

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

**Évaluation de la performance sismique bidirectionnelle des piles de pont
rectangulaires au Québec**

MARIE-HÉLÈNE ASSELIN

Département des génies civil, géologique et des mines

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

Août 2020

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

**Évaluation de la performance sismique bidirectionnelle des piles de pont
rectangulaires au Québec**

présenté par **Marie-Hélène ASSELIN**

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

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

Sanda KOBOEVIC, présidente

Najib BOUAANANI, membre et directeur de recherche

Nathalie ROY, membre

DÉDICACE

*À tous mes collègues de Poly,
au plaisir de retravailler avec vous.*

REMERCIEMENTS

Je remercie sincèrement tous ceux qui m'ont aidée et appuyée durant la réalisation de ce mémoire. Je remercie d'abord et avant tout mon directeur de mémoire, le professeur Najib Bouaanani. Il m'a proposé un sujet de recherche qui correspondait à mes intérêts et m'a aidé à le raffiner tout au long de ma maîtrise. Ses suggestions et ses recommandations ont grandement contribué à l'amélioration de ce mémoire. Je remercie également Sylvain Renaud pour sa disponibilité, ses conseils et son aide précieuse. Je remercie aussi les professeures Sanda Koboevic et Nathalie Roy d'avoir accepté d'être membres du jury. Je remercie le CRSNG et le FRQNT pour leur soutien financier.

Je tiens également à remercier tous les collègues du bureau pour le soutien et les bons moments passés ensemble. Un merci spécial à David Ek pour l'organisation des parties de hockey et de pétanque.

Finalement, je remercie les membres de ma famille qui m'ont soutenue durant mes études. Merci à mon mari, Marc Dussault-Matte, qui m'a toujours encouragée et a si bien pris soin de notre fille Éliane durant la rédaction de ce mémoire. Merci à mes parents, mon frère et mes beaux-parents pour leur soutien continu.

RÉSUMÉ

Ce mémoire étudie le comportement sismique des piles de pont rectangulaires en béton armé soumises à des sollicitations sismiques bidirectionnelles. Les effets de l'angle d'incidence des tremblements de terre sur la réponse dynamique des piles et sur leur performance sismique sont notamment étudiés.

D'abord, une analyse comparative des méthodes de modélisation de piles par éléments de fibres est réalisée. Les méthodes de modélisation par éléments de fibres basées sur la force (méthode de flexibilité) et sur les déplacements (méthode de rigidité) sont détaillées et comparées. La principale différence entre les deux méthodes est que la méthode de flexibilité permet de satisfaire l'équilibre des forces en tout point alors que l'équilibre est satisfait au niveau global seulement pour la méthode de rigidité. Pour une géométrie régulière dans le domaine linéaire, les deux méthodes conduisent aux mêmes résultats. Ce n'est pas le cas dans le domaine non-linéaire, car la courbure des éléments basés sur la force n'est pas obligatoirement linéaire, contrairement à celle des éléments basés sur les déplacements. Une étude de cas simple réalisée à l'aide du logiciel SeismoStruct permet de réaliser une comparaison préliminaire des deux méthodes de modélisation. Cette étude comparative montre que les deux méthodes de modélisation peuvent reproduire adéquatement l'enveloppe d'une courbe d'hystérésis force-déplacement d'une colonne soumise à un chargement cyclique. Un seul élément basé sur la force avec plusieurs points d'intégration est requis pour la méthode de flexibilité alors que plusieurs éléments basés sur les déplacements sont requis pour la méthode de rigidité.

Par la suite, des modèles numériques en éléments de fibres de piles rectangulaires sont construits et validés à partir de résultats d'essais expérimentaux présentés dans la littérature. Trois essais expérimentaux de chargement cyclique sur des piles-murs ou des piles rectangulaires ont été utilisés afin de valider l'approche adoptée pour la modélisation des piles avec des éléments de fibres. Les trois piles considérées sont respectivement soumises à des chargements selon la direction de l'axe faible, la direction de l'axe fort et les deux directions principales. Pour atteindre la convergence et reproduire adéquatement le comportement des piles sollicitées en flexion, il est nécessaire d'ajuster le nombre de points d'intégration (méthode de flexibilité) ou d'éléments (méthode de rigidité), d'ajouter des ressorts si les déformations en cisaillement sont importantes et d'ajuster les paramètres du modèle d'acier. La compa-

raison entre les résultats des modèles numériques calibrés adéquatement et ceux des essais expérimentaux a permis de conclure qu'il est possible de reproduire les courbes d'hystérésis force-déplacement des piles avec les modèles en éléments de fibres. Pour la pile rectangulaire chargée bidirectionnellement, une comparaison est réalisée entre les valeurs de déplacements relatifs auxquels surviennent différents états limites de dommages pour : (i) l'essai au laboratoire ; (ii) le modèle à un élément de fibres basé sur la force ; et (iii) différentes valeurs rapportées dans la littérature.

Enfin, des analyses dynamiques temporelles linéaires et non-linéaires bidirectionnelles d'un pont appuyé sur une pile rectangulaire ont été réalisées afin d'étudier deux paramètres méthodologiques en lien avec la performance sismique des piles de pont. D'abord, l'influence de l'angle d'incidence des accélérogrammes est évaluée pour un pont droit et un pont biais, tant dans le domaine linéaire que non-linéaire. Les analyses réalisées montrent que la variabilité causée par l'utilisation de onze paires d'accélérogrammes étalonnées sur un même spectre cible est supérieure à la variabilité causée par la rotation des accélérogrammes. Ensuite, l'évaluation des critères de performance sismique est étudiée. Les états limites définis dans la norme CSA-S6-14 ainsi que quelques états définis dans la littérature sont associés aux déplacements relatifs du sommet de la pile dans les deux directions principales. Les analyses dynamiques temporelles non-linéaires réalisées pour onze paires d'accélérogrammes et six angles d'incidence permettent d'observer que la bidirectionnalité a un effet important sur les déplacements relatifs auxquels surviennent les différents états limites. Pour le modèle numérique du pont étudié, les valeurs de déplacements relatifs auxquels surviennent différents états limites de dommages sont moins élevées que celles rapportées dans la littérature.

ABSTRACT

The main objective of this research project was to assess the influence of the incident angle of ground motions on the dynamic response of rectangular bridge piers and the evaluation of their seismic performance. First, a comparative analysis of two fibre element modelling approaches was carried out. Modelling approaches using force-based and displacement-based fibre elements were reviewed and the obtained results were compared. A major difference between both approaches is that force equilibrium is achieved at local level when force-based elements are used, while it is only achieved at global level for displacement-based elements. Both modelling approaches give the same results for linear analyses. For non-linear analyses, the curvatures obtained from displacement-based elements are as expected linear unlike those associated with force-based elements. A preliminary comparison of force-based and displacement-based elements was also carried out. This simple case study showed that both approaches can be used to reproduce the envelope of force-displacement hysteresis curves of a square column subjected to cyclic loading. In this case, one force-based element with multiple integration points was sufficient to ensure appropriate results, while multiple displacement-based elements were required.

Developed fibre element models were validated next using results reported in the literature from cyclic testing of three large-scale rectangular bridge piers. In these cyclic tests, the loads were applied along the specimen's weak axis, strong axis and along both principal axes. The comparison between the numerical and experimental results showed that well-calibrated fibre element models can reproduce experimental force-displacement hysteresis curves adequately. Calibration of number of integration points (force-based elements) or mesh density (displacement-based elements), adding of shear springs if shear deformations are expected and modification of steel model parameters were indeed generally required. For the rectangular bridge pier loaded along both principal axes, drift values at which several limit states are reached were compared : (i) experimental values; (ii) values extracted from the numerical fibre element models; and (iii) values from the literature review.

Finally, the evaluation of the seismic performance of the studied bridge piers was investigated using linear and non-linear time-history analyses. First, the influence of the incidence angle was assessed for a straight and a skew bridge. The results obtained from bidirectional time-history analyses showed that the variability in key seismic response parameters (dis-

placements, moments, shear forces) between 11 groundmotions pairs was higher than the variability caused by the incidence angle. Then, the seismic performance criteria defined in the CSA S6-14 code as well as some reported in the literature were associated with drift values of the bridge pier in both principal directions. Non-linear time-history analyses of the studied bridge piers were carried out using 11 ground motions pairs applied along six incident angles. The results show that bidirectional seismic loads have a significant impact on drift threshold values associated with limit states. For the studied bridge piers, drift values at which the considered limit states are reached were found to be generally lower than threshold drift values reported in the literature.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iii
REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	vii
TABLE DES MATIÈRES	ix
LISTE DES TABLEAUX	xii
LISTE DES FIGURES	xiii
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xvi
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Problématique	1
1.2 Objectifs de recherche	2
1.3 Méthodologie	3
1.3.1 Premier objectif spécifique : Mener une analyse comparative des différentes méthodes de modélisation par éléments de fibres en se basant sur leur formulation et un exemple d'application préliminaire de pile carrée	3
1.3.2 Deuxième objectif spécifique : Construire, au moyen de ces méthodes, des modèles de piles rectangulaires et vérifier leur réponse à partir des résultats d'essais cycliques disponibles dans la littérature	4
1.3.3 Troisième objectif spécifique : Réaliser des analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles linéaires et non-linéaires sur un modèle numérique d'un pont appuyé sur une pile rectangulaire afin d'étudier l'influence de l'angle d'incidence des accélérogrammes ainsi que l'évaluation des critères de performance	4
1.4 Organisation du mémoire	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	6
2.1 Portée de la revue de littérature	6

2.2	Conception basée sur la performance	6
2.2.1	Historique au Canada	6
2.2.2	Évaluation des critères de performance	8
2.3	Modélisation numérique par éléments finis des structures en béton armé . . .	10
2.4	Comportement des piles sous charges latérales pseudo-statiques ou cycliques	12
2.4.1	Piles-murs chargées unidirectionnellement	12
2.4.2	Effet de la bidirectionnalité sur des colonnes quelconques	15
2.5	Réponse sismique des piles	17
2.5.1	Influence de l'angle d'incidence	17
2.5.2	Étalonnage bidirectionnel des accélérogrammes	23
CHAPITRE 3 ANALYSE COMPARATIVE DES MÉTHODES DE MODÉLISATION		
	PAR ÉLÉMENTS DE FIBRES	27
3.1	Formulation des éléments de fibres	27
3.1.1	Formulation de la méthode de rigidité	28
3.1.2	Formulation de la méthode de flexibilité	32
3.1.3	Comparaison des méthodes de rigidité et de flexibilité	37
3.1.4	Limitations des méthodes de modélisation numérique en éléments de fibres	38
3.2	Modélisation avec le logiciel SeismoStruct	38
3.2.1	Types d'éléments disponibles dans le logiciel SeismoStruct	39
3.2.2	Exemple de modélisation avec SeismoStruct	40
CHAPITRE 4 DÉVELOPPEMENT ET VALIDATION DES MODÈLES NUMÉRIQUES		
	AU REGARD DE RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ISSUS DE LA LITTÉRATURE	47
4.1	Pile-mur A : chargée selon l'axe faible	47
4.2	Pile-mur B : chargée selon l'axe fort	53
4.3	Pile rectangulaire C : chargée selon les deux axes principaux	61
4.3.1	Calibration du modèle numérique	61
4.3.2	Évaluation des critères de performance	69
4.4	Synthèse de la validation expérimentale	72
CHAPITRE 5 ANALYSES DYNAMIQUES TEMPORELLES BIDIRECTIONNELLES		
	D'UN PONT SUPPORTÉ PAR UNE PILE RECTANGULAIRE	75
5.1	Pont à l'étude	75
5.2	Sélection et calibration des accélérogrammes historiques	78
5.3	Influence de l'angle d'incidence des accélérogrammes	78

5.4	Évaluation des critères de performance	91
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		95
6.1	Synthèse du projet de recherche	95
6.2	Recommandations	96
6.2.1	Comparaison des méthodes de modélisation par éléments de fibres . .	96
6.2.2	Calibration des modèles de piles rectangulaires en éléments de fibres .	97
6.2.3	Influence de l'angle d'incidence	98
6.2.4	Évaluation des critères de performance	99
6.3	Travaux futurs	100
RÉFÉRENCES		101
ANNEXES		110

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Critères de performance pour les piles de pont en béton armé selon la norme CSA-S6-14 [5]	9
2.2	Paramètres de réponse et valeurs limites pour différents niveaux de dommages (adapté de [2])	11
2.3	Valeurs de μ_D proposées par Alturki et Burgueño [9] pour les piles-murs	15
3.1	Éléments disponibles dans le logiciel SeismoStruct	39
3.2	Valeurs typiques, par défaut et utilisées du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1]	43
4.1	Propriétés et références des piles considérées pour la validation expérimentale des modèles numériques en éléments de fibres	47
4.2	Valeurs typiques, par défaut, expérimentales et calibrés du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] pour la pile-mur A	51
4.3	Valeurs typiques, par défaut, expérimentales et calibrés du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] pour la pile-mur B	60
4.4	Valeurs typiques, par défaut, expérimentales et calibrées du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] pour la pile rectangulaire C	65
4.5	États limites considérés et déformations limites qui y sont associées .	70
4.6	Déplacements relatifs du sommet de la pile correspondant aux différents états limites de dommages pour la pile rectangulaire C	71
4.7	Paramètres de calibration des modèles de piles-murs et de piles rectangulaires	74
5.1	Résumé des séries d'analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles réalisées	77
5.2	Événements sismiques utilisés pour les analyses temporelles	80
A.1	Valeurs typiques et par défaut du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] dans le logiciel SeismoStruct [11]	113

LISTE DES FIGURES

2.1	Exemples de non-linéarités : (a) non-linéarité géométrique ; et (b) non-linéarité des matériaux	12
3.1	Section en béton armé modélisée à l'aide d'éléments de fibres	28
3.2	Degrés de liberté d'un élément poutre 3D basé sur les déplacements	29
3.3	Degrés de liberté d'un élément poutre 3D basé sur la force	33
3.4	Détails du spécimen 1 de Tsuno et Park [92] : (a) vue en élévation ; et (b) vue en plan	42
3.5	Historique de déplacements appliqués au spécimen 1 de Tsuno et Park [92]	42
3.6	Calibration du spécimen 1 de Tsuno et Park [92] à l'aide d'éléments basés sur la force dans SeismoStruct	44
3.7	Calibration du spécimen 1 de Tsuno et Park [92] à l'aide d'éléments basés sur les déplacements dans SeismoStruct	45
4.1	Détails de la pile-mur A : (a) vue en élévation ; et (b) vue en plan	49
4.2	Modélisation de la pile-mur A dans SeismoStruct : (a) détails du modèle ; et (b) discrétisation de la section de la pile-mur en éléments de fibres	50
4.3	Historique de déplacements appliqués à la poutre rigide de la pile-mur A	50
4.4	Calibration du modèle de la pile-mur A à l'aide d'éléments basés sur la force et d'éléments basés sur les déplacements	52
4.5	Courbes d'hystérésis du modèle numérique en éléments de fibres basés sur la force avec les valeurs par défaut, les valeurs expérimentales et les valeurs calibrées des paramètres du modèle d'acier	54
4.6	Détails de la pile-mur B : (a) vue en élévation ; et (b) vue en plan	55
4.7	Historique de déplacement appliqué à la poutre rigide de la pile-mur B	56
4.8	Modélisation de la pile-mur B dans SeismoStruct : (a) détails du modèle ; et (b) discrétisation de la section de la pile-mur en éléments de fibres	58
4.9	Calibration du modèle de la pile-mur B à l'aide d'éléments basés sur la force et les déplacements	59
4.10	Montage expérimental de l'essai de chargement cyclique bidirectionnel d'une pile rectangulaire (tiré de [13])	62
4.11	Détails de la pile rectangulaire C : (a) vue en élévation ; et (b) vue en plan	63

4.12	Historiques de chargement présentés par Khaled et al. [13] et modifiés pour la validation : (a) axe faible ; et (b) axe fort	66
4.13	Modélisation de la pile rectangulaire C dans SeismoStruct : (a) modèle à un élément ; (b) modèle à deux éléments ; et (c) discrétisation de la section de la pile-mur en éléments de fibres	67
4.14	Calibration du modèle de la pile rectangulaire C à l'aide d'éléments basés sur la force et les déplacements : (a) axe faible ; et (b) axe fort .	68
5.1	Pont à l'étude : (a) modélisation numérique en éléments de fibres ; (b) géométrie de la pile	76
5.2	Spectre de conception du CNB 2015 [99] pour un sol de type C situé à Montréal et spectres de réponse moyens des paires d'accélérogrammes étalonnés : (a) pont droit ; et (b) pont biais	79
5.3	Définition des axes de référence du pont, de la pile et de l'angle d'incidence	81
5.4	Déplacements longitudinaux et transversaux du sommet de la pile pour différents angles d'incidence de l'enregistrement sismique de Nahanni (1985), site n°1 d'Iverson : (a) pont droit, modèle linéaire ; (b) pont droit, modèle non-linéaire ; (c) pont biais, modèle linéaire ; et (d) pont biais, modèle non-linéaire	82
5.5	Déplacements longitudinaux et transversaux du sommet de la pile pour différents angles d'incidence de l'enregistrement sismique du Saguenay (1988), site n°10 de Rivière-Ouelle : (a) pont droit, modèle linéaire ; (b) pont droit, modèle non-linéaire ; (c) pont biais, modèle linéaire ; et (d) pont biais, modèle non-linéaire	83
5.6	Moyenne, minimum et maximum des déplacements maximaux pour tous les angles d'incidence et déplacements maximaux des angles d'incidence correspondant aux axes principaux du pont : (a) pont droit, modèle linéaire ; (b) pont droit, modèle non-linéaire ; (c) pont biais, modèle linéaire ; et (d) pont biais, modèle non-linéaire	84
5.7	Déplacements relatifs du sommet de la pile et moments maximaux à la base pour différents angles d'incidence de l'enregistrement sismique du Saguenay (1988), site n°10 de Rivière-Ouelle : (a) pont droit, modèle linéaire ; (b) pont droit, modèle non-linéaire ; (c) pont biais, modèle linéaire ; et (d) pont biais, modèle non-linéaire	85

5.8	Moments biaxiaux à la base de la pile pour l'enregistrement sismique du Saguenay (1988), site n°20 des Éboulements : (a) pont droit, modèle linéaire; (b) pont droit, modèle non-linéaire; (c) pont biais, modèle linéaire; et (d) pont biais, modèle non-linéaire	87
5.9	Surface de l'enveloppe des moments biaxiaux pour l'ensemble des angles d'incidence ainsi que pour les deux directions principales : (a) pont droit, modèle linéaire; (b) pont droit, modèle non-linéaire; (c) pont biais, modèle linéaire; et (d) pont biais, modèle non-linéaire	88
5.10	Moments moyens à la base de la pile : (a) pont droit, modèle linéaire; (b) pont droit, modèle non-linéaire; (c) pont biais, modèle linéaire; et (d) pont biais, modèle non-linéaire	89
5.11	Efforts de cisaillement moyens à la base de la pile : (a) pont droit, modèle linéaire; (b) pont droit, modèle non-linéaire; (c) pont biais, modèle linéaire; et (d) pont biais, modèle non-linéaire	90
5.12	Déplacements relatifs longitudinaux et transversaux auxquels surviennent les états limites pour le modèle de pont droit	92
5.13	Déplacements relatifs longitudinaux et transversaux auxquels surviennent les états limites pour le modèle de pont biais	93
A.1	Relation contrainte-déformation du modèle de Menegotto et Pinto [1] (adapté de [103])	116
A.2	Courbe contrainte-déformation avec les valeurs par défaut du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] dans le logiciel SeismoStruct [11] . .	117
A.3	Courbe contrainte-déformation d'un béton 30 MPa avec les valeurs par défaut du modèle de béton de Mander et al. [93] dans le logiciel SeismoStruct [11]	118
B.1	Modes de vibration du pont droit étudié	119
B.2	Modes de vibration du pont biais étudié	120

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A1	Coefficient de calibration de la forme de la courbe de transition du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1]
A2	Coefficient de calibration de la forme de la courbe de transition du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1]
A3	Coefficient de calibration d'écrouissage isotrope du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1]
A4	Coefficient de calibration d'écrouissage isotrope du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1]
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
$a_i(t), a_j(t)$	Accélérations sismiques dans un système d'axes orthogonaux
$\mathbf{b}(x)$	Matrice des fonctions de forme
$\mathbf{B}(x)$	Matrice élémentaire déformations-déplacements
b_w	Épaisseur du mur
$\mathbf{C}$	Matrice constitutive
Caltrans	California Department of Transportation
CNB	Code national du bâtiment
CSA	Canadian Standards Association
d	Largeur effective du mur
$\mathbf{d}(x)$	Champs des déformations
$\mathbf{D}(x)$	Champs des efforts internes
$\tilde{\mathbf{D}}(x)$	Vecteur des forces débalancées
d_b	Diamètre des armatures longitudinales
DB	Élément fibres basé sur les déplacements
DBD	Conception basée sur les déplacements
DR_2, DR_3	Déplacements relatifs maximum selon les axes principaux de la pile
EDA	Analyse élastique dynamique
E	Module d'élasticité
E_c	Module d'élasticité initiale du béton
E_{sec}	Module d'élasticité sécant à la résistance en compression du béton confiné
E_p	Module plastique de l'acier

E_y	Module d'élasticité de l'acier
f	Premier facteur d'étalonnage
$\mathbf{F}$	Matrice de flexibilité
$F(T)$	Facteur de site
$\mathbf{f}(x)$	Matrice de flexibilité sectionnelle
FB	Élément fibres basé sur la force
FBD	Conception basée sur la force
f_c	Contrainte de compression
f_s	Flexibilité en cisaillement
f_t	Résistance à la traction du béton
F_u	Résistance ultime à la traction de l'acier
F_y	Limite élastique de l'acier
f_{ys}	Limite élastique de l'armature transversale
f'_c	Résistance en compression moyenne du béton
f'_{cc}	Résistance en compression du béton confiné
f'_{co}	Résistance en compression du béton non-confiné
G	Module de cisaillement
H	Charge horizontale
H_i	Fonctions d'interpolation cubiques d'Hermite
h_w	Hauteur de la pile ou du mur
I_g	Inertie brute
k	Facteur de confinement
$\mathbf{k}(x)$	Matrice de rigidité sectionnelle
$\mathbf{K}$	Matrice de rigidité
k_i	Rapport entre le spectre cible et le spectre de réponse
K_s	Rigidité en cisaillement
L	Longueur de l'élément
l_w	Largeur de la pile
M_2, M_3	Moments fléchissants autour des axes principaux de la pile
M_x, M_y, M_z	Moments fléchissants autour des axe x, y et z
M_{yi}, M_{zi}	Moments nodaux
N	Charge axiale
N_i	Fonctions d'interpolation linéaire de Lagrange
N_{xi}	Forces nodales
P	Charge verticale
PBD	Conception basée sur la performance

PGA	Accélération maximale au niveau du sol
$\mathbf{Q}$	Vecteur des forces nodales
$\bar{\mathbf{Q}}$	Vecteur des forces nodales sans mouvement de corps rigide
$\bar{\mathbf{r}}$	Vecteur des déplacements résiduels
R	Paramètre de forme de la courbe de transition du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1]
R_0	Paramètre de forme initiale de la courbe de transition du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1]
$\mathbf{R}$	Vecteur global des forces résiduelles
$S(T)$	Spectre de réponse
$S_a(T)$	Accélération spectrale à la période T
$S_{ENR}(T)$	Spectre de réponse dans la direction horizontale radiale
$S_{ENT}(T)$	Spectre de réponse dans la direction horizontale transversale
$S_g(T)$	Spectre moyen de l'ensemble des accélérogrammes
$S_{GM}(T)$	Spectre de réponse moyen des deux composantes horizontales
$S_T(T)$	Spectre cible
SRSS	Règle de combinaison quadratique
T	Période
$\mathbf{T}$	Matrice de transformation
$T_{90\% 1}$	Période de vibration à partir de laquelle 90% de la masse modale est sollicitée dans la première direction horizontale
$T_{90\% 2}$	Période de vibration à partir de laquelle 90% de la masse modale est sollicitée dans la deuxième direction horizontale
T_{court}	Période de vibration fondamentale minimale dans les deux directions orthogonales
t_f	Durée du séisme
T_{long}	Période de vibration fondamentale maximale dans les deux directions orthogonales
T_{max}	Période maximale de la plage de période cible
T_{min}	Période minimale de la plage de période cible
t_w	Profondeur de la pile
$\mathbf{U}$	Vecteur des déplacements nodaux
$\bar{\mathbf{U}}$	Vecteur des déplacements nodaux sans mouvement de corps rigide
u_{xi}, u_{yi}, u_{zi}	Degrés de liberté en déplacements
$u_y(x), u_z(x)$	Déformées approximées dans les directions y et z

V_2, V_3	Cisaillement selon les axes principaux de la pile
α	Pourcentage de la sollicitation maximale de la direction secondaire considéré pour la règle de combinaison 100%- α %
α_v	Facteur de réduction de la rigidité en cisaillement
$\Delta \bar{\mathbf{Q}}$	Vecteur des forces incrémentales
$\Delta \bar{\mathbf{U}}$	Vecteur des déplacements incrémentaux
Δ	Déplacement
Δ_D	Demande en déplacement
$\Delta \mathbf{U}$	Vecteur des déplacements incrémentaux
Δ_x, Δ_y	Déplacements longitudinaux et transversaux maximaux du sommet de la pile
ε	Déformation
ε_0	Déformation de l'acier au point d'intersection des asymptotes du modèle de Menegotto et Pinto [1]
ε_c	Déformation longitudinale en compression du béton
ε_{cc}	Déformation du béton à la résistance en compression du béton confiné
ε_{co}	Déformation du béton à la résistance en compression du béton non-confiné
ε_{cu}	Déformation du béton à l'écrasement du noyau
ε_{max}	Déformation maximale absolue de l'acier
ε_{pl}	Déformation plastique du béton
ε_r	Déformation de l'acier à la dernière inversion du chargement
ε_u	Déformation ultime de l'acier
ε_y	Déformation à la limite élastique de l'acier
ε^*	Déformation normalisée
γ	Poids volumique
κ	Courbure
λ	Deuxième facteur d'étalonnage
μ	Coefficient d'écrouissage
μ_D	Demande en ductilité
ρ	Coefficient de corrélation des accélérogrammes
$\boldsymbol{\rho}(x)$	Champs de déformations sectionnelles résiduelles
ρ_s	Ratio volumique d'armature transversale
σ	Contrainte

σ_0	Contrainte au point d'intersection des asymptotes du modèle de Menegotto et Pinto [1]
σ_r	Contrainte à la dernière inversion du chargement
σ_{st}	Décalage de l'asymptote de plastification de l'acier
$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{xy}$	Intensités quadratiques
σ^*	Contrainte normalisée
θ	Angle d'incidence des accélérogrammes par rapport à l'axe longitudinal du pont
θ'	Angle d'incidence des accélérogrammes par rapport à l'axe faible de la pile du pont
θ_0	Angle d'incidence critique des accélérogrammes
$\theta_{xi}, \theta_{yi}, \theta_{zi}$	Degrés de liberté en rotation
ξ	Niveau de plasticité développé au cours du dernier demi-cycle de chargement de l'acier

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique

Le fonctionnement adéquat et sécuritaire des ponts et viaducs est essentiel à la prospérité sociale et économique des villes puisque ces structures sont des composantes critiques du réseau routier. Les séismes importants des dernières années tels que ceux de Northridge en 1994, Kobe en 1995 et Christchurch en 2011 ont montré que le comportement inadéquat des ponts lors des tremblements de terre peut retarder l'arrivée des services d'urgence et ainsi entraîner des pertes de vies humaines [2]. Ces séismes ont également montré que plusieurs structures ayant permis de préserver la sécurité des utilisateurs ont subi des dommages importants, ce qui a nécessité des réparations majeures, voire leur reconstruction. Les pertes économiques liées aux séismes sont donc également un enjeu important.

En raison de l'aléa sismique présent dans plusieurs régions du Canada, notamment dans les régions de Vancouver et de Montréal [3], les ponts et les viaducs doivent respecter les provisions sismiques détaillées dans le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (norme CSA-S6). Alors que l'objectif de l'édition 2006 de la norme (CSA-S6-06) [4] était de préserver la vie des utilisateurs pour un aléa sismique ayant une période de retour de 2475 ans, la dernière édition, soit la norme CSA-S6-14 [5], préconise plutôt des critères de performance pour différents niveaux d'aléa. Ces critères ont pour objectifs de limiter les dommages pour des séismes ayant une probabilité d'occurrence forte ou moyenne et de préserver la sécurité des utilisateurs et l'accès aux services d'urgence pour des séismes ayant une faible probabilité d'occurrence. Différents niveaux de performance sont attendus en fonction de l'importance socio-économique de l'ouvrage.

