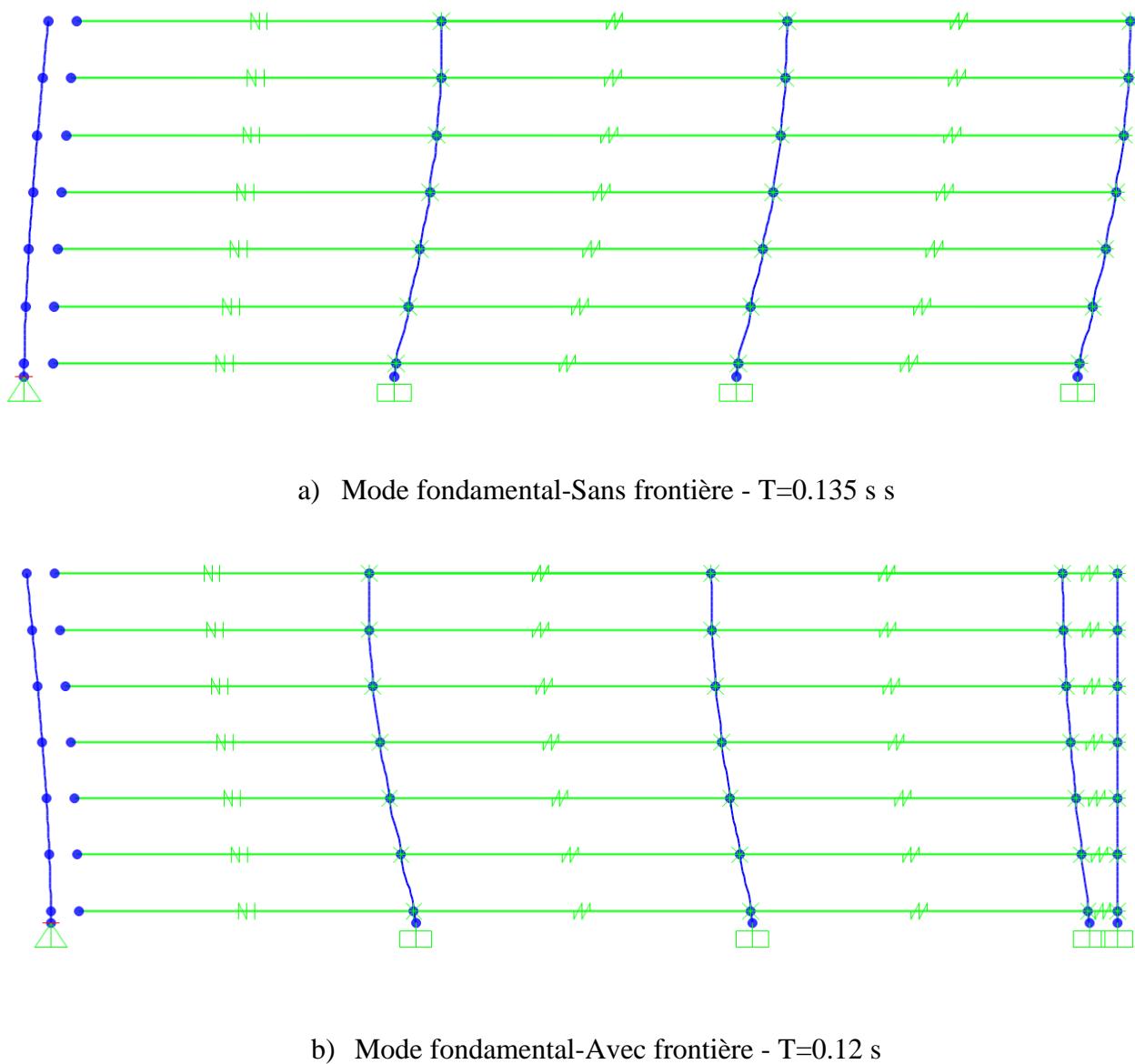


Figure C-1 : Déformée mode fondamental du modèle simplifié sur SAP2000.