Lorsque les ponts non isolés sismiquement sont sollicités au-delà de leur capacité élastique, les déformations inélastiques se produisent majoritairement dans les piles [6]. La performance sismique de l'ouvrage dépend donc principalement du comportement inélastique des piles. Pour la conception ou l'évaluation des ponts basée sur la performance, la norme CSA-S6-14 [5] associe les états limites de dommages à des critères de performance quantitatifs ou qualitatifs. Les critères quantitatifs pour les piles de pont sont définis par des valeurs limites de déformation dans le béton ou l'acier. Or, sur le terrain, il n'est pas toujours possible de mesurer les déformations au niveau des matériaux. Des incertitudes existent également au niveau de l'analyse sismique des piles de ponts. En effet, dans le cadre d'analyses sismiques

dynamiques temporelles, il n'y a pas de consensus à savoir s'il est nécessaire de considérer plusieurs angles d'incidence des accélérogrammes ou si l'utilisation des directions principales du pont est suffisante.

Le projet de recherche présenté dans ce mémoire traite des piles rectangulaires et des piles-murs. Ces dernières sont caractérisées par un faible ratio hauteur sur longueur (h_w/l_w) et un grand ratio longueur sur profondeur (l_w/t_w). La norme CSA-S6-14 [5] ainsi que les guides de conception américains AASHTO [7] et Caltrans [8] définissent une pile-mur comme étant un support vertical ayant un ratio $h_w/l_w < 2,5$. Alturki et Burgueño [9] indiquent que les piles-murs sont principalement utilisées pour les ponts qui traversent les cours d'eau puisque ce type de piles minimise l'accumulation de débris. De plus, les piles-murs sont utilisées lorsqu'un grand moment d'inertie est requis, notamment lorsque la hauteur de la structure est importante. Selon Tavares [10], les piles-murs étaient présentes dans 29% des ponts à travées multiples au Québec en 1995. Au-delà des considérations géométriques, la différence entre les piles-murs et les piles rectangulaires réside dans leur comportement lorsqu'elles sont soumises à un effort latéral. Les piles rectangulaires ont un comportement en flexion similaire à celui d'une colonne dans leurs deux directions principales tandis que les piles-murs se déforment davantage en cisaillement dans la direction de leur axe fort, un comportement moins ductile.

1.2 Objectifs de recherche

L'objectif général du projet de recherche présenté dans ce mémoire est le suivant :

- Étudier le comportement sismique bidirectionnel des piles de pont rectangulaires à partir d'analyses temporelles linéaires et non-linéaires réalisées sur des modèles numériques en éléments de fibres validés.

Cet objectif général se divise en trois objectifs spécifiques :

1. Mener une analyse comparative des différentes méthodes de modélisation par éléments de fibres en se basant sur leur formulation et un exemple d'application préliminaire de pile carrée.
2. Construire, au moyen de ces méthodes, des modèles de piles rectangulaires et vérifier leur réponse à partir des résultats d'essais cycliques disponibles dans la littérature.
3. Réaliser des analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles linéaires et non-linéaires

sur un modèle numérique d'un pont appuyé sur une pile rectangulaire afin d'étudier l'influence de l'angle d'incidence des accélérogrammes ainsi que l'évaluation des critères de performance.

À l'issue de ce mémoire, des recommandations seront fournies relativement :

- au choix de la méthode de modélisation par éléments de fibres,
- à la méthode de calibration des modèles numériques en éléments de fibres des piles de pont rectangulaires,
- à l'importance de considérer l'angle d'incidence de paires d'accélérogrammes dans le cadre d'analyses dynamiques temporelles linéaires et non linéaires,
- à l'association des critères de performance de la norme CSA-S6-14 [5] à des valeurs de déplacements relatifs du sommet des piles rectangulaires soumises à un aléa sismique bidirectionnel.

1.3 Méthodologie

La méthodologie propre à chaque objectif spécifique est présentée dans cette section.

1.3.1 Premier objectif spécifique : Mener une analyse comparative des différentes méthodes de modélisation par éléments de fibres en se basant sur leur formulation et un exemple d'application préliminaire de pile carrée

La conception parasismique basée sur la performance requiert une meilleure compréhension du comportement non-linéaire des structures, notamment lorsque celles-ci sont soumises à des excitations sismiques multidirectionnelles. Il est nécessaire de développer des modèles numériques simples et efficaces pouvant être utilisés par les ingénieurs dans la pratique pour des analyses sismiques. Afin de répondre au premier objectif spécifique (chapitre 3), une revue de littérature couvrant la formulation des éléments de fibres, notamment la méthode de rigidité et la méthode de flexibilité, l'intégration numérique et un logiciel de modélisation par éléments de fibres est réalisée. Une comparaison entre la méthode de rigidité et la méthode de flexibilité est ensuite réalisée de façon théorique, puis à l'aide d'un exemple préliminaire de modélisation d'une pile carrée soumise à un chargement cyclique unidirectionnel dans le logiciel SeismoStruct [11].

1.3.2 Deuxième objectif spécifique : Construire, au moyen de ces méthodes, des modèles de piles rectangulaires et vérifier leur réponse à partir des résultats d’essais cycliques disponibles dans la littérature

En ce qui concerne le deuxième objectif spécifique (chapitre 4), une revue de littérature couvrant le comportement des piles de pont soumises à un chargement latéral unidirectionnel ou bidirectionnel pseudo-statique ou cyclique est d’abord réalisée. Malgré le grand nombre de ponts soutenus par des piles-murs ou des piles rectangulaires au Québec et dans l’est des États-Unis, peu d’études numériques et expérimentales concernent le comportement sismique multidirectionnel de celles-ci. Une attention particulière est accordée à ces études. Plusieurs modèles numériques de piles rectangulaires utilisant les méthodes de modélisation par éléments de fibres sont ensuite construits avec le logiciel SeismoStruct puis soumis aux mêmes historiques de déplacements cycliques que des essais expérimentaux disponibles dans la littérature. Les modèles sont calibrés afin qu’ils reproduisent les courbes d’hystérésis force-déplacement observées expérimentalement. Le nombre d’éléments et de points d’intégration requis pour modéliser la pile, le nombre de fibres par section et les propriétés des matériaux sont notamment étudiés. Cette comparaison a pour objectif de valider l’emploi de la méthode des éléments de fibres pour la modélisation numérique des piles de pont rectangulaires.

1.3.3 Troisième objectif spécifique : Réaliser des analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles linéaires et non-linéaires sur un modèle numérique d’un pont appuyé sur une pile rectangulaire afin d’étudier l’influence de l’angle d’incidence des accélérogrammes ainsi que l’évaluation des critères de performance

Afin de répondre au troisième objectif spécifique (chapitre 5), la littérature qui traite de l’influence de l’angle d’incidence des mouvements sismiques, de l’étalonnage des accélérogrammes et des critères de performance sismique est d’abord étudiée. Il est nécessaire d’évaluer l’importance de l’angle d’incidence des secousses sismiques afin de déterminer comment les ingénieurs doivent en tenir compte dans leurs analyses. Quatre séries d’analyses dynamiques bidirectionnelles temporelles linéaires et non-linéaires sont réalisées afin d’évaluer l’influence de l’angle d’incidence de onze paires d’accélérogrammes historiques étalonnées sur le spectre de référence de la norme CNB 2015 [12]. La modélisation par éléments de fibres d’une pile de pont rectangulaire analogue a été validée expérimentalement sous un chargement cyclique à la phase précédente.

L’évaluation des critères de performance est d’abord étudiée à partir d’un essai expérimental

de chargement cyclique bidirectionnel d'une pile rectangulaire réalisé par Khaled, Massicotte et Tremblay [13], puis avec une série d'analyses dynamiques bidirectionnelles temporelles non-linéaires réalisées sur un modèle numérique en éléments de fibres de pont. Les critères de performance définis dans la norme CSA-S6-14 [5] sont associés à quatre états limites de dommages (dommages minimes, dommages réparables, dommages majeurs et remplacement probable). Des valeurs limites de déformation dans le béton ou les armatures, disponibles dans la norme ou dans la littérature [14–16] sont associées aux trois premiers états limites. L'essai de chargement cyclique et les analyses temporelles permettent d'associer des valeurs limites de déplacements relatifs du sommet de la pile à ces états limites.

1.4 Organisation du mémoire

Une revue de littérature (chapitre 2) justifiant la pertinence des trois objectifs spécifiques est d'abord présentée. Cette revue couvre également la conception basée sur la performance afin de mettre en contexte l'utilité de ce projet de recherche. Les trois chapitres suivants traitent chacun d'un objectif spécifique, soit la comparaison des différentes méthodes de modélisation par éléments de fibres (chapitre 3), le développement et la validation des modèles de piles à partir d'essais expérimentaux disponibles dans la littérature (chapitre 4) ainsi que l'étude du comportement sismique bidirectionnel des piles rectangulaires au moyen d'analyses dynamiques temporelles linéaires et non-linéaires (chapitre 5). Une conclusion et des recommandations pour la suite des travaux sont ensuite présentées (chapitre 6).

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Portée de la revue de littérature

Cette revue de littérature traite d'abord de la conception basée sur la performance, notamment les exigences relatives à celle-ci dans le Code canadien du calcul des ponts routiers (norme CSA-S6-14) [5] et les limites de cette méthode de conception. La littérature qui couvre l'évaluation des critères de performance est également introduite. Ensuite, différentes approches de modélisation numérique par éléments finis des structures en béton armé sont présentées. La revue de littérature couvre par la suite le comportement des piles soumises à un chargement latéral statique ou cyclique unidirectionnel ou bidirectionnel, puis à une sollicitation sismique temporelle. Cette dernière section présente les études qui traitent de l'influence de l'angle d'incidence des sollicitations sismiques et permet d'introduire les notions d'étalonnage bidirectionnel des accélérogrammes.

2.2 Conception basée sur la performance

2.2.1 Historique au Canada

Le Code canadien du calcul des ponts routiers définit trois catégories de ponts :

- *ponts de secours* : ouvrages majeurs qui représentent un investissement important et nécessiteraient beaucoup de temps de réparation en cas de sinistre,
- *ponts d'urgence* : ponts essentiels au transport des services d'urgence, à la défense et à la prospérité socioéconomique,
- *autres ponts* : ponts qui ne sont pas inclus dans les deux autres catégories.

Dans l'édition 2014 du Code canadien du calcul des ponts routiers (CSA-S6-14) [5], la conception basée sur la performance (PBD) est exigée pour tous les ponts de type *ponts de secours* ainsi que pour les ponts irréguliers de type *ponts d'urgence* et pour les ponts irréguliers de type *autres* dans la catégorie de performance sismique 3 [5]. Pour les autres ponts, la PBD peut être utilisée, mais il est également permis d'utiliser la méthode de conception basée sur la force (FBD). Alors que la méthode FBD a pour seul objectif de préserver la vie des usagers en cas de séisme ayant une période de retour de 2475 ans, la PBD vise aussi à réduire les conséquences économiques des séismes. Pour ce faire, cette méthode prescrit différents

niveaux d'endommagement acceptables en fonction de l'importance de l'ouvrage et de la période de retour des séismes, soit 475 ans, 975 ans et 2475 ans. Ces niveaux d'endommagement correspondent aux états limites de service suivants : usage immédiat (dommages minimes), usage limité (dommages réparables), usage interrompu (dommages majeurs) et préservation de la vie (remplacement probable). Pour un pont d'urgence, par exemple, les états de service attendus pour des périodes de retour de 475 ans, 975 ans et 2475 ans sont respectivement usage immédiat, usage limité et usage interrompu.

La conception basée sur la performance a été introduite aux États-Unis dans les années 1980 pour la réfection des bâtiments [17]. Elle permet aux propriétaires d'ouvrages de comprendre comment l'argent investi pour la réfection permet de réduire les risques de dommages en cas de séisme. La méthode PBD possède trois principaux avantages. D'abord, elle permet de considérer l'importance de certains ponts pour l'accès des services d'urgence aux zones endommagées par un séisme. Ensuite, les conséquences économiques du séisme sont atténuées puisque les ponts les plus critiques doivent être réparables avec ou sans fermeture. Finalement, selon Zhang [18] cette méthode présente moins d'incertitudes que la FBD puisque le niveau de performance est associé à des critères mesurables, soit les déformations et les déplacements relatifs. Cette approche requiert toutefois une caractérisation adéquate de l'aléa sismique (demande) pour plusieurs périodes de retour et des modèles numériques qui reproduisent adéquatement le comportement structural des ouvrages, tant dans le domaine élastique que dans le domaine inélastique (capacité).

Sheikh et Legeron [6] ont réalisé une évaluation basée sur la performance de ponts conçus selon la norme CSA-S6-06 [4]. Ils indiquent que, bien que les ponts récemment conçus se comportent généralement adéquatement lorsqu'ils sont soumis à des secousses sismiques, il est fréquent d'observer de la fissuration ou de l'écaillage du béton. La réparation de ces dommages peut requérir la fermeture des ponts et donc des pertes économiques. L'évaluation de 11 ponts conçus à l'aide de la méthode FBD permet aux auteurs de conclure que cette conception ne permet pas de respecter les objectifs de performance spécifiés dans le commentaire de l'édition 2006 de la norme.

Zhang et al. [19] ont comparé la méthode basée sur la performance du code CSA-S6-14 [5] et les méthodes basées sur la force des codes CSA-S6-14 [5] et CSA-S6-06 [4] pour un pont d'urgence régulier situé à Burnaby, une ville voisine de Vancouver en Colombie-Britannique. Les auteurs concluent que les méthodes FBD et PBD du code CSA-S6-14 [5] ne conduisent

pas à une conception similaire. En effet, l'atteinte des critères de performance requiert un taux d'armature longitudinale de 5,3% alors que la FBD conduit à un taux de 2,7%. Le critère le plus contraignant est l'absence de plastification des armatures pour une période de retour de 475 ans. Pour le pont à l'étude, les critères de la PBD ne permettent pas d'exploiter la ductilité des piles pour les séismes ayant une période de retour de 975 ans ou 2475 ans. En ce qui concerne les méthodes FBD des deux éditions du code, elles permettent toutes deux d'assurer la sécurité des usagers pour un séisme ayant une période de retour de 2475 ans. Les dommages associés à cette période de retour sont majeurs pour l'édition 2006 du code tandis qu'ils sont réparables pour l'édition 2014. Seul le critère associé à une période de retour de 475 ans, soit des dommages minimes, n'est pas respecté. Cet article traite toutefois d'un seul cas d'étude. Il importe de développer des modèles numériques simples et efficaces afin de réaliser des études similaires, notamment dans l'est du Canada.

2.2.2 Évaluation des critères de performance

Dans la norme CSA-S6-14 [5], chaque niveau d'endommagement est associé à un ou plusieurs paramètres quantitatifs (déformations maximales de l'acier ou du béton) ainsi qu'à des critères qualitatifs (connexions non compromises, remplacement ou non des joints et des appareils d'appui, ...). Pour les structures en béton armé, les critères de performance mesurables sont présentés au tableau 2.1. La valeur de déformation à la limite élastique de l'acier ε_y dépend du module d'élasticité E_y et de la limite élastique F_y de l'acier, des paramètres généralement connus pour les barres d'armature. En ce qui concerne la déformation limite du béton à l'écrasement du noyau ε_{cu} , la valeur considérée dans ce mémoire est -0,006 [15,16].

Lors d'une inspection sur le terrain, il n'est généralement pas possible de mesurer les déformations dans les matériaux. Pour cette raison, il est utile d'associer les critères de performance à des valeurs limites de paramètres de réponse tels que le déplacement relatif du sommet de la pile ou la courbure à la base. La revue de littérature exhaustive réalisée par Billah et Alam [2] permet de constater que les états limites de dommages sont associés à un grand nombre de paramètres de réponse sismique. De plus, tel que démontré dans le tableau 2.2, les valeurs limites de ces paramètres de réponse varient beaucoup d'une étude à l'autre. Ce manque d'uniformité représente une difficulté supplémentaire à l'utilisation de la PBD. Tel que discuté par Siddiquee [20], les paramètres structuraux et géométriques des piles de ponts influencent les valeurs limites des paramètres de réponse qui correspondent aux états limites de dommages. Berry et Eberhard [21] indiquent quant à eux que la géométrie et les propriétés

Tableau 2.1 Critères de performance pour les piles de pont en béton armé selon la norme CSA-S6-14 [5]

État limite de dommages	Description	Déformations limites dans le béton	Déformations limites dans l'acier
Minimes	Écaillage du béton non-confiné, pas de plastification des armatures	-0,004	ε_y
Réparables	Ouverture importante des fissures dans le béton	-	0,015
Majeurs	Écaillage du béton important, mais pas d'écrasement du béton confiné, ni de flambement des barres	ε_{cu}	0,05

des matériaux influencent les valeurs de déplacement relatif, de courbure et de ductilité en déplacement auxquelles surviennent les états limites.

En raison du peu de données sismiques historiques dans l'est du Canada, il n'est pas possible de valider les valeurs limites disponibles dans la littérature en se basant sur des observations historiques. Les modèles numériques en éléments de fibres, étudiés dans le cadre de ce mémoire, peuvent aider à définir les états limites en termes de déplacements ou d'un autre paramètre de réponse. En effet, il est facile d'extraire les contraintes et les déformations dans les armatures d'acier et dans le béton à tous les pas de temps d'une analyse temporelle et donc d'avoir une bonne estimation du niveau d'endommagement. Un des objectifs de ce projet de recherche est d'associer les critères de performance quantitatifs de la norme CSA-S6-14 [5] (tableau 2.1) à des valeurs de déplacements relatifs bidirectionnels au sommet de la pile de pont et de comparer ces valeurs avec la littérature. L'initiation des fissures en traction dans le béton, qui est défini par une déformation de 0,0001 dans le béton [15] est également considérée. Les déplacements relatifs dans les deux principales directions de la pile sont les paramètres d'ingénierie les plus faciles à utiliser, puisqu'ils ne requièrent aucun calcul ni analyse supplémentaire. Le paramètre de ductilité, par exemple, requiert le calcul des déplacements à la plastification des armatures [21]. Les paramètres de déplacements rela-

tifs possèdent toutefois quelques limitations puisqu'ils peuvent négliger les effets des charges cycliques et du chargement biaxial [22].

2.3 Modélisation numérique par éléments finis des structures en béton armé

Afin de vérifier l'atteinte des objectifs de performance, la norme CSA-S6-14 [5] exige au minimum une analyse élastique dynamique (EDA). La EDA peut être une analyse spectrale multi-modale ou une analyse temporelle élastique. Dans le cas des ponts d'urgence irréguliers ou des ponts de secours, des analyses non-linéaires de type *push-over* sont également requises pour la plus grande période de récurrence. Pour les ponts les plus critiques, soient les ponts de secours irréguliers et les ponts de secours réguliers soumis à un fort aléa sismique, des analyses temporelles non-linéaires doivent aussi être réalisées. La réalisation de ces analyses requiert des modèles numériques adéquats et efficaces dans le domaine non-linéaire, d'où l'intérêt de développer des modèles en éléments de fibres validés à l'aide d'essais expérimentaux. Deux types de non-linéarités, tel que présentés à la figure 2.1 peuvent être présentes, soit les non-linéarités géométriques (effets P-delta) et les non-linéarités matérielles. Dans le cadre de ce projet, seules les non-linéarités matérielles sont considérées puisqu'elles constituent la principale source d'inélasticité des structures en béton armé [38].

Deux approches de modélisation permettent de tenir compte des non-linéarités matérielles [39] :

- l'approche macromodèle où chaque élément est modélisé globalement et son comportement est décrit par une courbe d'hystérésis force-déformation,
- l'approche micromodèle qui utilise les lois constitutives contraintes-déformations des matériaux.

Dans l'approche macromodèle, la structure est modélisée par des éléments poutres-colonnes. La plasticité peut être concentrée aux extrémités des éléments ou distribuée sur une certaine longueur correspondant à la longueur de la rotule plastique. Les limites de cette approche sont que la courbe force-déformation et la longueur de la rotule plastique des éléments doivent être connues préalablement, ce qui peut nécessiter des essais expérimentaux [39].

La modélisation à l'aide d'éléments de fibres ainsi que la modélisation par éléments finis 2D ou 3D sont des méthodes de modélisation de type micromodèle. La méthode par éléments fi-

Tableau 2.2 Paramètres de réponse et valeurs limites pour différents niveaux de dommages (adapté de [2])

Paramètre de réponse	Valeurs limites pour le niveau d'endommagement				Référence
	Minimal	Modéré	Majeur	Remplacement	
Ductilité en courbure	1,29	2,1	3,52	5,24	[23]
	1	1,58	3,22	4,18	[24]
	1	5,11	7,5	9	[24]
	4,89	9,15	12,46	13,08	[25]
	1,44	2,7	6,92	4,18	[25]
	1	2	4	7	[26]
	1	2,73	4,54	6,5	[27]
Ductilité en déplacements	1	1,2	1,76	4,76	[28, 29]
	1	2	4	7	[30]
	2,25	2,9	4,6	5	[31]
	1	1,22	1,78	4,8	[32]
Déplacement relatif (%)	5	7	11	30	[33]
	0,7	1,5	2,5	5	[34]
	1,45	2,6	4,3	6,9	[35]
	0,7	1,5	2,5	5	[36]
Ductilité rotationnelle	3,14	5,9	9,42	>9,42	[31]
	1,58	3,33	6,24	9,16	[37]
Déplacement relatif résiduel (%)	0,25	0,75	1	>1	[32]

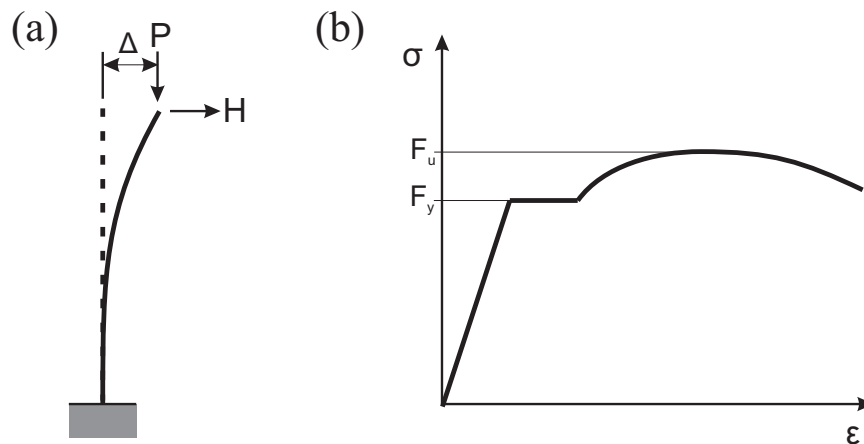


Figure 2.1 Exemples de non-linéarités : (a) non-linéarité géométrique ; et (b) non-linéarité des matériaux

nis 2D et 3D est notamment appropriée pour l'analyse des structures complexes telles que les barrages ou les centrales nucléaires ainsi que pour l'étude des effets thermiques ou du fluage. Cette méthode requiert toutefois beaucoup de temps de calcul et n'apporte pas nécessairement une plus grande fiabilité pour les structures telles que les bâtiments ou les ponts [38]. La modélisation à l'aide d'éléments de fibres est une approche simplifiée puisque la structure est modélisée principalement à l'aide d'éléments poutre-colonne. Chaque élément est subdivisé en fibres pour lesquelles la loi constitutive contraintes-déformations uniaxiale est requise. Le comportement de l'élément est déterminé en intégrant la réponse de chaque fibre à différents points d'intégration. La modélisation à l'aide d'éléments de fibres est la méthode de modélisation utilisée pour ce projet de recherche. Plus de détails sur cette méthode, notamment les différentes formulations, sont présentés au chapitre 3.

2.4 Comportement des piles sous charges latérales pseudo-statiques ou cycliques

2.4.1 Piles-murs chargées unidirectionnellement

Abo-Shadi et al. [40] ont étudié la ductilité des piles-murs dans la direction longitudinale, soit l'axe faible des piles, en raison de la rupture en cisaillement de deux piles-murs lors du séisme de Kobe au Japon en 1995. Sept piles-murs construites avec une échelle 1/2 ont été testées en laboratoire sous des chargements cycliques lents. Les auteurs concluent que le comportement sismique des piles-murs dans la direction longitudinale est adéquat puisque la ductilité minimale observée est de 5,8, et ce malgré le faible taux d'armature de confinement

de certains spécimens. Le taux vertical d'armature influence davantage la ductilité que le taux d'armature de confinement. Un taux élevé d'armature vertical augmente la capacité en force et en déplacement latéral, mais réduit la ductilité.

Dans le cadre d'une étude de vulnérabilité sismique des ponts typiques de l'Illinois, Bignell et al. [41] ont réalisé des analyses numériques non-linéaires de type *pushover* pour étudier le comportement des piles-murs. Quatre-vingt-dix piles-murs ont été modélisées à l'aide d'éléments finis, principalement des éléments de type plaques, et soumises à une analyse *pushover* dans chacune de leurs directions principales. L'influence du type de pile (régulière ou avec chevêtre), du nombre de piles, du biais, du type de fondations, du taux d'armature, des appareils d'appui et de la hauteur de la pile est étudiée. Les auteurs concluent que les modes de rupture les plus susceptibles de se produire sont une rupture en flexion ou en cisaillement des semelles, une rupture en ductilité du mur ou une rupture des appareils d'appui. Dans la direction transversale, le principal mode de défaillance est la rupture des appareils d'appui. Dans la direction longitudinale, la rupture du mur en flexion ou le manque de ductilité du mur est plus critique. De façon générale, la charge maximale atteinte est plus élevée dans la direction longitudinale, car la culée contribue à la résistance de l'ouvrage après la fermeture du joint de dilatation. La présence de biais dans le pont fait en sorte que les modes de rupture des deux directions principales sont combinés et réduit la charge ultime dans la direction longitudinale. En ce qui concerne l'influence du type de piles, les auteurs indiquent que les piles-murs régulières sont moins vulnérables que les piles avec chevêtre, car elles sont généralement beaucoup plus costaudes. Le taux d'armature influence le mode de rupture. En effet, les ponts modélisés présentant un faible taux d'armature dans la semelle et la pile sont sensibles aux ruptures des semelles, aux ruptures en cisaillement des murs et au manque de ductilité des murs. Un haut taux d'armature peut par contre conduire à une rupture fragile des semelles en cisaillement lorsque l'armature transversale est insuffisante. Les auteurs indiquent également que les piles de faible hauteur présentent un seul mode de rupture, soit la rupture des appareils d'appui. Cette étude ne considère toutefois ni le comportement dynamique des piles-murs, ni le fait que les séismes peuvent solliciter le pont simultanément dans les deux directions horizontales.

Tavares et Siddiquee ont respectivement produit des courbes de fragilité pour quelques ponts typiques du Québec [10] et de la Colombie-Britannique [20] à partir d'analyses temporelles non-linéaires. L'étude réalisée par Tavares [10] traite notamment d'un pont fictif de trois travées avec deux piles-murs dont les dimensions sont une longueur l_w de 11m et une profondeur t_w de 2m. Un modèle en éléments finis du pont a été développé avec le logiciel OpenSees. Les non-linéarités des piles, des culées et des appareils d'appui sont considérées. Les piles

sont modélisées par des éléments poutres-colonnes basés sur la force et la section est divisée en éléments de fibres. Cette étude conclut que la pile-mur se comporte comme une pile à colonnes multiples rectangulaires dans la direction longitudinale. Le comportement de la pile dans la direction de l'axe fort n'est pas étudié. L'auteure a également évalué les facteurs qui influencent la réponse sismique des ponts au Québec. Elle conclut que le type de fondations (superficielles ou profondes) a une influence négligeable alors que le type de sol et le type de culée ont une faible influence. Le type de pilier est le facteur le plus important. En ce qui concerne l'étude de Siddiquee [20], 180 ponts fictifs générés aléatoirement à partir de l'inventaire des ponts avec piles-murs de la Colombie-Britannique sont modélisés numériquement à l'aide d'éléments de fibres, puis soumis à une analyse dynamique incrémentale. Seule la direction longitudinale, soit l'axe faible des piles-murs, est considérée. Une analyse de sensibilité est d'abord réalisée afin de déterminer quels paramètres structuraux et géométriques ont une influence significative sur les états limites et la fragilité de piles. L'auteur conclut que le ratio hauteur sur largeur de la pile (h_w/l_w), le ratio hauteur sur profondeur de la pile (h_w/t_w), le biais et la pente latérale du mur, dans le cas des piles évasées, sont les paramètres qui ont le plus d'influence sur la capacité et la ductilité des piles-murs. La limite élastique de l'acier, le taux longitudinal et transversal d'armature et la résistance en compression du béton influencent le déplacement relatif du sommet de la pile correspondant à certains états limites de la norme CSA-S6-14 [5]. L'utilisation de crochets sismiques n'a pas d'influence significative sur les états limites. L'auteur indique que la probabilité que la pile-mur subisse des dommages minimes, même face à un séisme de très faible intensité, est très élevée. Cette conclusion corrobore celle de Zhang et al. [19] présentée à la section 2.2.1. En effet, les deux études montrent que le critère de performance d'absence de plastification des armatures pour l'aléa sismique associé à la période de retour de 475 ans conduit à une conception beaucoup plus conservatrice que les critères des autres périodes de retour.

Alturki et Burgueño [9] ont produit un rapport technique concernant l'utilisation de la DBD pour la conception d'une pile-mur. Les auteurs s'appuient sur plusieurs essais expérimentaux de chargement latéral pseudo-statique présentés dans la littérature ainsi que sur des analyses sectionnelles. Seules les piles rectangulaires, sans chevêtre et non évasées sont considérées. Les auteurs s'intéressent au comportement de la pile dans la direction transversale, car les normes américaines (Caltrans, AASHTO) considèrent uniquement la réponse élastique de la pile-mur dans cette direction. Les auteurs concluent qu'une conception plus économique peut être obtenue lorsque la ductilité de la pile est considérée. De plus, si la ductilité n'est pas vérifiée et que la sollicitation sismique dépasse la charge de conception, une rupture fragile peut survenir. Les auteurs indiquent que les murs en béton armé chargés latéralement sont

plus sensibles que les colonnes aux ruptures fragiles, notamment les ruptures de cisaillement. Alors que le principe de la méthode DBD est que la demande sismique est exprimée en termes de déplacements (Δ_D), les auteurs sont d’avis que la conception des piles-murs devrait plutôt être basée sur des valeurs de ductilité (μ_D). De plus, le niveau de ductilité attendu dépend du ratio l_w/t_w . Les auteurs indiquent que la pile se comporte comme : (i) une colonne si ce ratio est inférieur à 2,5 ; (ii) un mur en flexion lorsque ce ratio est entre 2,5 et 6 et (iii) un mur en flexion-cisaillement lorsque ce ratio est supérieur à 6. Les auteurs proposent des valeurs de ductilité pour la conception des piles murs en fonction du ratio h_w/l_w et du ratio l_w/t_w . Ces valeurs, présentées au tableau 2.3, ont été validées à partir des résultats expérimentaux disponibles dans la littérature [42–46].

Tableau 2.3 Valeurs de μ_D proposées par Alturki et Burgueño [9] pour les piles-murs

h_w/l_w	μ_D	
	$l_w/t_w > 6$	$l_w/t_w \leq 6$
$h_w/l_w < 1,5$	1	1
$1,5 \leq h_w/l_w < 2$	2	2,5
$2 \leq h_w/l_w < 2,5$	3	3,5
$h_w/l_w \geq 2,5$	4	5

L’étude réalisée par Alturki et Burgueño ne tient toutefois pas compte du comportement bidirectionnel des piles-murs. De plus, les données expérimentales considérées dans l’article proviennent d’essais sur des murs en béton armé et non sur des piles. Or, les murs de bâtiments sont conçus pour reprendre les charges sismiques dans une seule direction. Il est nécessaire de vérifier que les piles-murs peuvent atteindre ces niveaux de ductilité lorsqu’elles sont soumises à des charges sismiques multidirectionnelles.

2.4.2 Effet de la bidirectionnalité sur des colonnes quelconques

Les accélérations produites par les séismes sollicitent les structures à la fois horizontalement, selon un système de deux axes orthogonaux, et verticalement. Seules les sollicitations horizontales sont considérées dans le cadre de cette étude. Afin d’étudier l’impact de l’angle d’incidence des séismes sur la réponse des piles rectangulaires, il importe de connaître l’influence d’un chargement biaxial sur le comportement des piles ou des colonnes.

Rodrigues et al. [47] ont réalisé une revue exhaustive des essais expérimentaux cycliques bidirectionnels effectués sur des colonnes de bâtiment entre les années 1976 et 2013. De façon générale, ces essais montrent que le chargement biaxial réduit la capacité ultime en charge et en déplacement en plus d'accélérer la dégradation de la résistance et de la rigidité par rapport à un chargement uniaxial. La dissipation d'énergie peut toutefois augmenter. Les auteurs indiquent que le chemin de chargement a un impact majeur sur le comportement biaxial. En ce qui concerne la rigidité élastique et la longueur de la rotule plastique, elles ne sont pas affectées par le chargement biaxial.

La majorité des essais expérimentaux rapportés par Rodrigues et al. [47] portent sur des colonnes carrées. Rodrigues et al. [48] ont toutefois réalisé des essais expérimentaux sur plusieurs colonnes rectangulaires de bâtiments. Ces essais indiquent que la réduction de la capacité en charge des colonnes rectangulaires soumises à un chargement bidirectionnel est plus importante pour la direction faible. L'impact du chargement biaxial sur la ductilité est encore plus important. Les auteurs indiquent en effet que la ductilité d'une colonne chargée de façon biaxiale peut-être jusqu'à 75% moins élevée dans la direction faible et 35% moins élevée dans la direction forte par rapport à une même colonne chargée de façon unidirectionnelle.

La réduction de la ductilité lorsqu'une colonne ou une pile de pont est soumise à un chargement biaxial monotone est également observée par Attarchian et al. [49]. En se basant sur des résultats expérimentaux publiés précédemment et sur les analyses numériques qu'ils ont réalisées, les auteurs observent que tous les niveaux de dommages définis dans les codes surviennent à une ductilité moindre lorsque les colonnes sont soumises à un chargement biaxial. Les auteurs ont soumis 288 modèles numériques de piles à un chargement biaxial monotone en variant la charge axiale, le taux d'armature, la résistance en compression du béton et le ratio h_w/t_w . Ils concluent que la réduction de la ductilité est de l'ordre de 16% pour une pile rectangulaire pleine soumise à un chargement biaxial plutôt qu'uniaxial. Cette valeur de réduction de la ductilité est beaucoup plus faible que celle observée par Rodrigues et al. [48]. Ces derniers ont par contre soumis les colonnes à un chargement cyclique, et non monotone, ce qui peut expliquer une plus grande diminution de la résistance des colonnes. En se basant sur des essais expérimentaux réalisés sur des murs rectangulaires, Beyer et al. [50] observent quant à eux une réduction de 20% de la capacité en déplacement en plan lorsque les murs sont chargés de façon bidirectionnelle plutôt qu'unidirectionnelle.

À partir d’analyses numériques statiques non-linéaires de type *pushover*, Moschonas et Kappos [51] observent que la rupture d’un pont soumis à un historique sismique bidirectionnel survient pour une valeur d’accélération maximale au sol (PGA) moindre que pour un historique sismique unidirectionnelle. À partir d’analyses temporelles non-linéaires, Roy et al. [15] observent quant à eux que la sollicitation sismique d’un pont soumis à un historique de chargement bidirectionnel est supérieure à celui soumis à un chargement sismique unidirectionnel. Ils notent toutefois que l’écart varie grandement selon le paramètre de réponse choisi notamment si celui-ci est cumulatif (ex : énergie dissipée) ou non (ex : déplacement maximal). L’écart observé est supérieur pour les paramètres de demande cumulatifs.

Bien que l’importance de la réduction de ductilité ou l’augmentation de la réponse observée varie d’une étude à l’autre, toutes les études permettent de conclure que le chargement biaxial a un impact non négligeable sur le comportement des colonnes ou des piles. Lorsque des analyses temporelles non-linéaires sont réalisées, il est donc important que le modèle soit sollicité simultanément par les deux composantes sismiques horizontales.

2.5 Réponse sismique des piles

2.5.1 Influence de l’angle d’incidence

Plusieurs projets de recherche ont étudié l’influence de l’angle d’incidence sur la demande sismique et la fragilité des structures. Cette section présente d’abord les conclusions de différents auteurs concernant l’importance de tenir compte de l’angle d’incidence des séismes dans le cas d’analyses unidirectionnelles ou bidirectionnelles sur des structures élastiques ou inélastiques. L’influence de l’angle d’incidence pour le cas plus spécifique des ponts biais est ensuite analysée. Les méthodes suggérées par les différentes normes de conception pour tenir compte de l’angle d’influence ainsi que les études qui analysent ces méthodes sont finalement présentées.

Inélasticité et chargement multi-directionnel

Plusieurs méthodes ont été développées pour déterminer l’angle d’incidence critique d’une excitation sismique pour une structure élastique soumise à une ou plusieurs sollicitations [52–57]. Or, les études subséquentes démontrent que l’angle critique varie en fonction du paramètre de demande [58, 59]. Elles indiquent également que les premières méthodes déve-

loppées pour calculer l'angle critique ne sont pas applicables lorsque la structure présente un comportement inélastique important.

À partir d'analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles non-linéaires sur des structures à un étage, Rigato et Medina [58] concluent que l'angle critique varie selon le paramètre de demande étudié et la rigidité de la structure, mais aussi selon le niveau de comportement inélastique. Les auteurs indiquent que la demande maximale peut survenir à n'importe quel angle d'incidence et que, dans le cadre d'une évaluation basée sur la performance, la demande est sous-estimée si les paires d'accélérogrammes sont appliquées uniquement selon les axes principaux de la structure. Ils observent que le ratio moyen entre la demande maximale selon tous les angles et celle uniquement basée sur les axes principaux varie entre 1,1 et 1,6. Le ratio augmente avec l'augmentation de la première période de vibration de la structure. En se basant sur des analyses numériques de bâtiments de cinq étages, Khoshnoudian et Poursha [60] observent quant à eux que l'angle d'incidence qui produit la plus grande demande pour une structure inélastique n'est pas nécessairement le même que celui qui produit la plus grande demande pour une structure élastique. Reyes et Kalkan [61] concluent également que l'angle le plus critique varie selon le paramètre de demande et selon le comportement attendu (élastique ou inélastique), et ce même pour les structures situées à proximité d'une faille.

Banerjee et Shinozuka [37] ont étudié l'influence de l'angle d'incidence des séismes sur les courbes de fragilité d'un pont à cinq travées en Californie. Trois niveaux d'endommagement ont été considérés, soit dommages mineurs, dommages modérés et dommages majeurs. Les auteurs concluent que l'angle d'incidence a un impact non négligeable sur la demande sismique et les courbes de fragilité du pont étudié et que cet impact est plus important lorsque le chargement considéré est unidirectionnel. Ils indiquent que la fragilité est généralement sous-estimée lorsque les accélérogrammes sont appliqués selon les axes principaux de la structure. La réponse structurale de l'ouvrage sollicité par des accélérogrammes ou des paires d'accélérogrammes à différents angles a été évaluée en utilisant des équations de projection et des combinaisons linéaires, ce qui n'est pas adéquat lorsque la pile subit des déformations dans le domaine non-linéaire. De plus, tel que discuté précédemment, plusieurs études [48, 49] ont démontré que le chargement biaxial influence la ductilité et la résistance des piles. Il importe donc de valider les conclusions des auteurs en appliquant directement les deux composantes des accélérogrammes selon différents angles d'incidence.

Torbol et Shinozuka [62] ont par ailleurs utilisé le même pont et le même ensemble de 30

paires d'accélérogrammes pour étudier l'influence de l'angle d'incidence sur les courbes de fragilité. Ils ont évalué la capacité des piles circulaires à l'aide d'une analyse non-linéaire moment-courbure et la demande sismique en utilisant des analyses dynamiques non-linéaires durant lesquelles les deux composantes horizontales des séismes sont appliquées simultanément. Les conclusions des auteurs sont que l'angle d'incidence a un impact non négligeable sur les courbes de fragilité et que l'angle critique n'est pas le même pour les différents états limites de dommages. Les mêmes conclusions sont observées par Soltanieh et al. [63] qui ont étudié l'influence de l'interaction sol-structure et de l'angle d'incidence des séismes sur les courbes de fragilité de ponts irréguliers. Les auteurs indiquent que les courbes de fragilité varient significativement lorsque l'angle d'incidence diffère et que cette variation est accrue pour les ponts irréguliers. Taskari et Sextos [64] concluent plutôt que l'angle d'incidence peut avoir un impact significatif sur la fragilité d'une composante particulière d'un pont, mais que l'impact devient négligeable lorsque la fragilité du pont dans son ensemble est considérée. Roy et al. [15] notent quant à eux que l'angle d'incidence de l'excitation sismique a une influence négligeable sur l'indice de dommages d'un pont soumis à un historique de chargement sismique bidirectionnel, mais non négligeable lorsque le chargement est unidirectionnel.

En résumé, la littérature indique que l'angle d'incidence le plus critique pour la demande sismique varie en fonction du paramètre de demande étudié et de l'importance du comportement inélastique attendu. Dans le cadre d'analyses temporelles non-linéaires, il est donc essentiel de valider que les modèles numériques reproduisent adéquatement le comportement de la pile dans le domaine inélastique. Bien que certaines études indiquent que l'influence de l'angle d'incidence des séismes est moindre lorsqu'un chargement bidirectionnel est considéré, il importe de valider ces conclusions en appliquant les deux composantes sismiques simultanément, et non en utilisant une combinaison linéaire des réponses dans deux directions orthogonales.

Ponts biais

Quatre études ont été réalisées sur l'influence de l'angle d'incidence des séismes sur les ponts biais. D'abord, Atak et al. [59] ont réalisé des analyses temporelles bidirectionnelles non-linéaires sur deux modèles de ponts : (i) un pont à deux travées supporté par une pile à colonnes ovales multiples et (ii) un pont à quatre travées supporté par des piles uniques ovales. Les paires d'accélérogrammes historiques ne sont pas étalonnées. Les composantes majeure et mineure des accélérogrammes sont d'abord respectivement appliquées selon les directions longitudinales et transversales, puis l'angle d'incidence varie par incrément de 15° .

Les auteurs observent un impact non négligeable de l'angle d'influence de la sollicitation sismique sur les moments fléchissants et la courbure dans les colonnes de ponts. Ils indiquent que l'angle d'incidence peut causer une variation du moment maximal de 35% pour l'axe fort et 10% pour l'axe faible. Ils observent de plus que l'angle le plus critique varie selon la rigidité du pont, le biais de la pile et le paramètre de réponse considéré.

Bhatnagar et Banerjee [65] ont modélisé numériquement un pont existant en Californie présentant un biais de $38,5^\circ$, puis ils ont effectué des analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles non-linéaires sur ce modèle. Le pont à deux travées est supporté par une pile composée de deux colonnes octogonales. Les paires d'accélérogrammes considérées sont représentatives de plusieurs niveaux d'aléa sismique et proviennent de séismes historiques et simulés. Les auteurs ont étudié l'influence du biais et de l'angle d'incidence des accélérogrammes sur les courbes de fragilité du pont. Ils concluent que la fragilité du pont augmente lorsque le biais augmente, une conclusion également notée par plusieurs autres auteurs [66–68]. Les auteurs observent également que l'angle critique varie selon l'état limite de dommages considéré, mais que l'angle d'influence a un effet significatif seulement sur l'état limite de dommages majeurs.

Bayat et al. [69] ont étudié l'influence de l'angle d'incidence et du paramètre de mesure d'intensité des séismes sur les courbes de fragilité d'un pont à trois travées avec un biais de 45° . Les piles du pont sont composées de trois colonnes circulaires. Les auteurs ont réalisé une analyse dynamique incrémentale avec 20 paires d'accélérogrammes historiques. Ils observent que la direction la plus critique est l'axe longitudinal du pont suivie de près par l'axe du biais. Seulement quatre directions ont toutefois été étudiées. Pour un pont similaire, Wang et al. [70] ont quant à eux étudié l'influence de l'angle d'incidence et du biais sur trois paramètres de demande sismique, soit le déplacement relatif, la demande en cisaillement dans les piles et les culées et la déformation maximale de l'acier dans les colonnes circulaires des piles. Ils ont utilisé 21 paires d'accélérogrammes qu'ils ont modifiées de façon à obtenir les composantes majeures et mineures décorrélées. Les auteurs concluent que l'impact de l'angle d'incidence est moindre pour les ponts biais, car la demande dans les piles des ponts biais est toujours influencée par les deux composantes du séisme. La demande est toutefois plus grande dans les ponts biais que dans les ponts droits. Les auteurs indiquent aussi que la demande sismique maximale est approximée adéquatement lorsque la composante mineure des séismes est appliquée dans l'axe longitudinal du pont, et ce peu importe l'angle du biais.

Les études d'Atak et al. [59], de Bhatnagar et Banerjee [65], Wang et al. [70] et Bayat, Dane-

shjoo et Nistico [69] ne permettent toutefois pas d'étudier l'influence de l'angle d'incidence des accélérogrammes dans un contexte où les paires d'accélérogrammes sont individuellement étalonnées sur un spectre de conception. De plus, à l'exception des ponts étudiés par Atak et al. [59], tous les ponts sont supportés par des colonnes circulaires ou octogonales. Le dimensionnement des piles rectangulaires est plus complexe puisqu'il dépend de l'effort axial (P) et des moments fléchissants selon les deux axes principaux (M_x, M_y) [71]. De plus, les ponts étudiés étaient soumis à des séismes typiques de l'ouest de l'Amérique du Nord ou de la Turquie. Or, les séismes de l'est de l'Amérique du Nord contiennent typiquement un contenu fréquentiel plus élevé [71].

Méthodes recommandées par les normes de conception

L'angle d'incidence des sollicitations sismiques a été considéré dans plusieurs études dont l'objectif est de valider les règles de combinaison indiquées dans les différents codes de conception [71–74]. Seules les analyses dynamiques temporelles permettent de déterminer la réponse exacte des ponts soumis à des sollicitations multidirectionnelles. En raison du caractère aléatoire des séismes, plusieurs analyses temporelles sont requises, ce qui nécessite beaucoup de temps de calcul et l'analyse d'une grande quantité de résultats. Cette technique d'analyse étant complexe et coûteuse pour les ingénieurs dans la pratique, le code CSA-S6-14 [5] permet d'utiliser l'analyse dynamique spectrale. Cette méthode consiste à appliquer un spectre de dimensionnement uniforme dans chacune des directions principales de la structure, puis à combiner les réponses maximales dans chacune des directions. Les combinaisons à étudier sont 100% de la sollicitation maximale dans une direction et 30% de la sollicitation maximale dans l'autre direction. Ces facteurs de combinaison ne tiennent toutefois pas compte des propriétés dynamiques de la structure ni des caractéristiques des séismes propres au site [72]. De plus, cette méthode a été développée pour des structures dont le comportement sismique reste principalement dans le domaine linéaire [75].

Khaled et al. [71] ont étudié la validité de la règle de combinaison 100%-30% dans l'est et dans l'ouest du Canada pour des ponts supportés par plusieurs types de piles (colonne unique, colonnes multiples, pile-mur). Les auteurs indiquent que la plupart des travaux réalisés dans les dernières décennies [52, 76, 77] étudient l'influence des deux composantes orthogonales du mouvement sismique sur la réponse critique des éléments structuraux dont le dimensionnement dépend d'un seul paramètre de calcul. Or, dans le cas des piles de pont, notamment les piles rectangulaires, le dimensionnement dépend de l'effort axial (P) et des moments flé-

chissants selon les deux axes principaux (M_x , M_y). Dans ce cas, la réponse critique ne fait pas nécessairement intervenir la réponse maximale dans l'une des directions principales. Les auteurs considèrent différents angles d'incidence des séismes dans des analyses dynamiques bidirectionnelles temporelles linéaires afin de développer des ellipses de moments biaxiaux. Ces ellipses sont ensuite utilisées pour déterminer le taux d'armature requis, puis ce taux est comparé à celui déterminé à l'aide de la règle de combinaison 100%- α % où α est le pourcentage de la sollicitation maximale considéré dans la direction secondaire. Les auteurs concluent que le facteur α à utiliser dans la combinaison des efforts sismiques est influencé par le biais des piles et le rapport d'intensité entre les deux composantes horizontales du mouvement sismique.

Bisadi et Head [73] indiquent que les règles de combinaison ont été développées pour les analyses spectrales. Ils ont étudié la possibilité de les utiliser également pour des analyses sismiques temporelles non-linéaires. Pour 100 ponts générés de façon paramétrique et supportés par une ou des piles à colonnes multiples, ils ont analysé la probabilité de sous-estimer la demande sismique lorsque différentes règles de combinaisons sismiques (100%-30%, 100%-40%, SRSS) sont utilisées. Trois cas de figure ont été considérés :

- paires d'accélérogrammes orthogonaux appliquées à un angle variant de 0° à 180° par incrément de 10° ,
- composante majeure de chaque accélérogramme appliquée indépendamment dans les deux directions principales puis utilisation des trois règles de combinaisons précédemment mentionnées,
- composantes majeure et mineure de chaque accélérogramme appliquées simultanément dans les deux directions principales puis utilisation des trois règles de combinaisons précédemment mentionnées.

Le troisième cas de figure tend à surestimer la demande sismique, car plus de 100% de la composante majeure du séisme est appliquée dans l'une des deux directions. Les auteurs indiquent que l'angle d'incidence du séisme a des effets négligeables sur la demande sismique lorsque la structure reste majoritairement élastique, mais que ce n'est pas le cas dans le domaine inélastique. Pour déterminer la demande sismique, les auteurs recommandent d'utiliser le deuxième cas de figure, soit l'application de la composante majeure du séisme indépendamment dans les deux directions principales, ainsi que la combinaison 100%-40%. En se basant sur l'analyse d'une pile de pont de forme carrée, Kar et Roy [74] recommandent également l'utilisation de cette règle de combinaison pour déterminer le déplacement maximal de la

pile. Les auteurs indiquent toutefois que cette règle de combinaison sous-estime la demande en dissipation d'énergie, soit l'aire sous la courbe moment-courbure. Les deux études portent sur des séismes typiques de l'ouest de l'Amérique du Nord.

De leur côté, Mackie et al. [78] indiquent que les spectres de réponse et la demande sismique moyenne des ponts ne sont pas ou très peu influencés par la méthode d'échantillonnage de l'angle d'incidence. Ils le démontrent de façon statistique et par des analyses dynamiques temporelles. Ils concluent à un impact négligeable de l'angle d'incidence des séismes lorsqu'un grand nombre d'accélérogrammes sont utilisés. Dans le cadre d'une étude sur plusieurs systèmes à un degré de liberté et sur une structure asymétrique à plusieurs degrés de liberté, Giannopoulos et Vamvatsikos [79] concluent quant à eux que la dispersion des résultats causée par l'utilisation de plusieurs enregistrements sismiques est nettement supérieure à la variabilité causée par l'angle d'incidence. La méthode d'analyse sismique temporelle détaillée dans le commentaire du CNB 2015 [12] indique qu'un minimum de onze accélérogrammes est requis. Il importe d'évaluer l'influence de l'angle d'incidence des accélérogrammes dans le cas d'un nombre limité d'analyses temporelles.

2.5.2 Étalonnage bidirectionnel des accélérogrammes

Les analyses dynamiques temporelles requièrent l'utilisation d'accélérogrammes représentatifs de l'aléa sismique au site sur lequel est située la structure étudiée. Les normes CSA-S6-14 [5] et CNB 2015 [12] caractérisent l'aléa sismique à l'aide d'un spectre de réponse élastique de type aléa uniforme $S(T)$. Ce spectre, nommé spectre de conception, varie en fonction du site étudié, de la période de retour considérée, de l'amortissement et du type de sol. Dans le CNB 2015 [12], l'aléa sismique $S_a(T)$ pour une période de récurrence de 2475 ans et un amortissement de 5% est défini par des valeurs d'accélération spectrale à des périodes de 0,2, 0,5, 1, 2, 5 et 10 secondes. Les facteurs de site $F(T)$ sont définis pour tenir compte du type de sol. Le spectre de conception est évalué par interpolation linéaire entre les valeurs :

$$\begin{aligned}
S(T) &= \max[F(0, 2)S_a(0, 2); F(0, 5)S_a(0, 5)] \text{ pour } T \leq 0, 2s \\
&= F(0, 5)S_a(0, 5) \text{ pour } T = 0, 5s \\
&= F(1, 0)S_a(1, 0) \text{ pour } T = 1, 0s \\
&= F(2, 0)S_a(2, 0) \text{ pour } T = 2, 0s \\
&= F(5, 0)S_a(5, 0) \text{ pour } T = 5, 0s \\
&= F(10, 0)S_a(10, 0) \text{ pour } T = 10, 0s
\end{aligned} \tag{2.1}$$

Puisque le plateau à $T \leq 0,2s$ ne reflète pas nécessairement la demande sismique des structures pour les courtes périodes [80], il est permis d'utiliser l'interpolation linéaire pour définir le spectre de conception pour les périodes inférieures à $0,5s$:

$$\begin{aligned}
S(T) &= F(PGA)PGA \text{ pour } T = 0s \\
&= F(0, 05)S_a(0, 05) \text{ pour } T = 0, 05s \\
&= F(0, 1)S_a(0, 1) \text{ pour } T = 0, 1s \\
&= F(0, 2)S_a(0, 2) \text{ pour } T = 0, 2s \\
&= F(0, 3)S_a(0, 3) \text{ pour } T = 0, 3s
\end{aligned} \tag{2.2}$$

Les facteurs de site sont disponibles dans les normes CNB 2015 [12] et CSA-S6-14 [5] tandis que les valeurs d'accélération spectrales sont disponibles sur le site internet de la commission géologique du Canada [81].

Puisque peu d'enregistrements sismiques d'intensité élevée représentatifs de la sismicité de l'Est du Canada sont disponibles, il est nécessaire d'appliquer des méthodes de calibration des enregistrements sismiques afin que leur spectre de réponse se rapproche du spectre de conception. Deux approches d'étalonnage peuvent être utilisées : (i) une calibration basée sur l'intensité où l'amplitude des accélérogrammes est modifiée ; (ii) une méthode d'ajustement spectral qui modifie le contenu fréquentiel des accélérogrammes. La première approche est généralement plus utilisée, car elle permet de conserver les caractéristiques sismologiques des accélérogrammes [82]. C'est cette approche qui est principalement détaillée dans le commentaire du CNB 2015 [83].

La méthode d'étalonnage A détaillée dans le commentaire du CNB 2015 [83] nécessite deux intrants, soit le spectre cible $S_T(T)$, qui est identique au spectre de conception $S(T)$ et la plage de période cible. Pour une analyse sismique bidirectionnelle réalisée sur un modèle

numérique 3D, la plage de période cible est définie de la façon suivante :

$$\begin{aligned} T_{min} &= \min[0, 15T_{court}; T_{90\%|1}; T_{90\%|2}] \\ T_{max} &= [2T_{long}; 1, 5] \end{aligned} \quad (2.3)$$

où

- T_{long} est la période de vibration fondamentale maximale dans les deux directions orthogonales,
- T_{court} est la période de vibration fondamentale minimale dans les deux directions orthogonales,
- $T_{90\%|1}$ est la période de vibration à partir de laquelle 90% de la masse modale est sollicitée dans la première direction horizontale,
- $T_{90\%|2}$ est la période de vibration à partir de laquelle 90% de la masse modale est sollicitée dans la deuxième direction horizontale.

Lorsque les analyses sont réalisées en 3D, les enregistrements doivent être constitués de deux ou trois composantes provenant d'un même événement sismique et enregistrés à une même station. Pour l'étalonnage bidirectionnel des accélérogrammes, la moyenne géométrique des spectres de réponse des paires d'accélérogrammes est utilisée. Les séries de paires d'accélérogrammes sont sélectionnées de façon à ce que leur spectre de réponse soit similaire au spectre cible sur un segment ou sur l'ensemble de la plage de période cible. Chaque série correspondant à un segment de la plage de période cible doit contenir un minimum de cinq paires d'accélérogrammes. Les segments peuvent se superposer ou non, mais ils doivent ensemble couvrir l'ensemble de la plage de période cible. Le nombre total de paires d'accélérogrammes doit être supérieur ou égal à onze. Plusieurs études [84–87] affirment que ce nombre est suffisant pour estimer adéquatement la demande sismique.

L'étalonnage des paires d'accélérogrammes est réalisé en deux étapes. D'abord, chaque paire est étalonnée individuellement de façon à ce que son spectre de réponse soit généralement égal ou supérieur au spectre cible. Le facteur d'étalonnage f de chaque paire d'accélérogrammes est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$\begin{aligned} f &= \frac{\sum_{i=1}^N k_i}{N} \text{ avec } k_i = \frac{S_T(T_i)}{S_{GM}(T_i)} \\ S_{GM}(T_i) &= \sqrt{S_{ENR}(T_i) X S_{ENT}(T_i)} \end{aligned} \quad (2.4)$$

où

- f est le facteur d'étalonnage,
- k_i est le rapport entre le spectre cible et le spectre de réponse à la période i ,
- $S_T(T)$ est le spectre cible,
- $S_{GM}(T)$ est le spectre de réponse moyen des deux composantes horizontales,
- $S_{ENR}(T)$ est le spectre de réponse dans la direction horizontale radiale,
- $S_{ENT}(T)$ est le spectre de réponse dans la direction horizontale transversale.

Ensuite, si nécessaire, un deuxième facteur d'étalonnage est appliqué à l'ensemble des paires d'accélérogrammes afin que leur spectre de réponse moyen ne soit pas inférieur à $0,9S(T)$ sur l'ensemble de la plage de période cible. Ce deuxième facteur est calculé à l'aide des équations suivantes :

$$S_g(T) = \frac{\sum_{11}^{n=1} S_{GM,n}(T)}{11}$$

$$\lambda = 0.9 * \frac{S_T(T_j)}{S_g(T_j)} \quad (2.5)$$

où

- $S_g(T)$ est le spectre moyen de toutes les paires d'accélérogrammes,
- $S_{GM,n}(T)$ est le spectre de réponse moyen des deux composantes horizontales de la paire d'accélérogrammes n ,
- j est la période à laquelle le ratio $\frac{S_T(T_i)}{S_g(T_i)}$ est maximal.

Bien que la norme CSA-S6-14 [5] précise que la réponse moyenne de la structure soumise aux 11 enregistrements doit être utilisée pour la conception, elle ne précise pas comment il faut tenir compte de l'angle d'incidence des secousses. Ce projet de recherche a notamment pour objectif d'évaluer l'importance de l'angle d'incidence, tant pour les analyses temporelles linéaires que pour les analyses temporelles non-linéaires.

CHAPITRE 3 ANALYSE COMPARATIVE DES MÉTHODES DE MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS DE FIBRES

Ce chapitre analyse la formulation de différentes méthodes de modélisation par éléments de fibres disponibles. Celles-ci sont ensuite appliquées à un cas d'étude simple au moyen du logiciel SeismoStruct afin de réaliser une comparaison préliminaire.

3.1 Formulation des éléments de fibres

Depuis environ 1960, des éléments avec plasticité concentrée sont utilisés dans la pratique pour réaliser des analyses sismiques [88]. En raison de l'augmentation de la capacité de calcul des ordinateurs, il est maintenant possible d'utiliser de façon courante des éléments avec plasticité distribuée, notamment les éléments de fibres.

L'approche par éléments de fibres consiste à diviser la section de chaque élément en sous-éléments appelés fibres qui ont chacun une relation contraintes-déformations uniaxiale. La figure 3.1 présente les trois types de fibres utilisées dans une section en béton armé, soit le béton non-confiné, le béton confiné et l'armature. La relation contraintes-déformations de la section globale est obtenue en intégrant la réponse de chacune des fibres. Une section régulière est généralement subdivisée en 100 à 150 fibres [11]. L'avantage principal de cette modélisation est qu'il n'est pas nécessaire de définir la courbe d'hystérésis de la section. En effet, celle-ci est définie automatiquement à partir des matériaux constitutifs. De plus, il n'est pas nécessaire de faire une analyse moment-courbure préalable et les interactions charge axiale-moment fléchissant ainsi que la flexion biaxiale sont modélisées directement [89]. La plasticité peut également être distribuée sur toute la hauteur de la section. Le principal désavantage des éléments de fibres est qu'ils ne permettent pas de reproduire l'interaction flexion-cisaillement.

Deux formulations des éléments de fibres sont disponibles, soit la méthode de rigidité et la méthode de flexibilité. Les sections suivantes présentent les deux formulations ainsi qu'une comparaison des deux méthodes. La description de la méthode de rigidité, qui utilise les éléments basés sur les déplacements, et de la méthode de flexibilité, qui utilise les éléments basés sur la force, est inspirée de l'article de Neuenhofer et Filippou [90].

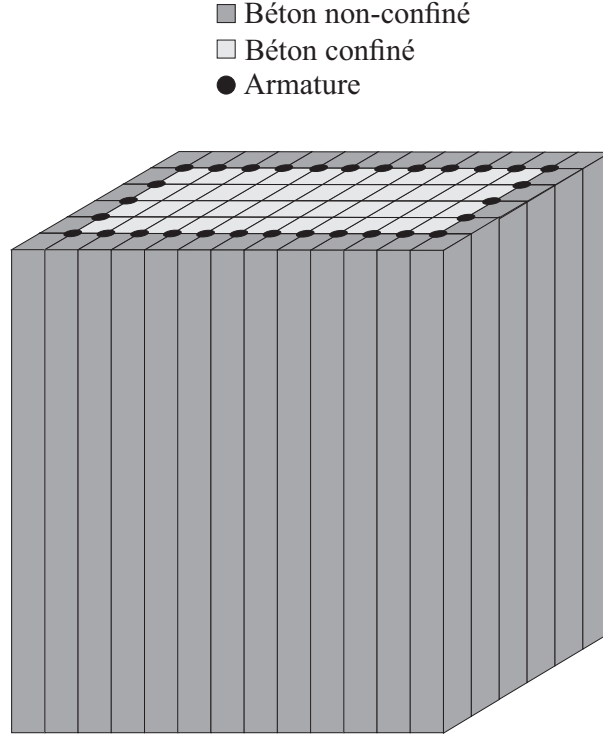


Figure 3.1 Section en béton armé modélisée à l'aide d'éléments de fibres

3.1.1 Formulation de la méthode de rigidité

Les degrés de liberté associés aux éléments basés sur les déplacements sont trois déplacements orthogonaux et trois rotations à chacune des extrémités de l'élément. Ces degrés de liberté sont illustrés à la figure 3.2. Les axes x , y et z sont les axes locaux de l'élément. Les déplacements transversaux (u_y et u_z) en tous points de l'élément à deux nœuds sont déterminés à partir des fonctions d'interpolation cubiques d'Hermite. Les équations 3.1 et 3.2 présentent respectivement les expressions de la déformée approximée dans la direction y et dans la direction z .

$$u_y(x) = H_1(x)u_{y1} + H_2(x)\theta_{y1} + H_3(x)u_{y2} + H_4(x)\theta_{y2} \quad (3.1)$$

$$u_z(x) = H_1(x)u_{z1} + H_2(x)\theta_{z1} + H_3(x)u_{z2} + H_4(x)\theta_{z2} \quad (3.2)$$

où H_i sont les fonctions d'interpolation cubiques d'Hermite définies par

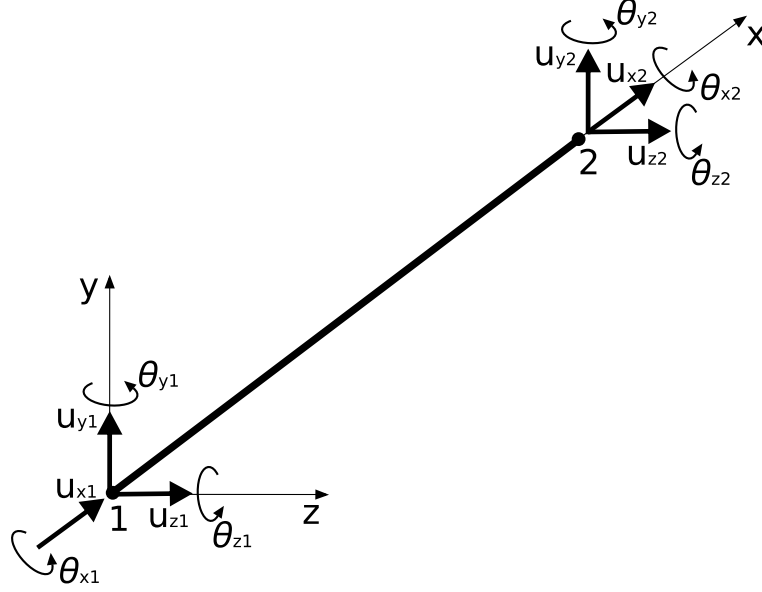


Figure 3.2 Degrés de liberté d'un élément poutre 3D basé sur les déplacements

$$\begin{aligned}
 H_1(x) &= 1 - \frac{3x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3} \\
 H_2(x) &= x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \\
 H_3(x) &= \frac{3x^2}{L^2} - \frac{2x^3}{L^3} \\
 H_4(x) &= -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}
 \end{aligned} \tag{3.3}$$

où L est la longueur de l'élément.

Le déplacement axial et la rotation autour de l'axe x (u_x et θ_x) en tous points de l'élément sont interpolés à partir des fonctions de forme linéaire de Lagrange. Les équations 3.4 et 3.5 présentent respectivement le déplacement axial et la rotation autour de l'axe local x approximés le long de l'élément.

$$u_x(x) = N_1(x)u_{x1} + N_2(x)u_{x2} \tag{3.4}$$

$$\theta_x(x) = N_1(x)\theta_{x1} + N_2(x)\theta_{x2} \tag{3.5}$$

où N_i sont les fonctions d'interpolation linéaire de Lagrange définies par

$$\begin{aligned} N_1(x) &= \frac{L-x}{L} \\ N_2(x) &= \frac{x}{L} \end{aligned} \quad (3.6)$$

En ne considérant pas la rotation autour de l'axe x qui varie de façon linéaire et n'est pas couplée aux autres déplacements, le champ des déplacements est exprimé par l'équation 3.7. Il est à noter que la notation des fonctions de forme est simplifiée en omettant d'indiquer qu'elles sont fonction de la coordonnée x .

$$\begin{aligned} \mathbf{u}(x) &= \begin{bmatrix} u_x(x) & u_y(x) & u_z(x) \end{bmatrix}^T \\ &= \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & H_1 & 0 & H_2 & 0 & 0 & H_3 & 0 & H_4 & 0 \\ 0 & 0 & H_1 & 0 & H_2 & 0 & 0 & H_3 & 0 & H_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{x1} \\ u_{y1} \\ u_{z1} \\ \theta_{y1} \\ \theta_{z1} \\ u_{x2} \\ u_{y2} \\ u_{z2} \\ \theta_{y2} \\ \theta_{z2} \end{bmatrix} \\ &= \mathbf{N}(x)\mathbf{U} \end{aligned} \quad (3.7)$$

Le champ des déformations est exprimé par l'équation 3.8 tandis que le champ des efforts internes est exprimé par l'équation 3.9.

$$\mathbf{d}(x) = \begin{bmatrix} \epsilon(x) & \kappa_y(x) & \kappa_z(x) \end{bmatrix}^T = \begin{bmatrix} \frac{\delta u_x(x)}{\delta x} & -\frac{\delta^2 u_z(x)}{\delta x^2} & \frac{\delta^2 u_y(x)}{\delta x^2} \end{bmatrix}^T \quad (3.8)$$

$$\mathbf{D}(x) = \begin{bmatrix} N(x) & M_y(x) & M_z(x) \end{bmatrix}^T \quad (3.9)$$

Le champ des déformations inclut la déformation axiale et les courbures selon les deux axes

orthogonaux y et z. Le champ des efforts internes inclut l'effort axial et les moments fléchissants autour des axes y et z. La relation entre les déformations et les déplacements est définie à l'équation 3.10 tandis que la relation entre les efforts internes et les déformations est définie à l'équation 3.11

$$\mathbf{d}(x) = \mathbf{B}(x)\mathbf{U} \quad (3.10)$$

$$\mathbf{D}(x) = \mathbf{C}\mathbf{d}(x) \quad (3.11)$$

où $\mathbf{C}$ est la matrice constitutive de la section et $\mathbf{B}(x)$ est la matrice élémentaire déformations-déplacements définie à l'équation 3.12.

$$\mathbf{B}(x) = \begin{bmatrix} \frac{\delta N_1}{\delta x} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\delta N_2}{\delta x} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{\delta^2 H_1}{\delta x^2} & 0 & -\frac{\delta^2 H_2}{\delta x^2} & 0 & 0 & -\frac{\delta^2 H_3}{\delta x^2} & 0 & -\frac{\delta^2 H_4}{\delta x^2} \\ 0 & \frac{\delta^2 H_1}{\delta x^2} & 0 & \frac{\delta^2 H_2}{\delta x^2} & 0 & 0 & \frac{\delta^2 H_3}{\delta x^2} & 0 & \frac{\delta^2 H_4}{\delta x^2} & 0 \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

Les déplacements aux nœuds des éléments sont déterminés en minimisant l'énergie potentielle de chacun des éléments, ce qui conduit à la résolution de l'équation matricielle

$$\mathbf{K}\Delta\mathbf{U} = \mathbf{R} \quad (3.13)$$

où $\mathbf{K}$ est la matrice de rigidité de l'élément définie par l'équation 3.14, $\Delta\mathbf{U}$ est le vecteur des déplacements incrémentaux et $\mathbf{R}$ est le vecteur global des forces résiduelles incluant les forces externes et les réactions.

$$\mathbf{K} = \int_0^L \mathbf{B}^T(x)\mathbf{k}(x)\mathbf{B}(x)dx \quad (3.14)$$

La matrice de rigidité sectionnelle $\mathbf{k}(x)$ est définie par l'équation 3.15.

$$\mathbf{k}(x) = \frac{\delta \mathbf{D}(x)}{\delta \mathbf{d}(x)} = \begin{bmatrix} \frac{\delta N}{\delta \epsilon} & \frac{\delta N}{\delta \kappa_y} & \frac{\delta N}{\delta \kappa_z} \\ \frac{\delta M_y}{\delta \epsilon} & \frac{\delta M_y}{\delta \kappa_y} & \frac{\delta M_y}{\delta \kappa_z} \\ \frac{\delta M_z}{\delta \epsilon} & \frac{\delta M_z}{\delta \kappa_y} & \frac{\delta M_z}{\delta \kappa_z} \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

La résolution de l'équation 3.13 nécessite de prendre en considération les conditions frontières, soit par un fractionnement ou par une approche par pénalisation. Dans le cas d'une analyse non-linéaire, la rigidité sectionnelle n'est pas constante et doit être calculée à chaque itération. La quadrature de Gauss avec deux points d'intégration est utilisée pour résoudre numériquement l'équation 3.14. Les points d'intégration sont respectivement situés $\pm \frac{1}{\sqrt{3}}L$.

La méthode de rigidité impose le respect de la compatibilité des déformations localement et de l'équilibre des forces au niveau global. L'équilibre des forces au niveau local n'a toutefois pas à être respecté. L'utilisation de deux points d'intégration de Gauss implique que la contrainte axiale est constante sur toute la longueur de l'élément et que la courbure est linéaire. Cet élément permet d'obtenir la réponse exacte seulement lorsque la poutre a une géométrie constante et que sa réponse est dans le domaine linéaire élastique. Afin d'obtenir une approximation raisonnable dans le domaine non-linéaire, il est nécessaire d'avoir recours à une grande densité de maillage.

3.1.2 Formulation de la méthode de flexibilité

La méthode de flexibilité est basée sur l'interpolation des forces internes des éléments. La figure 3.3 présente les degrés de liberté de l'élément poutre basé sur la force, tel que présenté par Spacone, Ciampi et Filippou [39]. Il est à noter que, comme dans le cas de la méthode de rigidité, la rotation autour de l'axe x n'est pas considérée. Les cinq degrés de liberté de l'élément basé sur la force ne permettent pas les mouvements de corps rigide. Cette formulation est nécessaire, car la matrice de rigidité $\mathbf{K}$ de l'élément incluant les mouvements de corps rigide est singulière, ce qui ne permet pas de l'inverser afin d'obtenir la matrice de flexibilité $\mathbf{F}$.

La relation entre les forces internes et les forces nodales est décrite sous forme matricielle par

$$\mathbf{D}(x) = \mathbf{b}(x)\bar{\mathbf{Q}} \quad (3.16)$$

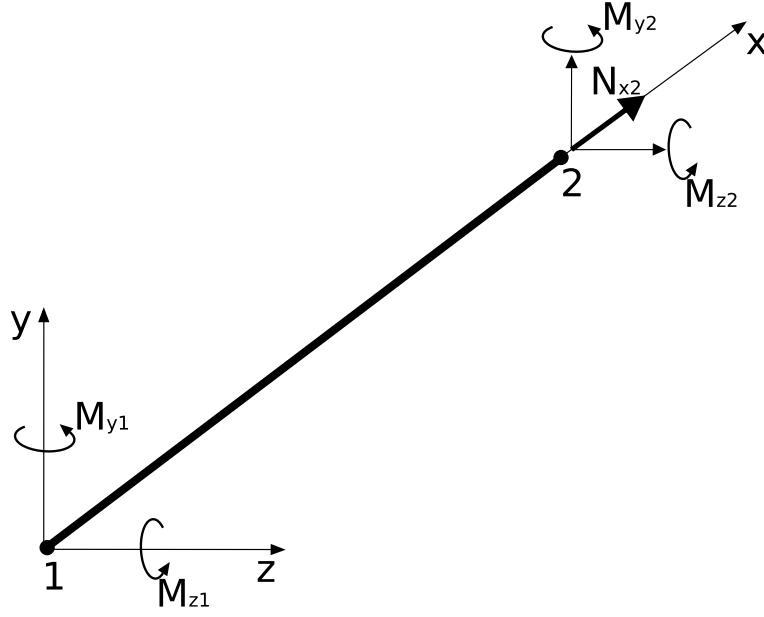


Figure 3.3 Degrés de liberté d'un élément poutre 3D basé sur la force

avec

$$\bar{\mathbf{Q}} = [N_{x2} \quad M_{y1} \quad M_{y2} \quad M_{z1} \quad M_{z2}]^T \quad (3.17)$$

le vecteur des forces nodales et

$$\mathbf{b}(x) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_1(x) & N_2(x) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1(x) & N_2(x) \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

la matrice des fonctions de forme en l'absence de force répartie sur l'élément.

La réduction de l'énergie potentielle conduit à l'équation 3.19

$$\mathbf{F} \Delta \bar{\mathbf{Q}} = \bar{\mathbf{r}} \quad (3.19)$$

où $\mathbf{F}$ est la matrice de flexibilité de l'élément, $\Delta\bar{\mathbf{Q}}$ est la vecteur des forces incrémentales et $\bar{\mathbf{r}}$ est le vecteur des déplacements résiduels associés aux déplacements nodaux, soit

$$\bar{\mathbf{U}} = \begin{bmatrix} u_{x2} & \theta_{y1} & \theta_{y2} & \theta_{z1} & \theta_{z2} \end{bmatrix}^T \quad (3.20)$$

La matrice de flexibilité est définie par

$$\mathbf{F} = \int_0^L \mathbf{b}^T(x) \mathbf{f}(x) \mathbf{b}(x) dx \quad (3.21)$$

où $\mathbf{f}(x) = \mathbf{k}^{-1}(x)$.

Les forces et les déplacements nodaux de l'élément sans mouvements de corps rigide et de l'élément avec mouvements de corps rigide sont reliés par les équations 3.22 et 3.23

$$\mathbf{Q} = \mathbf{T}^T \bar{\mathbf{Q}} \quad (3.22)$$

$$\bar{\mathbf{U}} = \mathbf{T} \mathbf{U} \quad (3.23)$$

où $\mathbf{T}$ est la matrice de transformation

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 1 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 1 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 1 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

La matrice de rigidité de l'élément avec mouvements de corps rigide est reliée à la matrice de flexibilité de l'élément sans mouvement de corps rigide par l'équation 3.25

$$\mathbf{K} = \mathbf{T}^T \mathbf{F}^{-1} \mathbf{T} \quad (3.25)$$

La complexité de l'élément basé sur la force est que les charges extérieures sont généralement exprimées en termes de forces et non en termes de déplacements. La résolution de l'équation 3.19 requiert donc des itérations. Neuenhofer et Filippou [90] proposent toutefois une démarche de résolution incrémentale qui élimine la nécessité d'avoir recours à des itérations à chaque pas de temps. À chaque pas de temps, les déplacements incrémentaux $\Delta \bar{\mathbf{U}}^i$ sont d'abord déterminés à partir des équations 3.26 et 3.23.

$$\mathbf{K}^{i-1} \Delta \mathbf{U}^i = \Delta \mathbf{Q}^i \quad (3.26)$$

L'incrément des forces nodales est ensuite calculé à partir de la matrice de flexibilité du pas de temps précédent.

$$\Delta \bar{\mathbf{Q}}^i = (\mathbf{F}^{i-1})^{-1} \Delta \bar{\mathbf{U}}^i \quad (3.27)$$

Le champ des forces internes et le champ de déformations sont ensuite déterminés par

$$\Delta \mathbf{D}^i(x) = \mathbf{b}(x) \Delta \bar{\mathbf{Q}}^i + \tilde{\mathbf{D}}^{i-1}(x) \quad (3.28)$$

$$\Delta \mathbf{d}^i(x) = \mathbf{f}^{i-1}(x) \Delta \mathbf{D}^i(x) \quad (3.29)$$

$$\mathbf{d}^i(x) = \mathbf{d}^{i-1}(x) + \Delta \mathbf{d}^i(x) \quad (3.30)$$

$$\mathbf{D}^i(x) = \mathbf{C} \mathbf{d}^i(x) \quad (3.31)$$

où $\tilde{\mathbf{D}}^{i-1}(x)$ est le vecteur de forces débalancées de l'itération précédente. La définition de ce vecteur est présentée à l'équation 3.35. La matrice de rigidité sectionnelle $\mathbf{k}(x)$ est calculée à l'aide de l'équation 3.15, puis inversée pour obtenir la matrice de flexibilité sectionnelle $\mathbf{f}(x)$. La matrice de flexibilité de l'élément est ensuite calculée à l'aide de l'équation 3.21.

La matrice de flexibilité sectionnelle au pas de temps de calcul $\mathbf{f}^i(x)$ n'étant généralement pas identique à celle du pas de temps précédent dans une analyse non-linéaire, les déplacements résiduels doivent être calculés :

$$\mathbf{r}^i = \int_0^L \mathbf{b}^T(x) \boldsymbol{\rho}^i(x) dx \quad (3.32)$$

où $\boldsymbol{\rho}^i(x)$ est le champ de déformations sectionnelles résiduelles présenté à l'équation 3.33.

$$\boldsymbol{\rho}^i(x) = \mathbf{f}^i(x) [\mathbf{D}^{i-1}(x) + \Delta \mathbf{D}^i(x) - \mathbf{D}^i(x)] \quad (3.33)$$

La particularité de la formulation proposée par Neuenhofer et Filippou [90] et qui permet d'éviter les itérations à chaque pas de temps est que les forces nodales $\bar{\mathbf{Q}}^i$ sont calculées en incluant les déplacements résiduels :

$$\bar{\mathbf{Q}}^i = \bar{\mathbf{Q}}^{i-1} + \Delta \bar{\mathbf{Q}}^i - (\mathbf{F}^i)^{-1} \mathbf{r}^i \quad (3.34)$$

Le champ des forces internes $\mathbf{D}^i(x)$ déterminé à l'équation 3.31 ne respecte généralement pas l'équilibre et n'est pas compatible avec les fonctions d'interpolation contenue dans la matrice $\mathbf{b}(x)$. Le champ de déformations sectionnelles résiduelles présenté à l'équation 3.35 est donc calculé et intégré au pas de temps suivant afin d'être corrigé.

$$\tilde{\mathbf{D}}^i(x) = \mathbf{b}(x) \bar{\mathbf{Q}}^i - \mathbf{D}^i(x) \quad (3.35)$$

À la convergence, le champ de déformations sectionnelles résiduelles est nul. L'équilibre des forces est donc respecté, à la fois localement et globalement. La compatibilité des déformations est également respectée.

La formulation de la méthode de flexibilité est considérée « exacte », car seule l'approximation numérique introduit des erreurs [11]. Ainsi, pour améliorer l'approximation de la modélisation

deux solutions sont possibles : l'augmentation de la densité du maillage ou l'augmentation du nombre de points d'intégration. Neuenhofer et Filippou [90] indiquent qu'il est plus avantageux d'augmenter le nombre de points d'intégration, car la taille du modèle est alors plus faible et moins de post-traitement est requis.

Le nombre de points d'intégration de Lobatto pour les éléments basés sur la force est choisi par l'utilisation et peut varier entre 3 et 10. Contrairement aux points d'intégration de Gauss, les points d'intégration de Lobatto incluent les deux extrémités de l'élément. Dans le cas d'une pile de pont, les points d'intégration de Lobatto sont préférables aux points de Gauss, car les contraintes et les déformations maximales surviennent à la base de la pile.

3.1.3 Comparaison des méthodes de rigidité et de flexibilité

La principale différence entre les éléments basés sur la force (méthode de flexibilité) et ceux basés sur les déplacements (méthode de rigidité) est que, dans le premier cas, l'équilibre des forces est satisfait en tout point alors que dans le second cas, l'équilibre est satisfait au niveau global seulement. Dans le domaine linéaire et lorsque la géométrie est régulière, les méthodes de flexibilité et de rigidité produisent les mêmes résultats. Ce n'est pas le cas dans le domaine non-linéaire, car la courbure des éléments basés sur la force n'est pas obligatoirement linéaire, contrairement à celle des éléments basés sur les déplacements. Un seul élément basé sur la force avec plusieurs points d'intégration est nécessaire afin de représenter adéquatement la courbure dans le domaine non-linéaire alors qu'un grand nombre d'éléments basés sur les déplacements est requis. En se basant sur le temps de calcul requis pour obtenir des résultats similaires avec les approches basées sur la force et les déplacements, Neuenhofer et Filippou [90] concluent que les éléments basés sur la force sont plus efficaces. Cabrese et al. [88] corroborent ces résultats.

Un autre avantage des éléments basés sur la force est qu'ils peuvent prendre en compte les forces réparties sur l'élément. Dans le cas des éléments basés sur les déplacements, les forces réparties doivent être transformées en forces nodales équivalentes. En ce qui concerne la convergence, les exemples présentés par Barbato et Conte [91] montrent que les éléments basés sur la force convergent vers les réponses locale et globale à la même vitesse tandis que les éléments basés sur les déplacements convergent vers la réponse locale moins rapidement que vers la réponse globale.

3.1.4 Limitations des méthodes de modélisation numérique en éléments de fibres

Les éléments basés sur la force et les déplacements présentent toutefois tous deux des problèmes de convergence lorsque le modèle comporte des éléments structuraux au comportement constitutif adoucissant [88], c'est-à-dire une diminution de la résistance après la plastification des armatures. Ce comportement est notamment observé dans les colonnes en béton armé soumis à une forte charge axiale et à une charge latérale. Les déformations se concentrent alors respectivement au point d'intégration ou dans l'élément présentant le plus grand moment fléchissant pour les éléments basés sur la force et les éléments basés sur les déplacements. L'augmentation du nombre de points d'intégration ou de la densité du maillage ne permettent pas de converger vers une valeur de déformation ni vers une valeur de force latérale correspondant à un déplacement imposé. Plus le maillage est raffiné, plus la pente de la courbe force-déplacement post-plastification est raide [22]. Des procédures de régularisation sont requises lorsqu'un comportement adoucissant est attendu. Une méthode de régularisation possible pour les éléments basés sur la force est d'utiliser le nombre de points d'intégration de façon à ce que la longueur du premier segment soit la même que celle de la rotule plastique. Dans le cas des éléments basés sur les déplacements, la longueur du premier segment devrait plutôt être égale à deux fois la longueur de la rotule plastique [88].

La formulation des éléments de fibres est basée sur l'hypothèse que les sections planes restent planes, ce qui implique une adhérence parfaite entre les barres d'armature longitudinales et le béton. Une conséquence de cette hypothèse est que les modèles peuvent être trop rigides [22]. Il est toutefois possible d'ajouter à la base de la pile un élément de longueur nulle pour représenter le glissement des barres d'armature dans la zone d'ancrage. Plus de détails sur la façon de considérer le glissement des barres d'armature sont disponibles dans le document technique produit par Berry et Eberhand [22]. La formulation des éléments de fibres ne permet pas non plus de considérer les déformations en cisaillement des éléments poutres-colonnes. Tel que discuté à la section 4.2, il est toutefois possible d'ajouter des ressorts pour considérer ces déformations.

3.2 Modélisation avec le logiciel SeismoStruct

Le logiciel SeismoStruct utilise principalement des éléments poutres-colonnes dont la section est subdivisée en fibres. Les types d'éléments disponibles dans le logiciel sont présentés, puis un exemple de modélisation est détaillé.

3.2.1 Types d'éléments disponibles dans le logiciel SeismoStruct

Onze types d'éléments sont disponibles dans le logiciel SeismoStruct. Ces éléments sont présentés au tableau 3.1. La description suivante des éléments se concentre sur les éléments utiles à la modélisation des ponts, soit les poutres, les liens, la masse et l'amortissement.

Tableau 3.1 Éléments disponibles dans le logiciel SeismoStruct

Type d'élément	Nom	Description
Poutre	<i>infrmFB</i>	Poutre inélastique basée sur la force
	<i>infrmFBPH</i>	Poutre inélastique basée sur la force avec rotule plastique
	<i>infrmDBPH</i>	Poutre inélastique basée sur les déplacements avec rotule plastique
	<i>infrmDB</i>	Poutre inélastique basée sur les déplacements
	<i>elfrm</i>	Poutre élastique
Treillis	<i>truss</i>	Treillis inélastique
Panneau	<i>infill</i>	Panneau de maçonnerie à 4 nœuds
Lien	<i>link</i>	Lien à 6 degrés de liberté non-couplés
Masse	<i>lmass</i>	Masse concentrée
	<i>dmass</i>	Masse distribuée
Amortissement	<i>dashpt</i>	Amortissement concentré

Selon le manuel de l'utilisateur de SeismoStruct [11], l'élément *infrmFB*, basé sur les forces, est l'élément poutre inélastique le plus précis puisqu'il permet de représenter le comportement inélastique sur l'ensemble de la longueur de l'élément, et ce même si un seul élément est utilisé. Tel que discuté à la section 3.1, la formulation de cet élément est considérée « exacte », car seule l'approximation numérique introduit des erreurs d'approximation. En contrepartie, l'inélasticité de l'élément *infrmFBPH*, également basé sur les forces, est concentrée dans un segment de longueur fixe, soit la zone de rotule plastique. Cet élément permet de réduire le

temps de calcul et de contrôler plus directement les paramètres de la rotule plastique.

L'élément *infrmDBPH* est constitué d'un élément poutre élastique et de quatre ressorts rotationnels non-linéaires basés sur les déplacements. Ces ressorts sont orientés selon les axes locaux 2 et 3 à chacun des deux nœuds de l'élément. Les non-linéarités sont concentrées dans les quatre ressorts de cet élément. Cet élément est une simplification de l'élément *infrmFBPH* puisque les non-linéarités sont concentrées en un point plutôt que distribuées sur une certaine longueur et que le comportement non-linéaire est indépendant selon chacun des axes locaux. Les avantages de cet élément sont qu'il est plus stable et qu'il requiert moins de temps de calcul. L'élément *infrmDB* est basé sur une formulation standard en éléments finis (i.e. méthode de rigidité) et possède deux points d'intégration par élément. Tel que discuté à la section 3.1, cet élément présente une déformation axiale constante et une courbure linéaire. Cela fait en sorte que la réponse est exacte seulement dans le domaine élastique et que les éléments doivent être de courte longueur pour fournir une approximation adéquate dans le domaine non-linéaire.

L'élément *elfrm* peut être utilisé lorsque la réponse de l'élément modélisé est dans le domaine élastique, ce qui est généralement le cas d'un tablier de pont soumis à des charges sismiques [41]. Cet élément est également approprié pour l'analyse des modes de vibration d'une structure.

L'élément *link* peut entre autres être utilisé pour représenter des connexions rotulées ou flexibles, des appareils d'appui ou des mécanismes de dissipation d'énergie. Des relations force-déplacement ou moment-rotation différentes peuvent être appliquées à chacun des degrés de liberté.

L'utilisation des éléments *lmass* et *dmass* est une des nombreuses méthodes pour attribuer de la masse à un modèle dans le logiciel SeismoStruct. Les masses concentrées requièrent évidemment moins de temps de calcul que les masses distribuées. L'élément *dashpt* permet d'appliquer un amortissement qui dépend de la vitesse.

3.2.2 Exemple de modélisation avec SeismoStruct

Afin d'étudier les paramètres de modélisation du logiciel SeismoStruct qui influencent les résultats d'analyse, un exemple de modélisation d'une pile de pont carrée est réalisé. La pile

modélisée a été testée expérimentalement par Tsuno et Park [92]. Le spécimen, dont les détails sont présentés à la figure 3.4 a une hauteur totale de 3500 mm et une section carrée de 550 mm X 550 mm. La distance entre le haut de la semelle et le point d'application du chargement est de 2250 mm. Seule cette section est modélisée. Un encastrement parfait est supposé au sommet de la semelle. Le chargement appliqué est une charge axiale de 311 kN ainsi que le déplacement unidirectionnel cyclique présenté à la figure 3.5. Le pas de temps utilisé est 0,001s.

Dans le logiciel SeismoStruct, la section est modélisée avec ses propriétés géométriques réelles ainsi qu'avec les propriétés des matériaux. Pour le béton, le modèle non-linéaire proposé par Mander et al. [93] est utilisé. Ce modèle est détaillé à l'annexe A. La résistance à la compression au jour de l'essai, soit 30,7 MPa, est utilisée. Une valeur du module d'élasticité correspondant à cette résistance à la compression est calculée automatique par le logiciel à l'aide de l'équation A.14 et cette valeur, soit 26,04 GPa, est conservée. Les valeurs par défaut de la résistance en tension (0,00 MPa), de la déformation maximale (0,002 m/m) et du poids volumique (24 kN/m) de ce modèle sont conservées. Le modèle proposé par Menegotto et Pinto [1], détaillé à l'annexe A, est utilisé pour l'acier avec la limite élastique et le module d'élasticité des barres longitudinales indiquée dans l'article, soit respectivement 306 MPa et 203,4 GPa. Il est à noter que les barres transversales ont une limite élastique de 285,6 MPa et un module d'lasticité de 212,1 GPa. Un seul type d'acier peut toutefois être utilisé pour modéliser la section et les propriétés des barres longitudinales sont priorisées. Le coefficient d'écrouissage est calculé à partir de la déformation à la contrainte maximale mesurée par les auteurs :

$$\mu = \frac{E_p}{E_y} = \frac{\frac{F_u - F_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y}}{E_y} = \frac{\frac{438,8 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 - 306 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2}{0,192 \text{ m/m} - 0,0015 \text{ m/m}}}{203,4 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2} = 0,00343 \quad (3.36)$$

La valeur du coefficient d'écrouissage n'est pas incluse dans l'intervalle proposé par SeismoStruct qui est de 0,005 à 0,015. Les valeurs par défaut des paramètres de forme et des coefficients d'écrouissage isotropes, telles que présentées au tableau 3.2, sont utilisées.

Deux modèles sont réalisés, soit un à l'aide d'éléments basés sur la force et un à l'aide d'éléments basés sur les déplacements. Les deux modèles sont calibrés afin de reproduire la courbe d'hystérésis force-déplacement de l'essai expérimental [92]. Les paramètres de calibration considérés sont respectivement le nombre de points d'intégration et le nombre de fibres

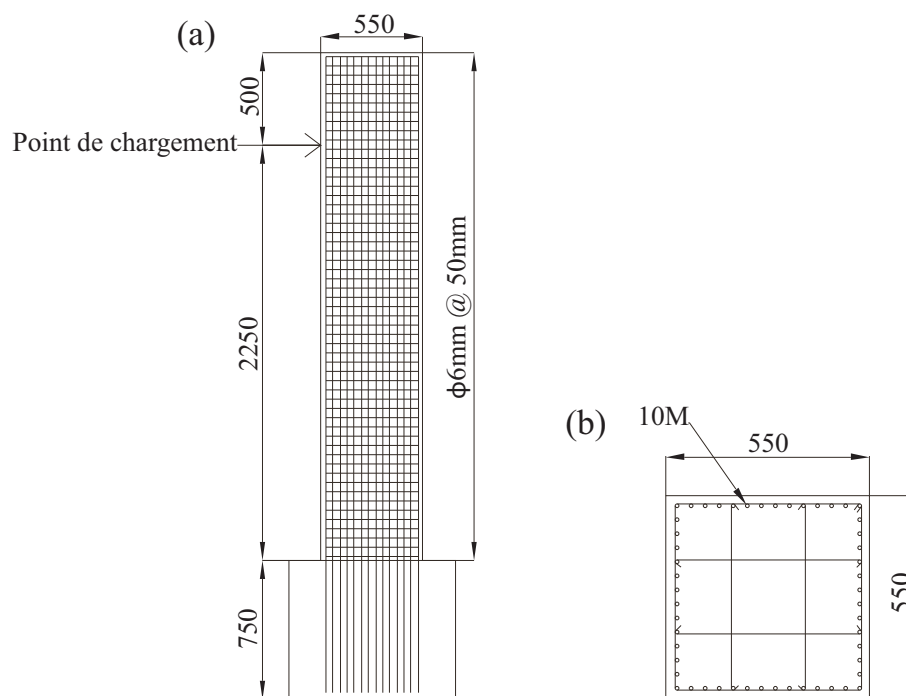


Figure 3.4 Détails du spécimen 1 de Tsuno et Park [92] : (a) vue en élévation ; et (b) vue en plan

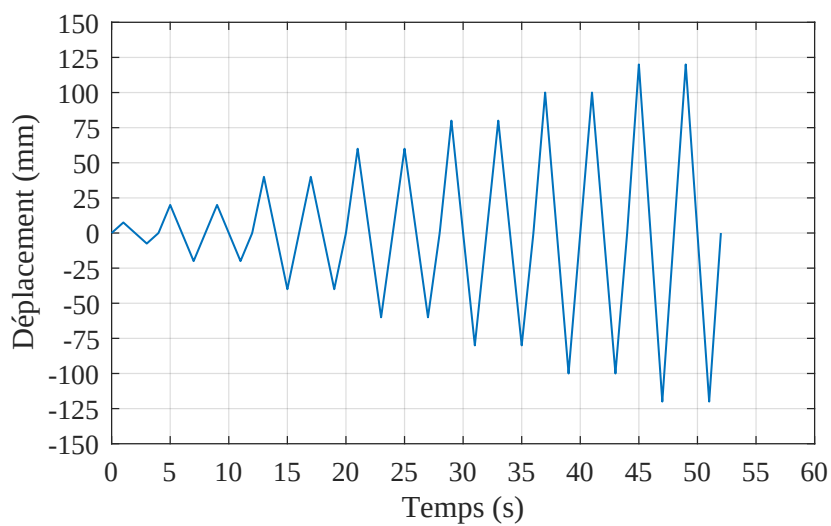


Figure 3.5 Historique de déplacements appliqués au spécimen 1 de Tsuno et Park [92]

Tableau 3.2 Valeurs typiques, par défaut et utilisées du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1]

Paramètres	Valeurs typiques [11]	Valeurs par défaut du logiciel SeismoStruct	Valeurs utilisées
Module d'élasticité (Gpa)	200 - 210	200	203,4
Limite élastique (Mpa)	230 - 650	500	306
Paramètre d'écrouissage (-)	0,005 - 0,015	0,005	0,00343
Paramètre de forme initiale de la courbe de transition (-)	20	20	20
Coefficient de forme de la courbe de transition A1 (-)	18,5	18,5	18,5
Coefficient de forme de la courbe de transition A2 (-)	0,05 - 0,15	0,15	0,15
Coefficient d'écrouissage isotropique A3 (-)	0,01 - 0,025	0	0
Coefficient d'écrouissage isotropique A4 (-)	2 - 7	1	1
Déformation à la fissuration ou au flambement (-)		0,1	0,192
Poids volumique (kN/m ³)	78	78	78

pour les éléments basés sur la force ainsi que le nombre d'éléments et la longueur de l'élément à la base de la pile pour les éléments basés sur les déplacements. Les critères de convergence des modèles sont le déplacement avec une tolérance de 0,1 mm et la force avec une tolérance de 1 kN.

Modélisation à l'aide d'éléments basés sur la force

Le modèle basé sur la force est calibré vis-à-vis de la courbe d'hystérésis expérimentale de chargement cyclique en faisant varier le nombre de points d'intégration et le nombre de fibres des éléments *infrmFB* dans la section. La figure 3.6 présente les courbes d'hystérésis numériques issues de cette calibration.

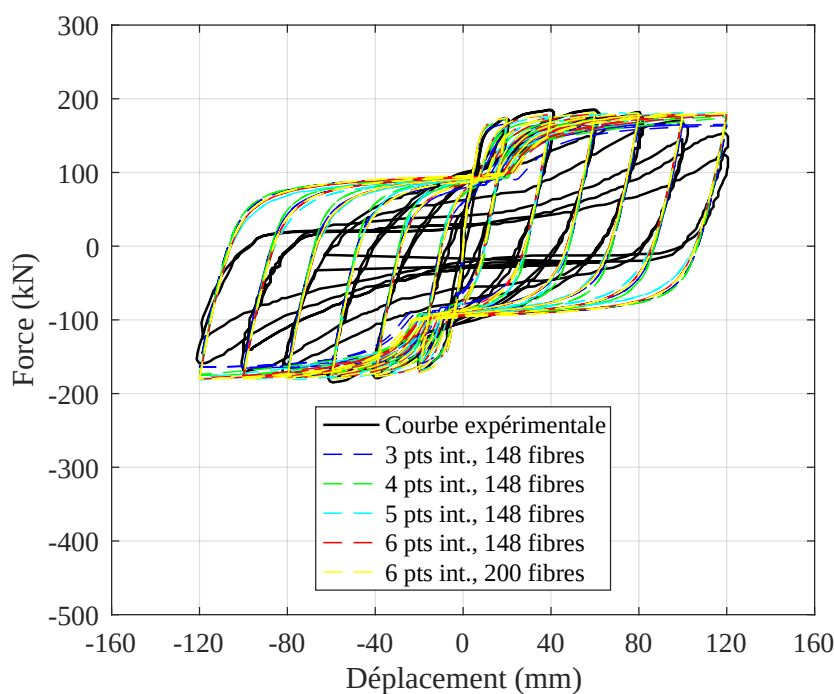


Figure 3.6 Calibration du spécimen 1 de Tsuno et Park [92] à l'aide d'éléments basés sur la force dans SeismoStruct

La figure 3.6 montre que les modèles à 3, 4, 5 et 6 points d'intégration présentent sensiblement la même courbe d'hystérésis. En ce qui concerne le nombre de fibres, l'augmentation a un effet négligeable sur le comportement global du modèle. L'augmentation du nombre de

fibres peut par contre être nécessaire pour résoudre les problèmes de convergence [94].

La figure 3.6 montre que les modèles avec éléments de fibres utilisant les valeurs par défaut des paramètres non mesurés des matériaux reproduisent bien la courbe d'hystérésis de l'essai expérimental jusqu'à un déplacement de 80 mm. Les cycles suivants présentent une perte de capacité de la section. La modélisation à l'aide d'éléments de fibres ne permet pas de reproduire la réduction de la force de la section dans les cycles précédant la rupture en raison des caractéristiques des matériaux [95].

Modélisation à l'aide d'éléments basés sur les déplacements

Le modèle basé sur les déplacements est calibré vis-à-vis de la courbe d'hystérésis expérimentale en faisant varier le nombre d'éléments *infrmDB* ainsi que la longueur de l'élément à la base de la pile. La figure 3.7 présente les courbes d'hystérésis numériques issues de cette calibration.

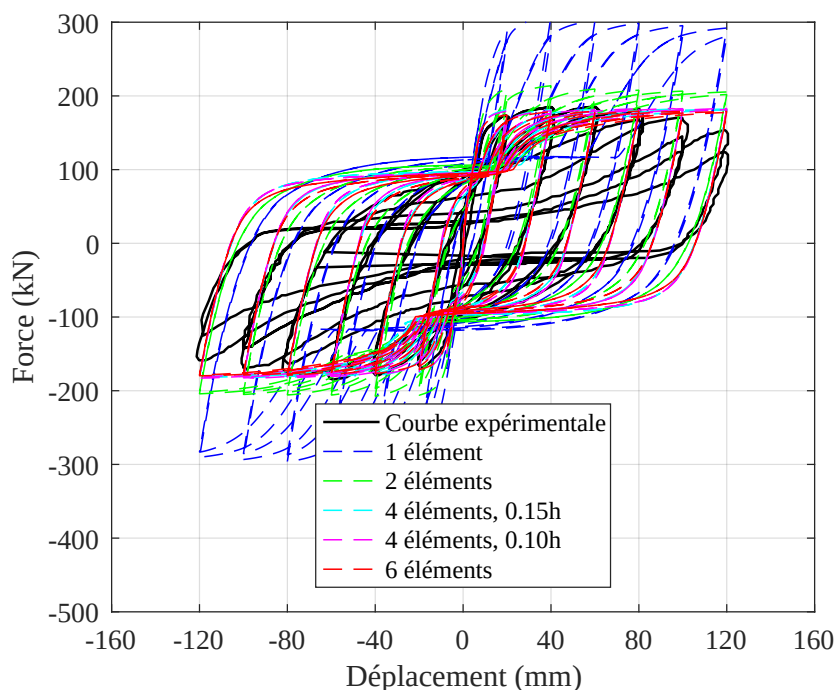


Figure 3.7 Calibration du spécimen 1 de Tsuno et Park [92] à l'aide d'éléments basés sur les déplacements dans SeismoStruct

La figure 3.7 montre qu'un minimum de 4 éléments est nécessaire pour reproduire adéquatement le comportement de la pile soumise à de la flexion. Puisque la déformation des éléments basés sur les déplacements est linéaire, les modèles à 1 ou 2 éléments ne présentent pas un comportement adéquat dans le domaine non-linéaire. En ce qui concerne la longueur du premier élément, celle-ci semble avoir un effet négligeable sur le comportement global de la pile lorsque 4 éléments sont considérés au total. Il est toutefois recommandé de vérifier l'influence de ce paramètre sur les modèles, car Cabrese et al. [88] notent que celui-ci peut avoir une influence importante lorsque les structures présentent un comportement adoucissant.

Synthèse de la comparaison

En conclusion, une fois calibrés adéquatement, des résultats similaires sont obtenus entre les modèles basés sur la force et ceux basés sur les déplacements. Pour le cas étudié, le modèle basé sur la force requiert 3 points d'intégration tandis que le modèle basé sur les déplacements requiert 4 éléments. En ce qui concerne le temps requis pour l'analyse, le modèle basé sur la force requiert 7min 48s en utilisant SeismoBatch (sans interface graphique) alors que le modèle basé sur les déplacements requiert 13min 01s. Le modèle basé sur la force permet également un post-traitement plus efficace en étant constitué d'un seul élément. Avec ce modèle, il est donc plus rapide d'extraire les contraintes et déformations maximales.

CHAPITRE 4 DÉVELOPPEMENT ET VALIDATION DES MODÈLES NUMÉRIQUES AU REGARD DE RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ISSUS DE LA LITTÉRATURE

Ce chapitre a pour objectif de valider l'utilisation de la méthode de modélisation numérique en éléments de fibres pour les piles-murs et les piles rectangulaires de pont à partir de trois essais expérimentaux de chargement cyclique issus de la littérature : (i) une pile-mur chargée selon l'axe faible [40] ; (ii) une pile-mur chargée selon l'axe fort [96] et (iii) une pile rectangulaire chargée selon les deux axes principaux [13]. Pour les trois essais expérimentaux, le chargement est de type déplacement contrôlé. Le tableau 4.1 résume les propriétés des trois piles. Pour chaque pile, les deux méthodes de modélisation par éléments de fibres sont considérées, soit les éléments basés sur la force et ceux basés sur les déplacements. À l'issue de ce chapitre, une méthode de modélisation est sélectionnée pour mener les analyses dynamiques temporelles présentées au chapitre 5.

Tableau 4.1 Propriétés et références des piles considérées pour la validation expérimentale des modèles numériques en éléments de fibres

	Dimensions (mm)			Type de chargement	Direction du chargement	Référence
	Hauteur	Largeur	Profondeur			
Pile A	2550	1500	300	Cyclique	Axe faible	Spécimen 1 [40]
Pile B	1700	3000	150	Cyclique	Axe fort	Spécimen SA [96]
Pile C	3330	1200	600	Cyclique	Deux axes principaux	Spécimen S2 [13]

4.1 Pile-mur A : chargée selon l'axe faible

Le développement et la validation du modèle numérique de la pile-mur chargée selon l'axe faible est basée sur un essai expérimental réalisé par Abo-Shadi et al. [40] dans le cadre d'une étude sur le comportement sismique des piles-murs sollicitées selon leur axe faible. Les auteurs ont notamment soumis sept spécimens de piles-murs représentatives des États-Unis à

des essais de chargement cyclique lent. Seul le spécimen 1 a été utilisé pour cette validation. La pile a une hauteur de 2550 mm, une largeur de 1500 mm et une épaisseur de 300 mm. La figure 4.1 présente les détails de conception du spécimen.

La pile est modélisée dans le logiciel SeismoStruct à l'aide d'éléments poutres-colonnes non-linéaires en éléments de fibres. La poutre rigide au-dessus de la pile a été modélisée sur sa demi-hauteur à l'aide d'un élément poutre élastique rigide. Le déplacement cyclique selon l'axe faible a été appliqué au sommet de la demi-poutre rigide, tel que présenté à la figure 4.2. La figure 4.3 présente l'historique de déplacements appliqués. Le pas de temps utilisé est 0,001s. La pile est encastrée à sa base.

Pour le béton, le modèle non-linéaire proposé par Mander et al. [93] est utilisé. La résistance à la compression indiquée dans l'article, soit 29,16 MPa, est utilisée. Une valeur du module d'élasticité correspondant à cette résistance à la compression est calculée automatiquement par le logiciel à l'aide de l'équation A.14 et cette valeur, soit 25,38 GPa, est conservée. Les valeurs par défaut des autres paramètres de ce modèle, soit la résistance en tension (0,00 MPa), la déformation maximale (0,002 m/m) et le poids volumique (24 kN/m³), sont conservées. Le modèle proposé par Menegotto et Pinto [1] est utilisé pour l'acier avec la limite élastique indiquée dans l'article, soit 424 MPa. Le coefficient d'écrouissage et la déformation maximale de l'acier mesurés par les auteurs, soit respectivement 0,05 et 0,15 sont d'abord utilisés, puis modifiés lors de la calibration. Tel que présenté au tableau 4.2, ces valeurs ne correspondent pas à celles suggérées dans le manuel d'utilisateur de SeismoStruct [11]. Les valeurs par défaut des autres paramètres, tel que présentées au tableau 4.2, sont d'abord utilisées, puis modifiées lors de la calibration.

Les modèles sont calibrés afin de reproduire la courbe d'hystérésis force-déplacement de l'essai expérimental. Les paramètres de calibration considérés sont le nombre de fibres, les paramètres du modèle d'acier ainsi que le nombre de points d'intégration pour les éléments basés sur la force ou le nombre d'éléments basés sur les déplacements. Les critères de convergence des modèles sont les déplacements avec une tolérance de 0,1 mm et les forces avec une tolérance de 0,1 kN. La figure 4.4 présente les courbes d'hystérésis des résultats de la calibration des modèles basés sur la force et les déplacements.

Cinq points d'intégration sont requis pour le modèle basé sur la force tandis que 4 éléments sont nécessaires pour le modèle basé sur les déplacements. En ce qui concerne le nombre de

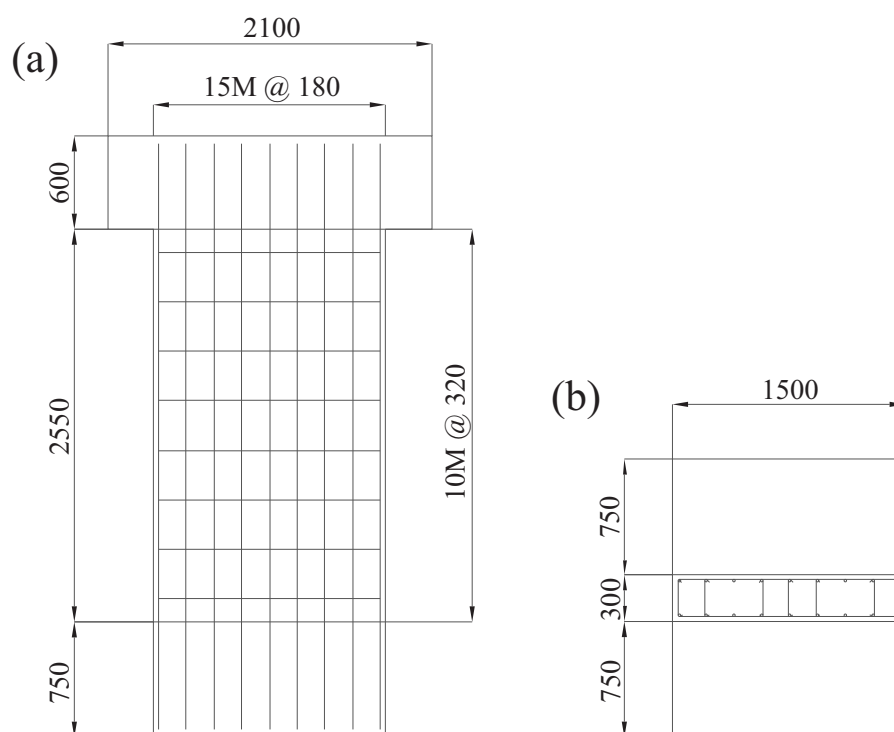


Figure 4.1 Détails de la pile-mur A : (a) vue en élévation ; et (b) vue en plan

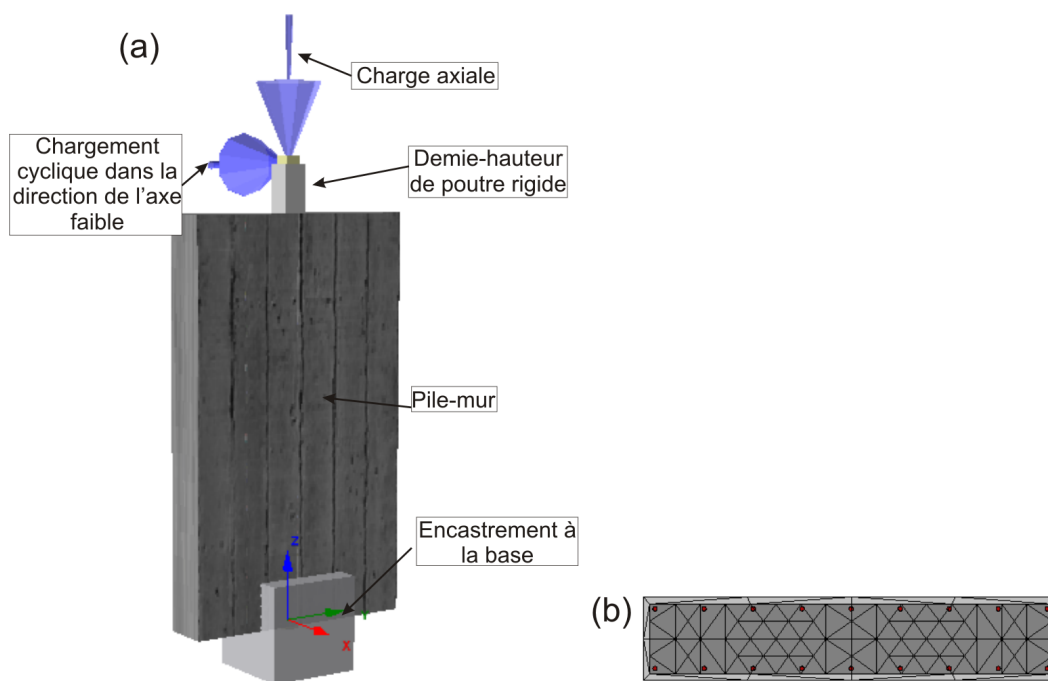


Figure 4.2 Modélisation de la pile-mur A dans SeismoStruct : (a) détails du modèle ; et (b) discrétisation de la section de la pile-mur en éléments de fibres

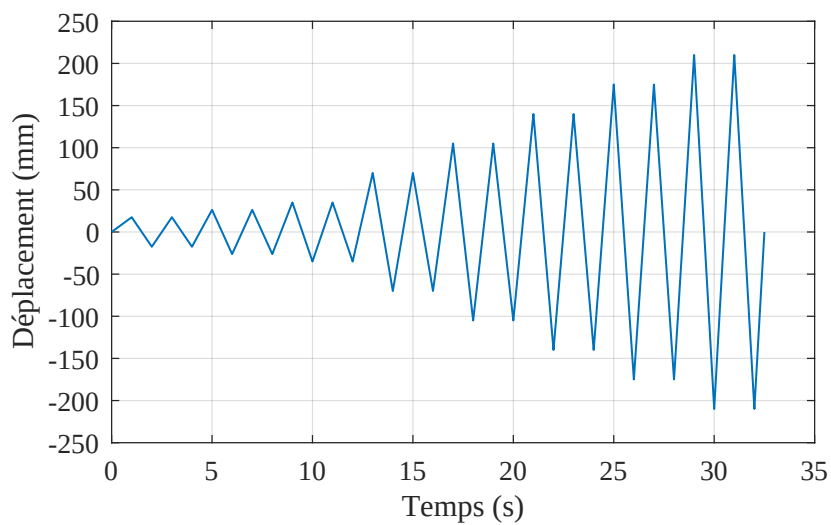


Figure 4.3 Historique de déplacements appliqués à la poutre rigide de la pile-mur A

Tableau 4.2 Valeurs typiques, par défaut, expérimentales et calibrés du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] pour la pile-mur A

Paramètres	Valeurs typiques [11]	Valeurs par défaut du logiciel SeismoStruct	Valeurs mesurées expérimentalement [40]	Valeurs calibrées
Module d'élasticité (Gpa)	200 - 210	200		200
Limite élastique (Mpa)	230 - 650	500	424	424
Paramètre d'écrouissage (-)	0,005 - 0,015	0,005	0,05	0,075
Paramètre de forme initiale de la courbe de transition (-)	20	20		20
Coefficient de forme de la courbe de transition A1 (-)	18,5	18,5		18,5
Coefficient de forme de la courbe de transition A2 (-)	0,05 - 0,15	0,15		0,1
Coefficient d'écrouissage isotrope A3 (-)	0,01 - 0,025	0		0,05
Coefficient d'écrouissage isotrope A4 (-)	2 - 7	1		1
Déformation à la fissuration ou au flambement (-)		0,1	0,15	0,15
Poids volumique (kN/m ³)	78	78		78

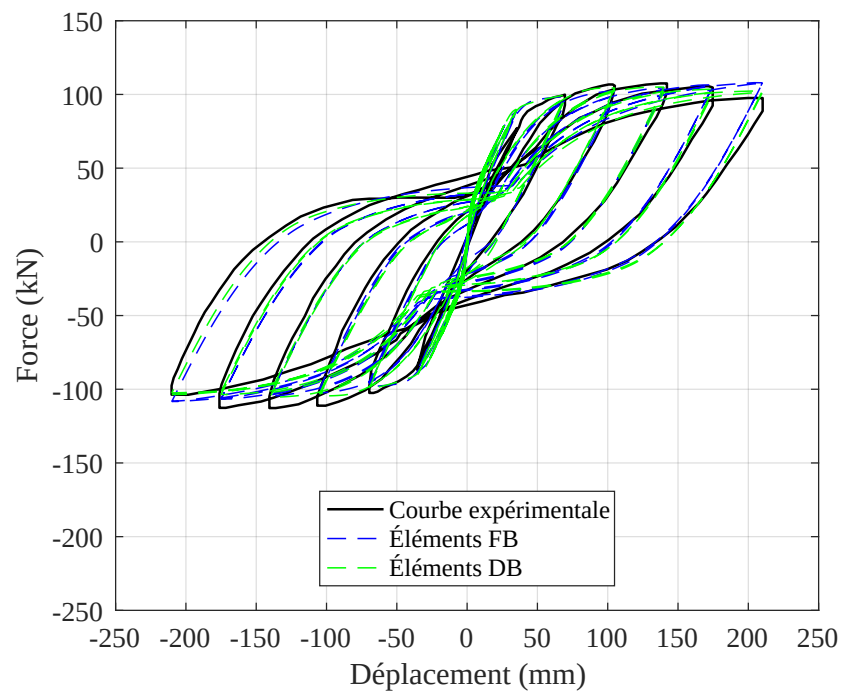


Figure 4.4 Calibration du modèle de la pile-mur A à l'aide d'éléments basés sur la force et d'éléments basés sur les déplacements

fibres, 154 sont suffisantes pour obtenir la convergence des deux modèles. Les paramètres de l'acier ont toutefois dû être modifiés afin de reproduire la courbe expérimentale. Les valeurs optimales des paramètres de l'acier sont présentées au tableau 4.2. La figure 4.5 présente les courbes d'hystérésis du modèle numérique en éléments de fibres basés sur la force avec les valeurs par défaut, les valeurs expérimentales et les valeurs calibrées des paramètres du modèle d'acier. Il est à noter que les valeurs du coefficient d'écroutissage et du coefficient d'écroutissage isotrope A3 sont en dehors des valeurs typiques proposées par le manuel d'utilisateur de SeismoStruct [11]. La valeur du coefficient d'écroutissage ne correspond pas non plus à ce qui est indiqué dans l'article [40].

4.2 Pile-mur B : chargée selon l'axe fort

Le développement et la validation du modèle numérique de la pile-mur est basée sur l'essai expérimental du spécimen SA réalisé par Haroun et al. [96] dans le cadre d'une étude sur le comportement cyclique des piles-murs réhabilitées. Quatorze spécimens de piles murs typiques de la Californie ont été testés à échelle réduite sous une charge axiale constante et une charge horizontale cyclique croissante. Parmi les quatorze spécimens, deux piles non réhabilitées avec une échelle 1 dans 3 ont été testées selon leur axe fort. Le spécimen SA a été choisi pour la calibration en raison du comportement inadéquat du panneau de contrôle noté par les auteurs durant l'essai du spécimen SC. Le spécimen a une hauteur de 1700 mm, une largeur de 3000 mm et une épaisseur de 150 mm. La figure 4.6 présente les détails de conception du spécimen.

La pile est modélisée dans le logiciel SeismoStruct à l'aide d'éléments poutres-colonnes non-linéaires en éléments de fibres. La poutre rigide au-dessus de la pile est modélisée sur sa demie-hauteur à l'aide d'un élément poutre élastique rigide. Le déplacement cyclique selon l'axe fort est appliqué au sommet de la demi-poutre rigide. La figure 4.7 présente l'historique de déplacements appliqué. Le pas de temps utilisé est 0,001s pour les 60 premières secondes et 0,0005s pour les 30 dernières secondes afin d'éviter les problèmes de convergence pour les cycles de grands déplacements. La pile est encastree à sa base.

En ce qui concerne les matériaux, seules la résistance en compression du béton et la limite élastique de l'acier sont fournies dans l'article. Pour le béton, le modèle non-linéaire proposé par Mander et al. [93] est utilisé avec la résistance à la compression indiquée dans l'article, soit 26,61 MPa. Une valeur du module d'élasticité correspondant à cette résistance à la compression est calculée automatiquement par le logiciel à l'aide de l'équation A.14 et

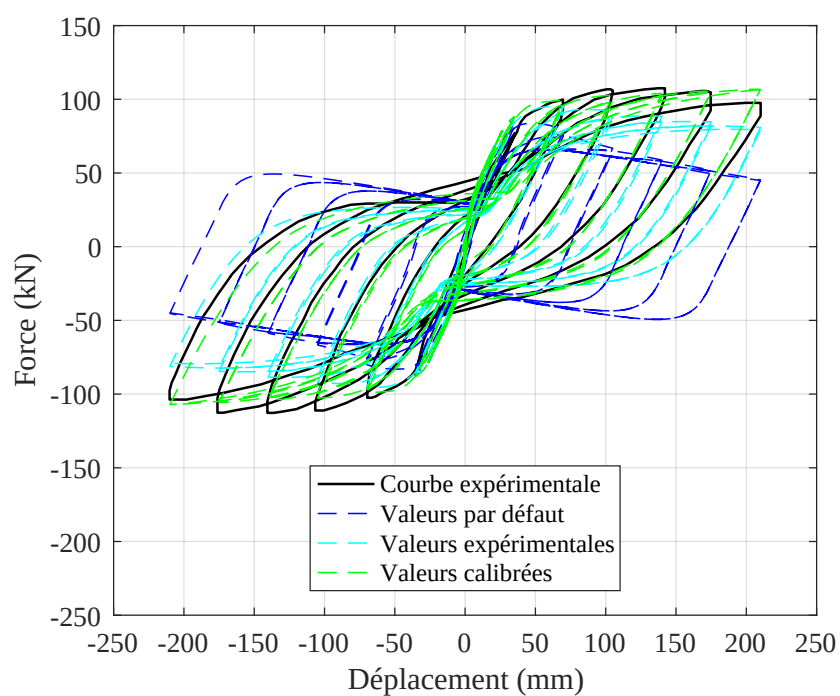


Figure 4.5 Courbes d'hystérésis du modèle numérique en éléments de fibres basés sur la force avec les valeurs par défaut, les valeurs expérimentales et les valeurs calibrées des paramètres du modèle d'acier

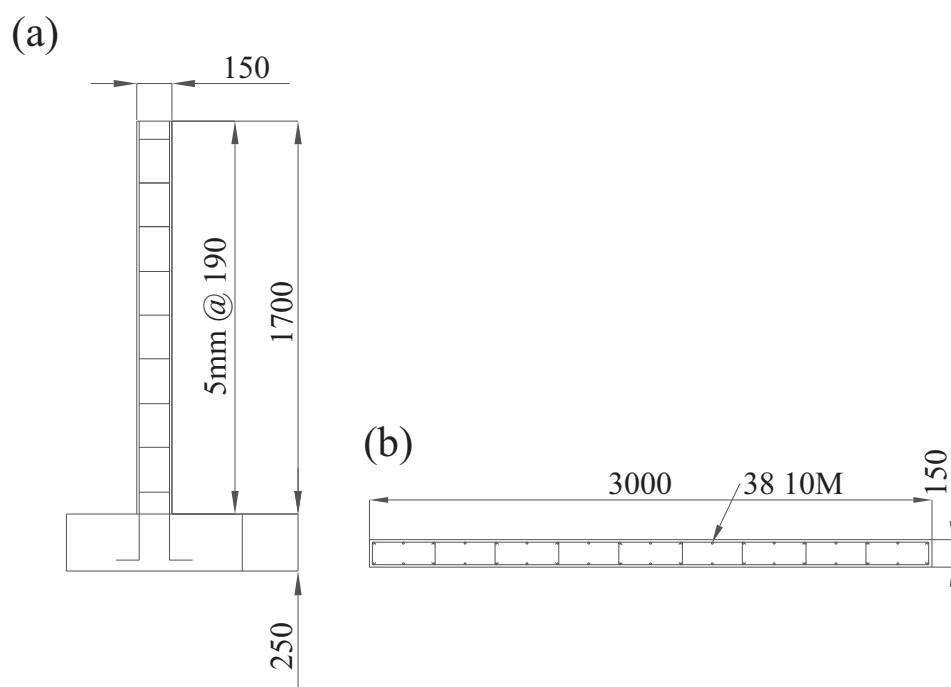


Figure 4.6 Détails de la pile-mur B : (a) vue en élévation ; et (b) vue en plan

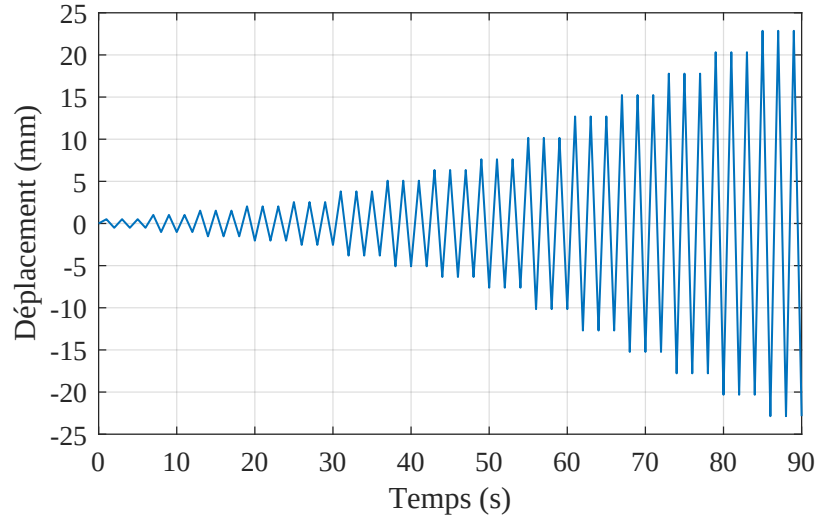


Figure 4.7 Historique de déplacement appliqué à la poutre rigide de la pile-mur B

cette valeur, soit 24,25 GPa, est conservée. Les valeurs par défaut des autres paramètres de ce modèle, soit la résistance en tension (0,00 MPa), la déformation maximale (0,002 m/m) et le poids volumique (24 kN/m³), sont conservées. Le modèle proposé par Menegotto et Pinto [1] est utilisé pour l'acier avec la limite élastique de l'acier indiquée dans l'article, soit 280 MPa. Il est à noter que la limite élastique des barres de confinement est de 420 MPa. Or, un seul type d'acier peut être utilisé pour une même section dans SeismoStruct. Le type d'acier correspondant aux barres longitudinales est utilisé. Les valeurs par défaut des autres paramètres, telles que présentées au tableau 4.3 sont d'abord utilisées, puis modifiées lors de la calibration tel qu'expliqué ci-dessous.

Puisque les déformations en cisaillement de la pile-mur selon son axe fort sont non négligeables, un ressort est ajouté entre la poutre rigide et la pile, ce qui permet d'augmenter la flexibilité du modèle. La figure 4.8 présente le modèle numérique. La flexibilité du ressort est calculée à partir de l'équation 4.1 proposée par Tang et Su [97].

$$f_s = \frac{1}{K_s} \quad (4.1)$$

avec

$$K_s = \alpha_v \frac{Gb_w d}{f h_w} \quad (4.2)$$

où K_s est la rigidité en cisaillement, G est le module de cisaillement, b_w est l'épaisseur du mur, d est la largeur effective du mur, f est un facteur qui tient compte de la distribution non uniforme des contraintes de cisaillement, h_w est la hauteur du mur et α_v est le facteur de réduction de la rigidité en raison de la fissuration. Selon Tao et Su [97], la largeur effective du mur est égale à 0,8 fois la largeur réelle du mur tandis que le facteur f est égal à 1,2 dans le cas d'un mur rectangulaire. Le facteur α_v est déterminé à partir des résultats de l'essai expérimental de Haroun et al. [96] et est égal à 0,15. La flexibilité en cisaillement est concentrée au sommet de la pile, car l'utilisation de plusieurs ressorts entraîne des problèmes de convergence.

Les paramètres de calibration considérés afin de reproduire la courbe d'hystérésis force-déplacement de l'essai expérimental sont le nombre de points d'intégration pour les éléments basés sur la force ou le nombre d'éléments basés sur les déplacements, le nombre de fibres et les paramètres du modèle d'acier. Les critères de convergence des modèles sont les déplacements avec une tolérance de 0,1 mm et les forces avec une tolérance de 5 kN. La figure 4.9 présente les courbes d'hystérésis des modèles basés sur la force et sur les déplacements.

Le modèle basé sur la force est constitué d'un seul élément avec 4 points d'intégration. Le modèle basé sur les déplacements est constitué de 4 éléments. Dans les deux cas, 502 fibres sont utilisées afin d'atteindre la convergence. Les paramètres optimisés de l'acier sont présentés au tableau 4.3. L'augmentation de la valeur de déformation à la fissuration permet d'éviter les difficultés de convergence du modèle. Cela ne garantit toutefois pas la validité du modèle pour de grandes valeurs de ductilité.

Les modèles basés sur la force et les déplacements reproduisent adéquatement le comportement élastique ainsi que la force maximale à la fin d'un cycle pour les déplacements inférieurs à 15 mm. Les courbes d'hystérésis des modèles sont toutefois plus larges que la courbe expérimentale. Cela s'explique par le fait que seul le comportement en flexion est considéré dans le domaine inélastique des modèles numériques développés. Or, les déformations inélastiques en cisaillement dissipent moins d'énergie que les déformations inélastiques en flexion. De plus, bien que les deux modèles présentent une réduction de la capacité de la pile lorsque le dépla-

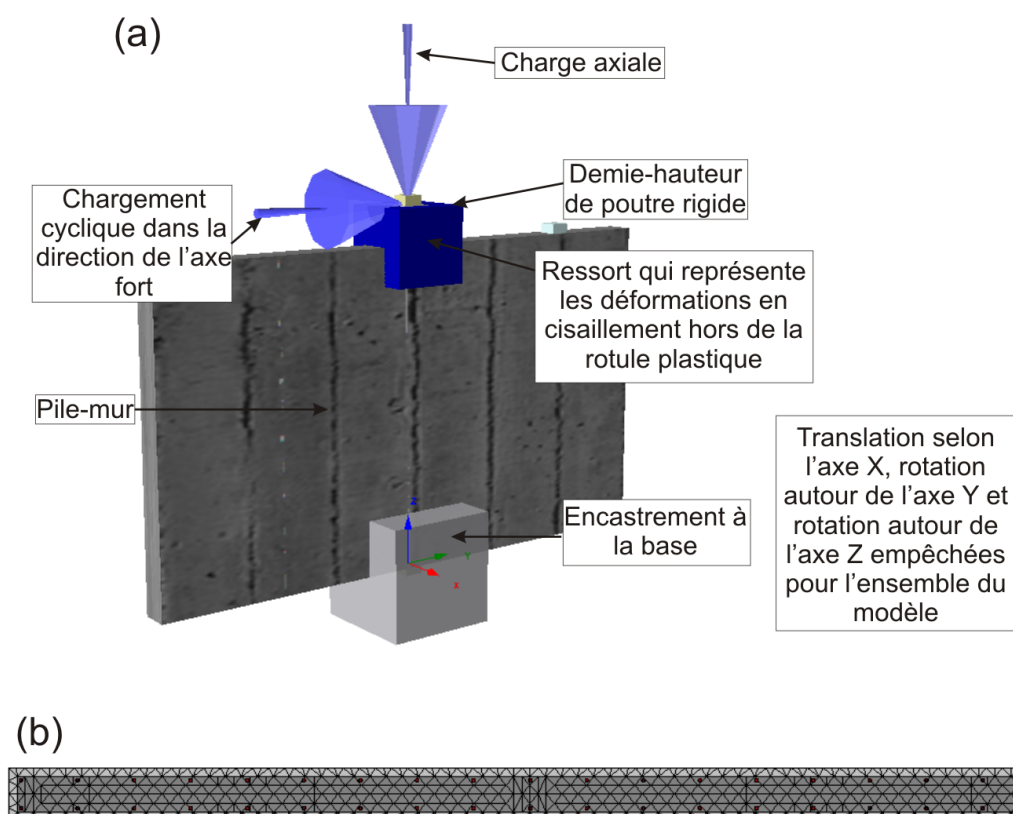


Figure 4.8 Modélisation de la pile-mur B dans SeismoStruct : (a) détails du modèle; et (b) discrétisation de la section de la pile-mur en éléments de fibres

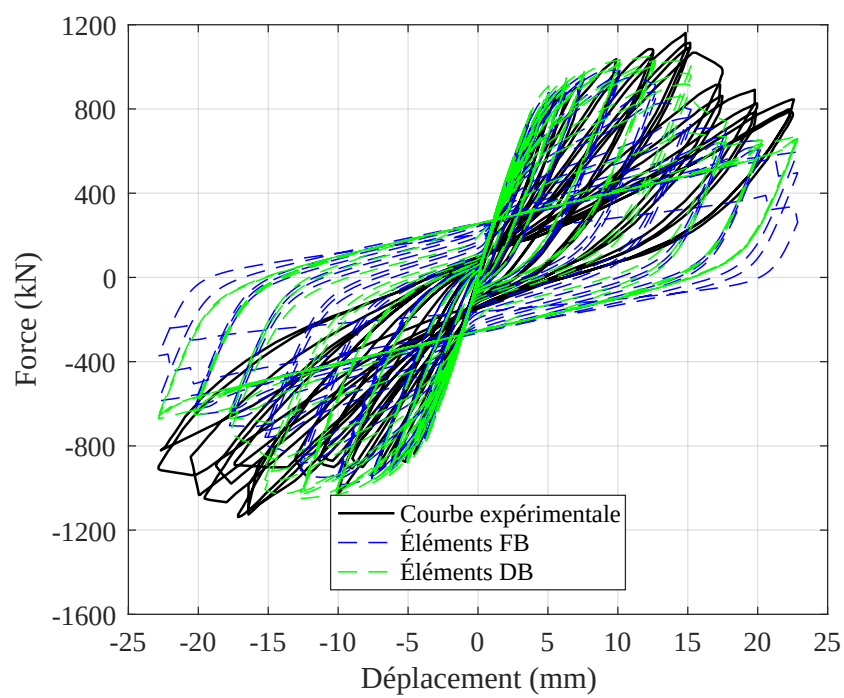


Figure 4.9 Calibration du modèle de la pile-mur B à l'aide d'éléments basés sur la force et les déplacements

Tableau 4.3 Valeurs typiques, par défaut, expérimentales et calibrés du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] pour la pile-mur B

Paramètres	Valeurs typiques [11]	Valeurs par défaut du logiciel SeismoStruct	Valeurs mesurées expérimentalement [96]	Valeurs calibrées
Module d'élasticité (Gpa)	200 - 210	200		200
Limite élastique (Mpa)	230 - 650	500	280	224
Paramètre d'écrouissage (-)	0,005 - 0,015	0,005		0,015
Paramètre de forme initiale de la courbe de transition (-)	20	20		20
Coefficient de forme de la courbe de transition A1 (-)	18,5	18,5		18,5
Coefficient de forme de la courbe de transition A2 (-)	0,05 - 0,15	0,15		0,15
Coefficient d'écrouissage isotrope A3 (-)	0,01 - 0,025	0		0
Coefficient d'écrouissage isotrope A4 (-)	2 - 7	1		1
Déformation à la fissuration ou au flambement (-)		0,1		0,15
Poids volumique (kN/m ³)	78	78		78

cement est supérieur à 15 mm, ils ne permettent pas de reproduire adéquatement les résultats expérimentaux pour les cycles de grands déplacements. Ainsi, bien que l'augmentation de la déformation à la fissuration des barres ait permis de faire converger les modèles numériques, elle ne permet pas d'améliorer la validité des modèles.

Dans le cadre de travaux futurs, le comportement des modèles numériques en éléments de fibres pourrait être amélioré en distribuant la flexibilité en cisaillement sur la hauteur de l'élément. Le modèle numérique de colonne large proposé par Pelletier et Léger [98] est une option intéressante bien qu'il ne permette pas non plus de considérer les déformations inélastiques en cisaillement.

4.3 Pile rectangulaire C : chargée selon les deux axes principaux

4.3.1 Calibration du modèle numérique

La validation de la pile rectangulaire soumise à un chargement bidirectionnel est basée sur l'essai expérimental du spécimen S2 réalisé par Khaled et al. [13] dans le cadre d'essais cycliques bidirectionnels sur des piles de grandes dimensions. La figure 4.10 présente le montage expérimental de l'essai. Quatre spécimens de piles murs ayant une largeur de 1200 mm, une profondeur de 600 mm et une hauteur de 3330 mm ont été construits et testés. Les spécimens sont des modèles réduits avec une échelle 1/2 de piles fictives conçues par Khaled, Tremblay et Massicotte [72] dans le cadre d'une étude analytique ayant pour objectif de valider la règle de combinaison 100%-30% prescrite par la norme CSA-S6-06 [4]. Seul le taux d'armature varie d'un spécimen à l'autre. Le spécimen S2 est choisi, car il a été conçu pour résister aux séismes de la région de Montréal en utilisant la combinaison 100%-30%. La figure 4.11 présente les détails de conception du spécimen. L'armature transversale varie entre la zone de rotule plastique et la zone hors de la rotule plastique. Deux sections sont donc définies dans le logiciel SeismoStruct. Les vérins qui appliquent le chargement cyclique dans les deux directions sont situés à une hauteur de 3000 mm. La zone située au-dessus des vérins n'est pas modélisée numériquement.

Le béton est modélisé par le modèle non-linéaire proposé par Mander et al. [93] avec la résistance à la compression le jour de l'essai, soit 43,2 MPa. La résistance en tension considérée est 4,32 MPa. Une valeur du module d'élasticité correspondant à cette résistance à la compression est calculée automatiquement par le logiciel à l'aide de l'équation A.14 et cette valeur,

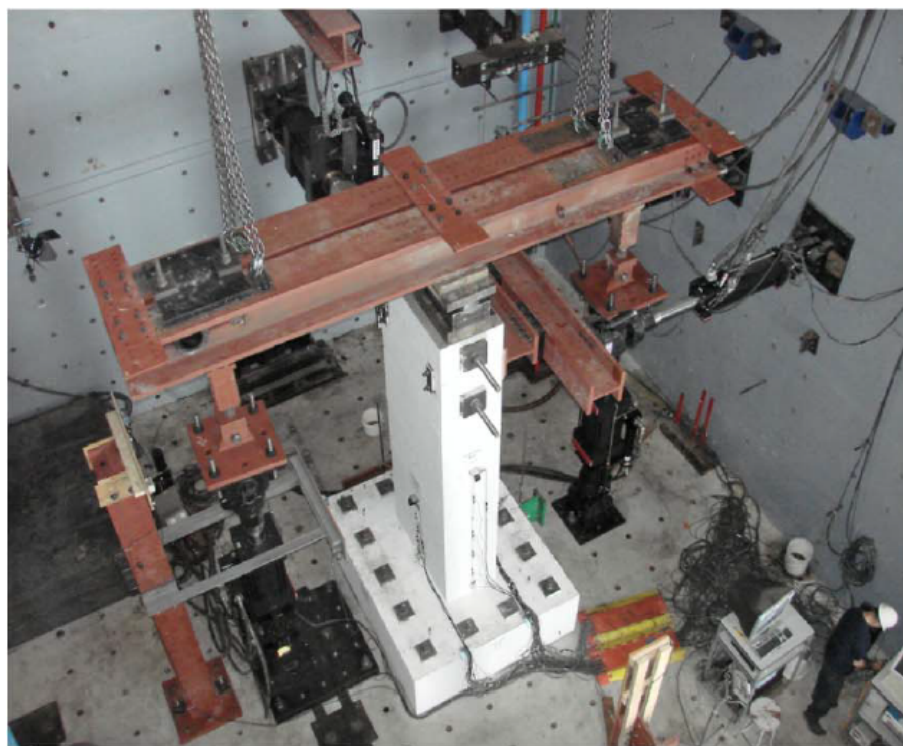


Figure 4.10 Montage expérimental de l'essai de chargement cyclique bidirectionnel d'une pile rectangulaire (tiré de [13])

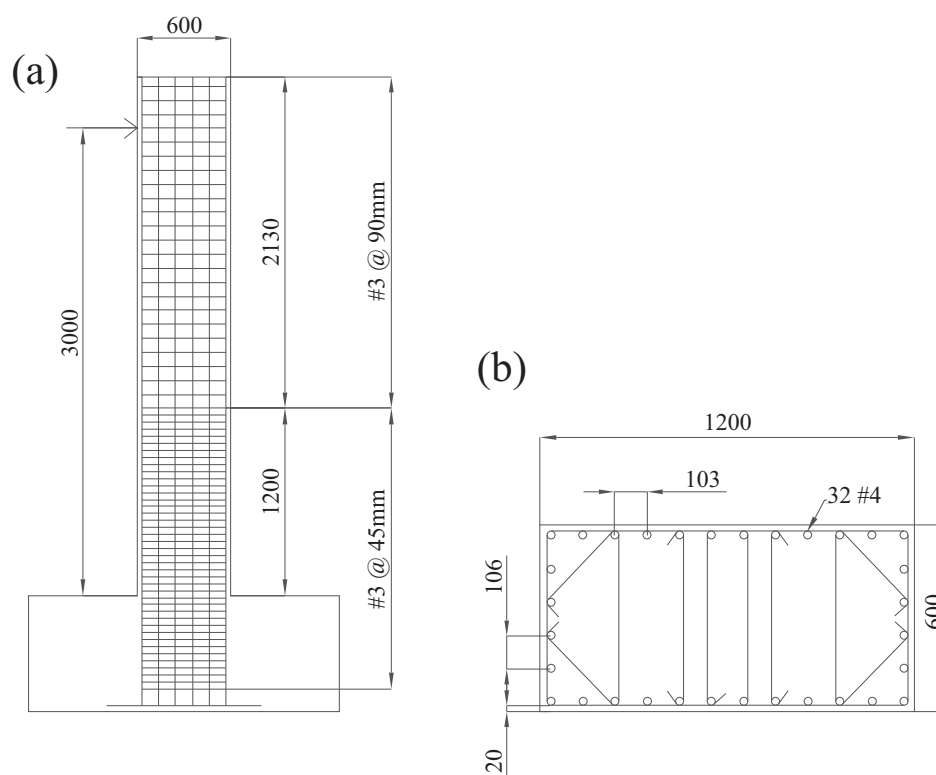


Figure 4.11 Détails de la pile rectangulaire C : (a) vue en élévation ; et (b) vue en plan

soit 30,89 GPa, est conservée. Les valeurs par défaut des autres paramètres de ce modèle, soit la déformation maximale (0,002 m/m) et le poids volumique (24 kN/m³), sont conservées. Le modèle proposé par Menegotto et Pinto [1] est utilisé pour l'acier avec la limite élastique indiquée dans l'article pour les barres verticales, soit 476 MPa. La résistance ultime et la déformation associée à cette résistance étant également spécifiées dans l'article, le facteur d'écroutissement est calculé :

$$\mu = \frac{E_p}{E_y} = \frac{\frac{F_u - F_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y}}{E_y} = \frac{\frac{610 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 - 476 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2}{0,11 \text{ m/m} - 0,00238 \text{ m/m}}}{200 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2} = 0,0062 \quad (4.3)$$

Cette valeur se situe entre les bornes des valeurs typiques spécifiées dans le manuel d'utilisateur de SeismoStruct [11] (voir tableau 4.4). Les valeurs par défaut des autres paramètres, telles que présentées au tableau 4.4, sont d'abord utilisées, puis calibrées. Les paramètres de calibration considérés sont le nombre de fibres, le nombre de points d'intégration pour les éléments basés sur la force ou le nombre d'éléments basés sur les déplacements et les paramètres du modèle d'acier. Les critères de convergence des modèles sont les déplacements avec une tolérance de 0,1 mm et les forces avec une tolérance de 0,1 kN.

Il est à noter que le protocole de chargement présenté dans l'article [13] ne correspond pas aux courbes d'hystérésis présentées dans les résultats pour les cycles de grands chargements. En effet, selon le protocole de chargement, les déplacements maximum sont ± 40 mm dans la direction de l'axe faible et ± 32 mm dans la direction de l'axe fort. Or, les déplacements des courbes d'hystérésis atteignent -73 mm selon l'axe faible et -52 mm selon l'axe fort. Des cycles de chargement sont ajoutés au protocole de chargement afin de tenter de reproduire les courbes d'hystérésis. La figure 4.12 présente les historiques de chargement décrit par les auteurs [13] et modifiés pour la modélisation numérique. La figure 4.14 présente les courbes d'hystérésis des modèles basés sur la force et sur les déplacements.

Deux types de modèles, présentés à la figure 4.13, sont testés pour la modélisation à l'aide d'éléments basés sur la force. Le premier modèle est constitué d'un seul élément pour lequel différentes sections sont appliquées aux points d'intégration. Le deuxième modèle est constitué de deux éléments, un pour la zone avec armature de confinement pour la zone de rotule plastique (10M @ 45 mm) et l'autre avec moins d'armature de confinement (10M @ 90 mm). Pour le premier modèle, la division entre la zone d'armature pour la rotule plastique et la zone d'armature hors rotule plastique est approximative. La figure 4.14 montre que les deux

Tableau 4.4 Valeurs typiques, par défaut, expérimentales et calibrées du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] pour la pile rectangulaire C

Paramètres	Valeurs typiques [11]	Valeurs par défaut du logiciel SeismoStruct	Valeurs mesurées expérimentalement [13]	Valeurs calibrées
Module d'élasticité (Gpa)	200 - 210	200		200
Limite élastique (Mpa)	230 - 650	500	476	476
Paramètre d'écrouissage (-)	0,005 - 0,015	0,005	0,0062	0,0062
Paramètre de forme initiale de la courbe de transition (-)	20	20		20
Coefficient de forme de la courbe de transition A1 (-)	18,5	18,5		18,5
Coefficient de forme de la courbe de transition A2 (-)	0,05 - 0,15	0,15		0,15
Coefficient d'écrouissage isotrope A3 (-)	0,01 - 0,025	0		0,01
Coefficient d'écrouissage isotrope A4 (-)	2 - 7	1		1
Déformation à la fissuration ou au flambement (-)		0,1	0,11	0,11
Poids volumique (kN/m ³)	78	78		78

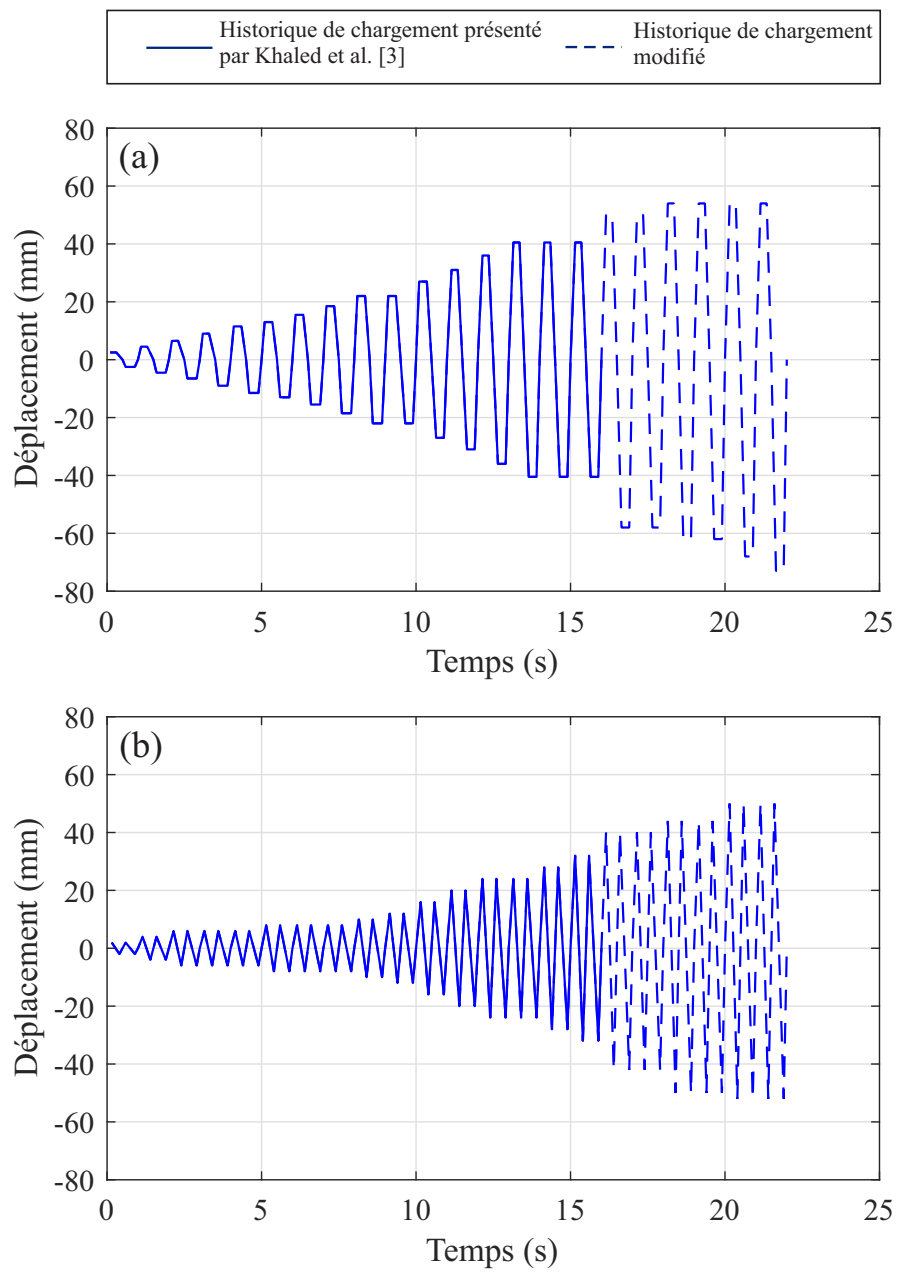


Figure 4.12 Historiques de chargement présentés par Khaled et al. [13] et modifiés pour la validation : (a) axe faible ; et (b) axe fort

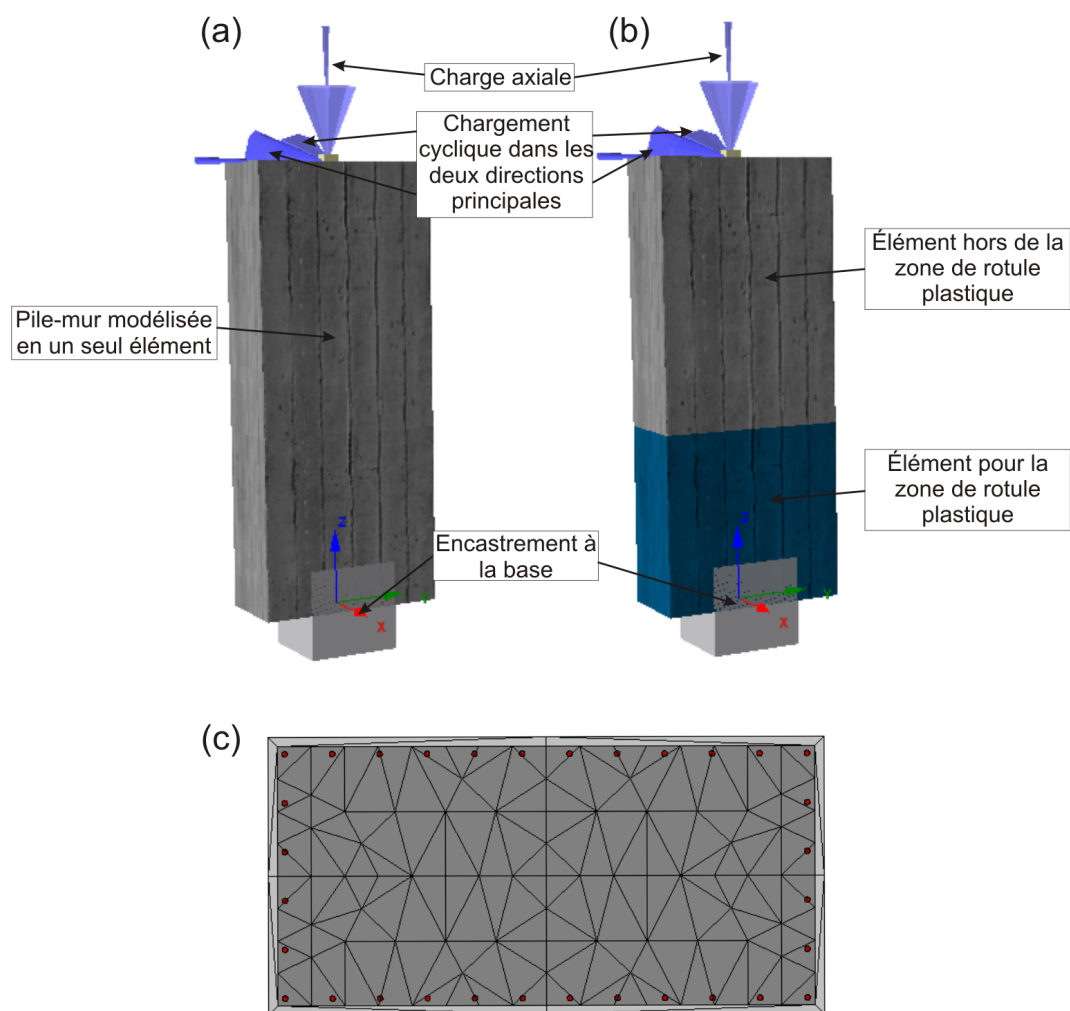


Figure 4.13 Modélisation de la pile rectangulaire C dans SeismoStruct : (a) modèle à un élément ; (b) modèle à deux éléments ; et (c) discrétisation de la section de la pile-mur en éléments de fibres

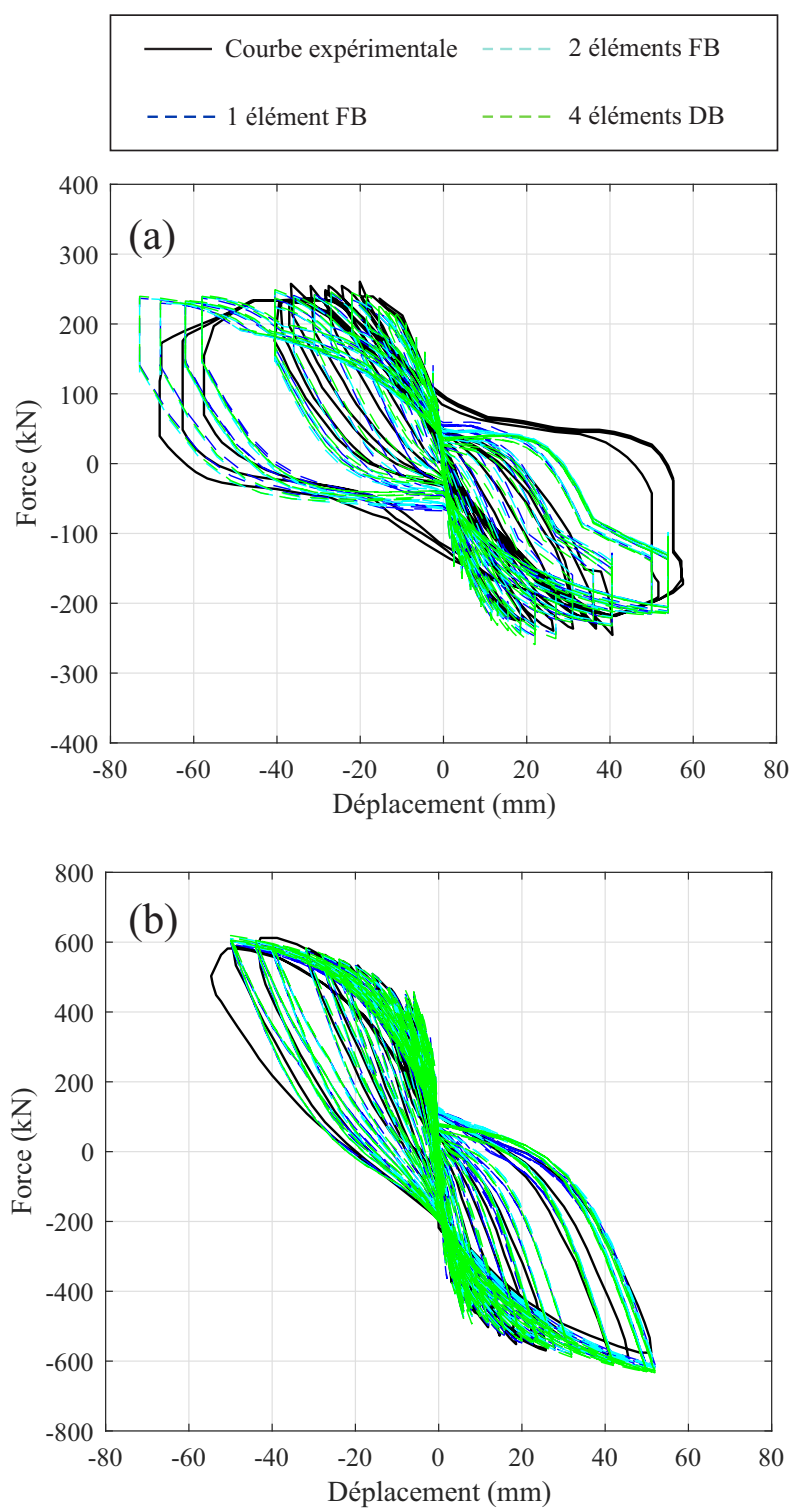


Figure 4.14 Calibration du modèle de la pile rectangulaire C à l'aide d'éléments basés sur la force et les déplacements : (a) axe faible ; et (b) axe fort

modèles performant de façon similaire. Selon Cabrese et al. [88], la distance entre les deux premiers points d'intégration doit être environ égale à la hauteur de la rotule plastique. Pour le modèle à 1 élément, les 5 points d'intégration sont respectivement situés à une hauteur de $[-1 \quad -0,655 \quad 0 \quad 0,655 \quad 1] * L/2 + L/2$ à partir de la base, soit $[0 \quad 517,5 \quad 1,5 \quad 2482,5 \quad 3000]$ mm. Ce modèle est préféré, car la hauteur du deuxième point d'intégration est légèrement supérieure à la hauteur de la rotule plastique mesurée expérimentalement par Khaled et al [13], soit 450 mm dans la direction X et 425 mm dans la direction Y. Les deux premiers points d'intégration sont ainsi situés dans la zone avec armature de confinement pour la rotule plastique. Le changement de section, à une hauteur de 1,2m, est situé entre les points d'intégration 2 et 3. En ce qui concerne le modèle basé sur les déplacements, 4 éléments sont suffisants. Le nombre de fibres requises pour assurer la convergence du modèle est 200.

La figure 4.14 montre que la rigidité élastique du modèle correspond à celle du spécimen S2. Il n'est donc pas nécessaire d'ajouter des ressorts pour inclure les déformations en cisaillement. À l'exception des derniers cycles de déformations dans la direction de l'axe faible, la forme de la courbe d'hystérésis du modèle basé sur la force correspond aux résultats de l'essai expérimental. Le protocole de chargement n'est pas connu précisément pour les cycles de grands déplacements, ce qui peut contribuer à l'écart observé. Tel que présenté au tableau 4.4, le seul paramètre du modèle d'acier qui a été modifié lors de la calibration est le coefficient d'écroutissage isotrope A3.

4.3.2 Évaluation des critères de performance

Un des avantages de la modélisation par éléments de fibres est que cette méthode permet d'extraire directement les déformations dans le béton et les armatures d'acier. Le logiciel SeismoStruct permet également de définir des états limites de dommages en précisant les déformations limites dans le béton ou les armatures qui y sont associées. Les états limites considérés dans le cadre de ce projet sont présentés au tableau 4.5. La description des états limites est présentée au tableau 2.1 La déformation limite de 0,0024 de l'acier pour l'état limite de dommages minimales correspond à la plastification des barres d'armature.

Au cours de l'essai de chargement cyclique bidirectionnel réalisé par Khaled et al. [13], les valeurs de déplacements relatifs du sommet de la pile correspondant à plusieurs états limites d'endommagement ont été relevées. Le tableau 4.6 présente ces valeurs ainsi que les valeurs de déplacements relatifs du sommet de la pile correspondant aux différents états limites extraites du modèle à un élément basé sur la force. Le modèle à un élément basé sur la force

Tableau 4.5 États limites considérés et déformations limites qui y sont associées

État limite	Matériau	Déformation limite	Référence
Dommages minimes	béton	-0,004	CSA-S6-14 [5]
	acier	0,0024	CSA-S6-14 [5]
Dommages réparables	acier	0,015	CSA-S6-14 [5]
Dommages majeurs	béton	-0,006	Roy et al. [15, 16]
	acier	0,050	CSA-S6-14 [5]
Fissuration du béton	béton	0,0001	Roy et al. [15]

est sélectionné car, tel qu'expliqué à la section 4.3.1, le deuxième point d'intégration est situé juste au-dessus de la hauteur de la rotule plastique mesurée expérimentalement [13]. De plus, le modèle à un élément facilite le post-traitement puisque les déformations maximales sur l'ensemble de la hauteur de la pile sont extraites automatiquement. Il n'est ainsi pas nécessaire de vérifier l'atteinte des états limites pour plusieurs éléments. Il est à noter que l'association des états limites définis pour le modèle numérique et de ceux observés par Khaled et al. [13] est basée sur la définition textuelle des états limites observées lors de l'essai expérimental.

Les déplacements relatifs associés aux états de dommages minimes et réparables sont similaires. Les états limites de fissuration du béton et de dommages majeurs du modèle numérique surviennent à des déplacements relatifs plus faibles que ceux observés en laboratoire. Il est fort probable que la modélisation numérique détecte ces états limites plus tôt que les observations visuelles en laboratoire. La comparaison entre l'essai en laboratoire et la modélisation numérique permet de valider que la modélisation et les déformations limites sont adéquates.

Les états limites surviennent à des valeurs de déplacements relatifs beaucoup plus faibles que les valeurs disponibles dans la littérature (voir tableau 2.2), principalement pour les états limites de dommages réparables et majeurs. Au cours de travaux futurs, il serait pertinent de vérifier si cette différence s'explique par la bidirectionnalité du chargement ou si les critères

Tableau 4.6 Déplacements relatifs du sommet de la pile correspondant aux différents états limites de dommages pour la pile rectangulaire C

État limite de dommages	Matériau	Modèle numérique en éléments de fibres		Modèle expérimental de Khaled et al. [13]	
		Axe faible	Axe fort	Axe faible	Axe fort
Minimes	béton	0,73%	0,27%	0,75%	0,40%
	acier	0,21%	0,13%	0,17%	0,13%
Réparables	béton*	0,62%	0,20%	0,45%	0,27%
Majeurs	béton	0,90%	0,42%	1,20%	0,81%
	acier	1,28%	1,01%	2,02%	1,73%
Fissuration initiale	béton	0,03%	0,02%	0,08%	0,07%

* Bien que le critère de la CSA-S6-14 précise une déformation maximale pour l'acier, ce critère a pour objectif de limiter l'ouverture des fissures dans le béton à 1mm [14].

définis dans la norme CSA-S6-14 [5] sont trop conservateurs.

4.4 Synthèse de la validation expérimentale

La comparaison des modèles numériques avec trois essais expérimentaux de chargement cyclique disponibles dans la littérature [13, 40, 96] permet de conclure que, pour les cas étudiés, les modèles en éléments de fibres reproduisent adéquatement la courbe d'hystérésis force-déplacement de la pile-mur A chargée selon l'axe faible et de la pile rectangulaire C chargée bidirectionnellement. Pour ce qui est de la pile-mur B chargée selon l'axe fort, le modèle développé prédit adéquatement la force maximale à la fin des cycles de chargement pour les déplacements inférieurs à 15 mm, mais pas la forme des courbes d'hystérésis ni la réduction de capacité de la section. Le modèle numérique développé pour une pile-mur chargée selon l'axe fort devrait ainsi être amélioré avant d'être utilisé dans le cadre d'analyses sismiques.

Le tableau 4.7 résume les paramètres de calibration considérés pour chacune des piles. Il est important de noter que ces paramètres sont valides uniquement pour les modèles étudiés et qu'ils ne doivent pas être généralisés à toutes les piles rectangulaires. Pour la pile rectangulaire C, la comparaison entre les valeurs de déplacements relatifs auxquelles surviennent différents états limites de dommages pour le modèle à un élément basé sur la force et le spécimen testé expérimentalement [13] permet de valider la modélisation numérique et les valeurs de déformations limites au niveau des matériaux associées aux états limites de dommages.

À l'issue de ce chapitre, les recommandations générales concernant les étapes de calibration des modèles numériques en éléments de fibres sont les suivantes :

1. Les modèles en éléments de fibres basés sur la force et en éléments de fibres basés sur les déplacements peuvent tous deux reproduire les courbes d'hystérésis force-déplacement des essais cycliques. Tel que discuté à la section 3.2.2, les éléments basés sur la force sont plus efficaces puisqu'un seul élément est généralement suffisant pour modéliser l'ensemble de la pile.
2. Le nombre de points d'intégration pour les éléments basés sur la force ou le nombre d'éléments basés sur les déplacements est le premier paramètre qui doit être calibré. Il est nécessaire d'augmenter le nombre de points d'intégration ou le nombre d'éléments jusqu'à ce que la différence entre le modèle avec le nombre choisi (ex : 4 points d'intégration ou 4 éléments) et le modèle plus raffiné (ex : 5 points d'intégration ou 5 éléments) soit inférieure à la tolérance.

3. Le nombre de fibres dans la section a peu d'influence sur le comportement global du modèle. Il est toutefois suggéré d'augmenter le nombre de fibres lorsque le modèle présente des problèmes de convergence.
4. Lorsque la rigidité élastique du modèle n'est pas identique à celle du spécimen expérimental, il est possible d'ajouter des ressorts pour inclure les déformations en cisaillement. La rigidité des ressorts doit être calibrée afin de reproduire la courbe expérimentale dans le domaine linéaire. Cette méthode ne permet toutefois pas de reproduire la forme des courbes d'hystérésis force-déplacement lorsque les déformations en cisaillement sont importantes.
5. Les paramètres d'écrouissage du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] nécessitent une procédure de calibration.
6. Lorsque les modèles en éléments de fibres sont calibrés adéquatement, il est possible de les utiliser pour déterminer à quels déplacements relatifs surviennent différents états limites de dommages.

Tableau 4.7 Paramètres de calibration des modèles de piles-murs et de piles rectangulaires

Pile	Direction du chargement	Nb de points d'intégration (FB)	Nb d'éléments (DB)	Nb de fibres	Calibration requise des paramètres du modèle d'acier	Ajout d'un ressort pour les déformations en cisaillement
A	Axe faible	5	4	154	Oui	Non
B	Axe fort	4	4	502	Oui	Oui
C	Deux axes principaux	6	4	200	Oui	Non

CHAPITRE 5 ANALYSES DYNAMIQUES TEMPORELLES BIDIRECTIONNELLES D'UN PONT SUPPORTÉ PAR UNE PILE RECTANGULAIRE

Ce chapitre traite de l'analyse du comportement sismique bidirectionnel d'un pont supporté par une pile rectangulaire. Puisque les déformations inélastiques d'un pont sollicité au-delà de sa capacité élastique se produisent majoritairement dans la pile [6], l'analyse se concentre sur cette composante structurale. Le pont à l'étude ainsi que le processus de sélection et d'étalonnage des accélérogrammes sont d'abord présentés. L'importance de considérer l'angle d'incidence des paires d'accélérogrammes dans les cadres d'analyses dynamiques temporelles est évaluée à partir de quatre séries d'analyses temporelles linéaires et non-linéaires. Les analyses non-linéaires sont également utilisées pour discuter de l'évaluation des critères de performance sismique. Le tableau 5.1 résume les séries d'analyses effectuées.

5.1 Pont à l'étude

Le pont analysé sous l'effet d'une sollicitation sismique bidirectionnelle est inspiré d'un des modèles étudiés par Khaled et al. [71]. Il s'agit d'un pont fictif constitué de deux travées de 36 mètres supporté par une pile rectangulaire. Deux modèles sont étudiés, soit sans biais de la pile et avec un biais de 30° . La pile rectangulaire est analogue au spécimen réduit modélisé, calibré et validé expérimentalement pour un chargement cyclique à la section 4.3 (pile rectangulaire C). La pile, dont la géométrie est présentée à la figure 5.1, a été conçue par Khaled et al. [71] avec le spectre de référence du CNB2005 [99] pour un sol C de la région de Montréal.

Le pont est modélisé sur le logiciel SeismoStruct. Le modèle est détaillé à la figure 5.1. Aux culées, la rotation autour de l'axe longitudinal ainsi que les translations verticale et transversale sont empêchées. La travée est modélisée à l'aide de six éléments poutre élastiques. Aucune interaction sol-structure n'est considérée. La pile est modélisée à l'aide de trois éléments poutre-colonne inélastiques basés sur la force et est encastrée à la base. Chaque élément basé sur la force est composé de 5 points d'intégration et de 200 fibres. L'annexe B présente les modes de vibration des modèles de pont droit et biais étudié. Un modèle du pont élastique équivalent est aussi analysé avec une pile constituée de trois éléments poutre-colonne élastiques tenant compte des propriétés fissurées de la section, soit $0,5 EI_g$ et $0,7 EI_g$ pour la flexion selon les axes faible et fort respectivement. Les propriétés sectionnelles EI_g sont calculées par le logiciel SeismoStruct.

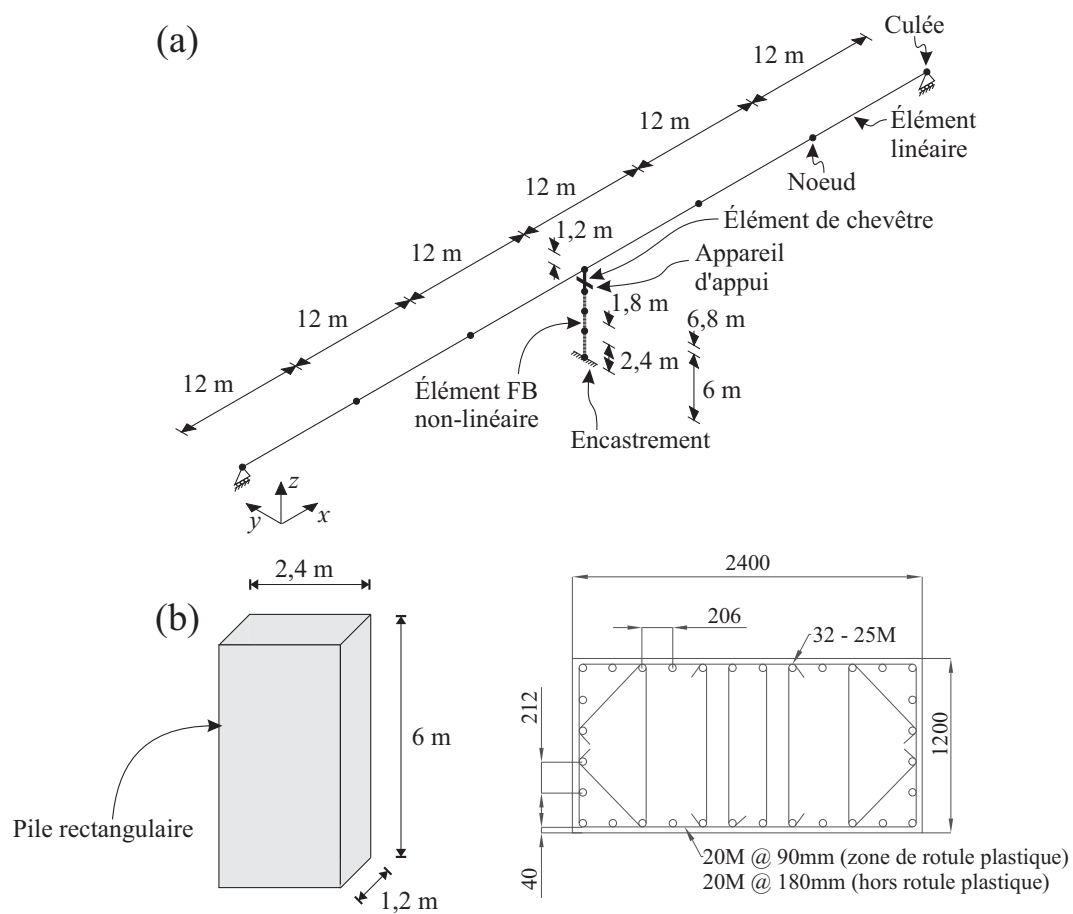


Figure 5.1 Pont à l'étude : (a) modélisation numérique en éléments de fibres ; (b) géométrie de la pile

Tableau 5.1 Résumé des séries d'analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles réalisées

Série d'analyses	Paramètre étudié	Biais de la pile	Type d'analyses	Nb de séismes	Nb d'angles d'incidence	Incrément d'angle	Spectre de conception
1	Influence de l'angle d'incidence	0°	Linéaire	11	6	30°	Montréal, sol C, CNB2015
2	Influence de l'angle d'incidence Critères de performance	0°	Non-linéaire	11	6	30°	Montréal, sol C, CNB2015
3	Influence de l'angle d'incidence	30°	Linéaire	11	6	30°	Montréal, sol C, CNB2015
4	Influence de l'angle d'incidence Critères de performance	30°	Non-linéaire	11	6	30°	Montréal, sol C, CNB2015

5.2 Sélection et calibration des accélérogrammes historiques

Khaled et al. [71] indiquent que les séismes de l'Est du Canada sont caractérisés par une grande différence entre les intensités d'Arias dans les deux directions principales. Cet écart n'est pas observé dans le cas des séismes artificiels. La recommandation des auteurs de n'utiliser que des enregistrements historiques pour les études portant sur les effets multidirectionnels des séismes est appliquée à l'étude actuelle. De plus, les deux composantes orthogonales d'un même séisme sont généralement corrélées contrairement aux accélérogrammes simulés [100]. À partir d'une base de données contenant 30 enregistrements sismiques historiques bidirectionnels représentatifs de la sismicité de l'est du Canada, onze paires d'accélérogrammes ont donc été sélectionnées. Ces enregistrements proviennent de quatre événements sismiques détaillés au tableau 5.2.

Les paires d'accélérogrammes ont été calibrées sur le spectre de réponse établi à l'aide du CNB 2015 [12] pour un sol de type C situé à Montréal. Puisque les enregistrements présentés précédemment ont été obtenus sur du roc de bonne qualité, c'est-à-dire un sol de type A, ils ont été convertis à l'aide du logiciel DEEPSOIL [101] pour que leurs propriétés fréquentielles soient compatibles avec un sol de type C. La méthode de calibration des accélérogrammes utilisée est la méthode A présentée dans le commentaire du CNB 2015 [12] et résumée à la section 2.5.2. Le commentaire de la norme CNB 2015 [12] indique qu'il est préférable d'éviter les facteurs de calibration trop petits (inférieurs à 0,5) ou trop grands (supérieurs à 4,0), car cela peut indiquer que l'enregistrement sismique choisi n'est pas représentatif de l'aléa sismique. Or, étant donné le faible nombre d'enregistrements sismiques historiques dans l'Est du Canada, cette recommandation est ignorée pour ce projet de recherche. La figure 5.2 présente les spectres de réponse des paires d'accélérogrammes étalonnés.

5.3 Influence de l'angle d'incidence des accélérogrammes

Afin d'étudier l'importance de considérer ou non l'angle d'incidence des paires d'accélérogrammes dans le cadre d'analyses sismiques temporelles, quatre séries d'analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles sont respectivement réalisées sur un modèle linéaire de pont droit, un modèle non-linéaire de pont droit, un modèle linéaire de pont avec un biais de 30° et un modèle non-linéaire de pont avec un biais de 30°. Onze paires d'accélérogrammes historiques étalonnées sur le spectre de conception du CNB 2015 [12] pour un sol de type C à Montréal sont utilisées pour chacune des séries. Six angles d'incidence θ des paires d'accé-

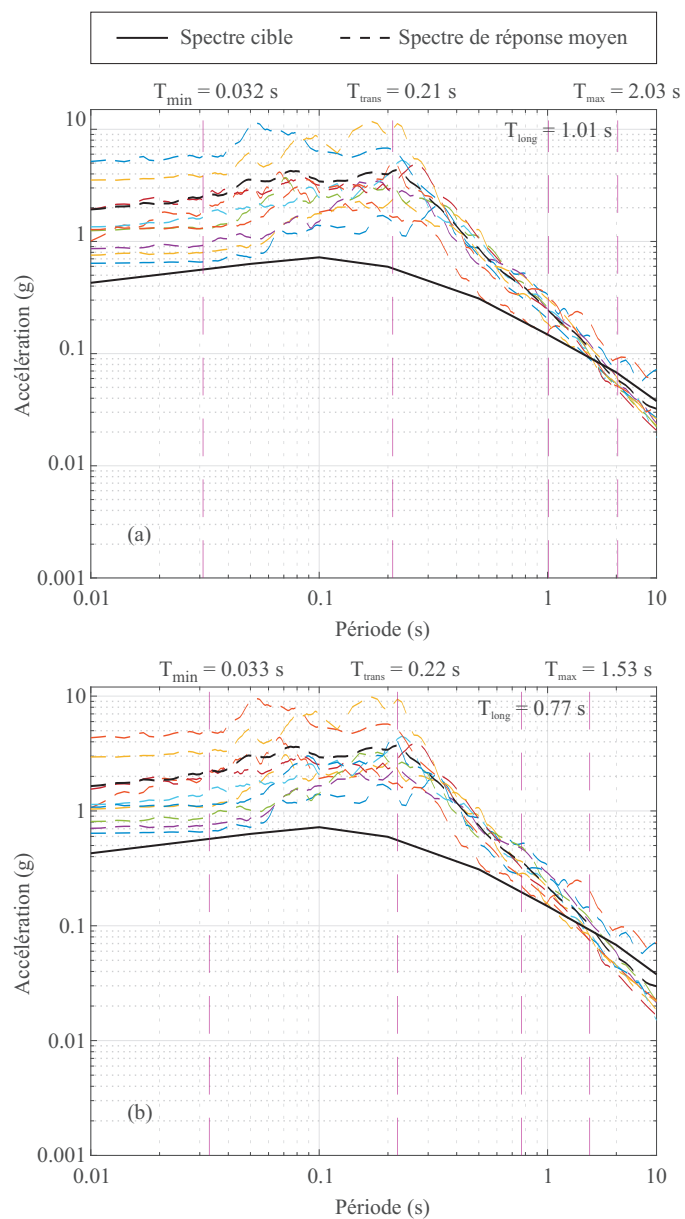


Figure 5.2 Spectre de conception du CNB 2015 [99] pour un sol de type C situé à Montréal et spectres de réponse moyens des paires d'accélérogrammes étalonnés : (a) pont droit ; et (b) pont biais

Tableau 5.2 Événements sismiques utilisés pour les analyses temporelles

Événement	Magnitude	Date	Heure
Nahanni	6,9 Mw	23/12/1985	5h16
Nahanni	5,5 Mb	23/12/1985	5h48
Nahanni	4,6 Mw	09/11/1985	4h46
Saguenay	5,8 Mw	25/11/1988	23h46

lérogrammes sont considérés, soit les angles de 0° à 150° avec un incrément de 30° . La figure 5.3 présente les axes de référence et la définition de l'angle d'incidence considéré.

Les figures 5.4 et 5.5 présentent l'historique des déplacements transversaux et longitudinaux au sommet de la pile pour deux enregistrements historiques, soit respectivement le séisme de Nahanni (1985), site n°1 d'Iverson et le séisme du Saguenay (1988), site n°10 de Rivière-Ouelle, pour les modèles linéaires et non-linéaires des ponts droit et biais. Ces figures montrent que la variabilité des déplacements causée par la variation de l'angle d'incidence est plus importante pour certains enregistrements sismiques, Saguenay (1988), site n°10 de Rivière-Ouelle par exemple, que pour d'autres. Trois directions consécutives produisent toutefois des déplacements maximaux, soit 90° , 120° et 150° , par exemple, pour le pont droit et l'enregistrement du séisme du Saguenay (1988), site n°10 de Rivière-Ouelle. L'utilisation des deux directions principales du pont (0° et 90°) permet ainsi d'obtenir des déplacements longitudinaux et transversaux proches des maximums en comparaison à l'utilisation de toutes les directions possibles. En ce qui concerne les différences entre les modèles linéaires et non-linéaires, les angles critiques pour les déplacements semblent être les mêmes.

La figure 5.6 compare le minimum, la moyenne et le maximum des déplacements maximaux longitudinaux et transversaux pour tous les angles d'incidence versus les déplacements maximaux longitudinaux et transversaux des angles d'incidence correspondant aux axes principaux du pont. Cette figure montre que l'utilisation du maximum entre les deux directions principales du pont (0° et 90°) permet généralement d'obtenir des valeurs de déplacements maximums supérieures ou égales à la moyenne de tous les angles. Seule une paire d'accélérogrammes pour le modèle droit linéaire et deux paires pour le modèle biais linéaire conduisent

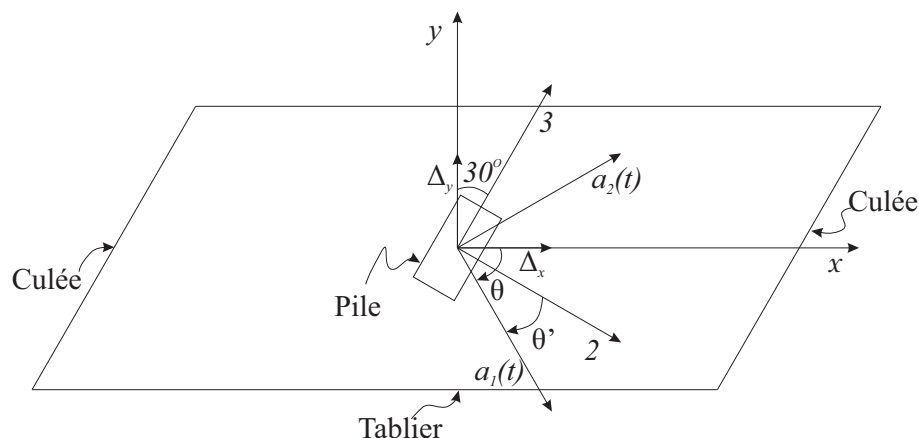


Figure 5.3 Définition des axes de référence du pont, de la pile et de l'angle d'incidence

à un déplacement transversal plus faible pour le maximum des deux directions principales en comparaison avec la moyenne de tous les angles. Cette figure montre également que, bien que les onze paires d'accélérographes ont été étalonnées sur le même spectre cible, la variabilité des déplacements maximaux entre les enregistrements sismiques est importante. En ce qui concerne l'influence de la non-linéarité, les enregistrements sismiques qui maximisent les déplacements sont généralement les mêmes pour les modèles linéaires que pour les modèles non-linéaires. Toutefois, pour un même enregistrement, l'amplitude des déplacements pour un modèle non-linéaire varie considérablement par rapport à celle du modèle linéaire. Cette série d'analyses montre donc qu'à priori, il ne semble pas adéquat d'utiliser des modèles linéaires pour la réalisation d'analyses temporelles.

La figure 5.7 présente, pour les ponts droit et biais, le déplacement relatif maximal du sommet de la pile ainsi que le moment maximal à la base de la pile dans les deux directions pour l'enregistrement historique du séisme du Saguenay (1988), site n°10 de Rivière-Ouelle. Pour le modèle linéaire, le ratio entre le moment et le déplacement relatif est constant peu importe l'angle d'incidence, ce qui est attendu d'un modèle linéaire. En ce qui concerne le modèle non-linéaire, bien que la corrélation entre les deux paramètres d'ingénierie soit évidente, le ratio entre les deux paramètres varie. Pour le modèle non-linéaire du pont biais, par exemple, la variation entre le plus petit ratio et le plus grand est de 65% pour ce séisme. Cette variation est également observable pour les autres enregistrements sismiques. Cela indique encore une fois que les modèles linéaires ne sont pas adéquats pour estimer les déplacements et les efforts des piles dans le cadre d'analyses dynamiques temporelles.

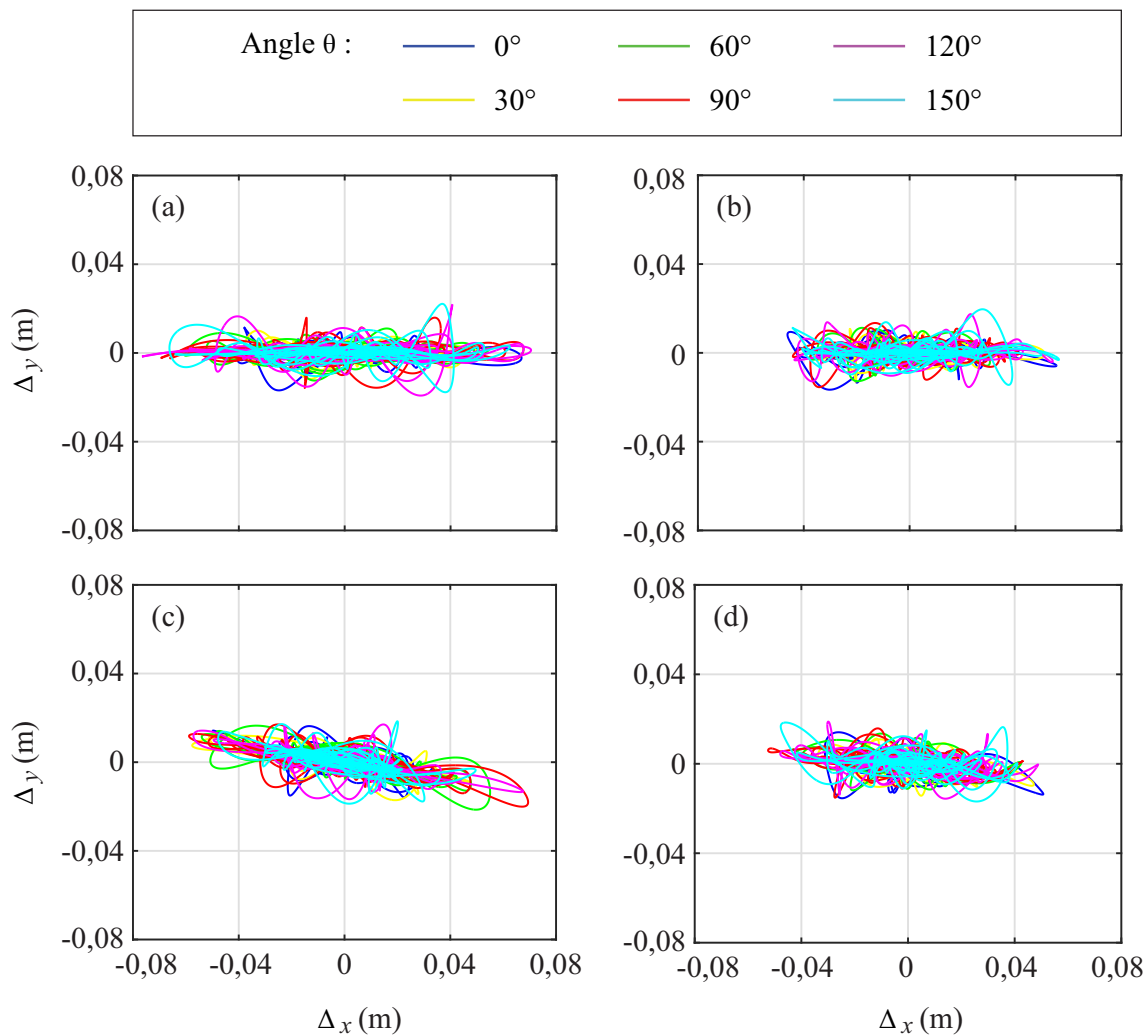


Figure 5.4 Déplacements longitudinaux et transversaux du sommet de la pile pour différents angles d'incidence de l'enregistrement sismique de Nahanni (1985), site n°1 d'Iverson : (a) pont droit, modèle linéaire ; (b) pont droit, modèle non-linéaire ; (c) pont biais, modèle linéaire ; et (d) pont biais, modèle non-linéaire

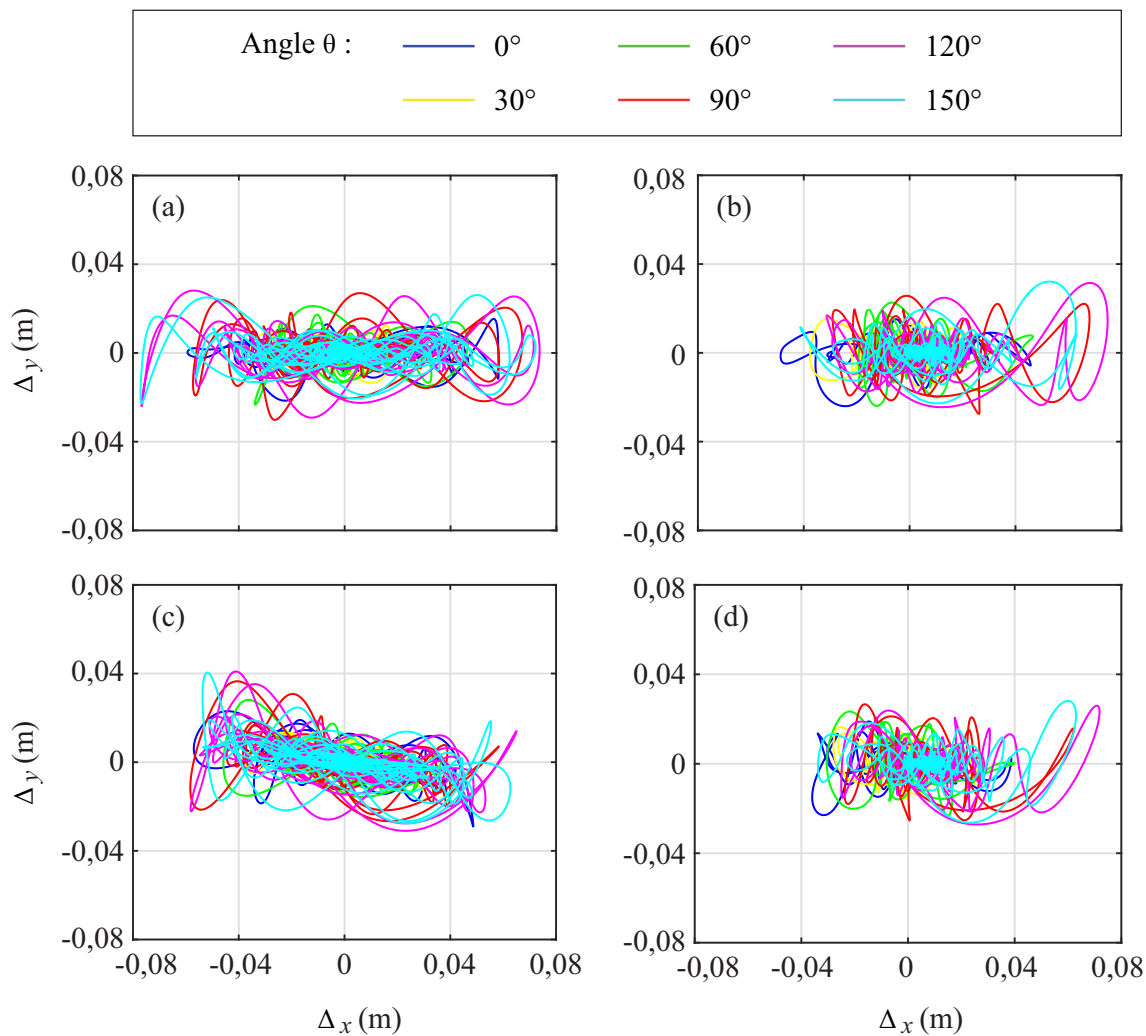


Figure 5.5 Déplacements longitudinaux et transversaux du sommet de la pile pour différents angles d'incidence de l'enregistrement sismique du Saguenay (1988), site n°10 de Rivière-Ouelle : (a) pont droit, modèle linéaire ; (b) pont droit, modèle non-linéaire ; (c) pont biais, modèle linéaire ; et (d) pont biais, modèle non-linéaire

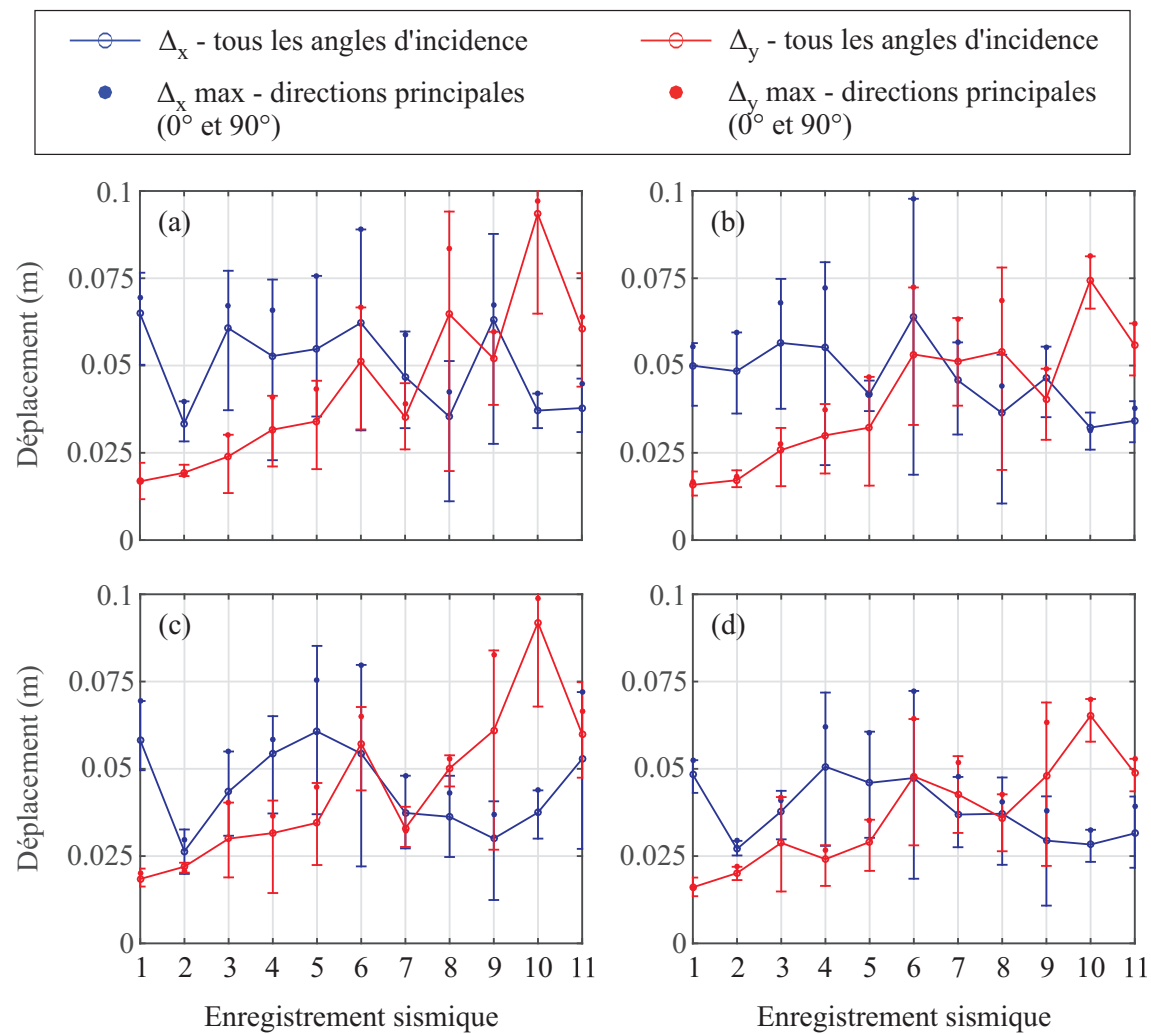


Figure 5.6 Moyenne, minimum et maximum des déplacements maximaux pour tous les angles d'incidence et déplacements maximaux des angles d'incidence correspondant aux axes principaux du pont : (a) pont droit, modèle linéaire ; (b) pont droit, modèle non-linéaire ; (c) pont biais, modèle linéaire ; et (d) pont biais, modèle non-linéaire

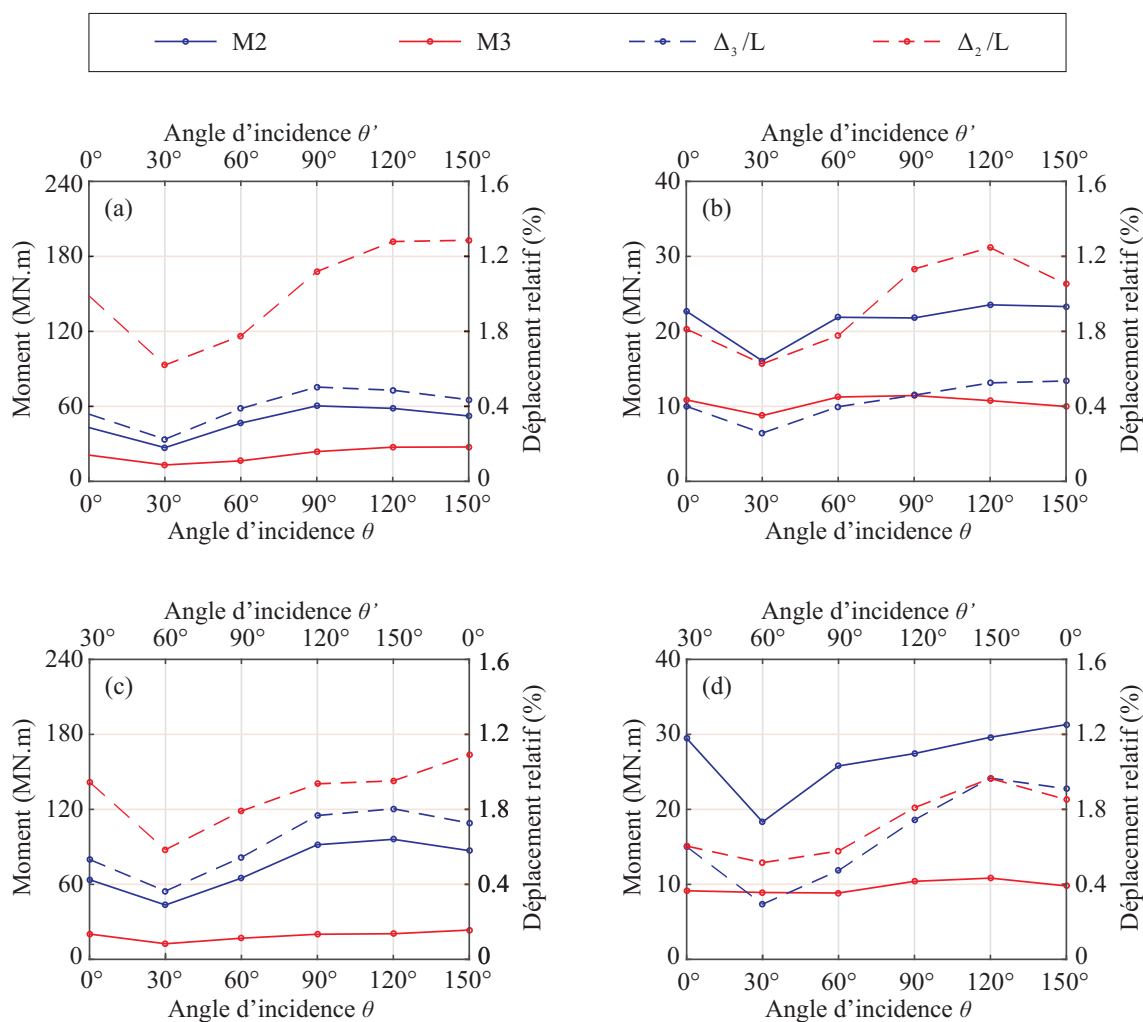


Figure 5.7 Déplacements relatifs du sommet de la pile et moments maximaux à la base pour différents angles d'incidence de l'enregistrement sismique du Saguenay (1988), site n°10 de Riviere-Ouelle : (a) pont droit, modèle linéaire ; (b) pont droit, modèle non-linéaire ; (c) pont biais, modèle linéaire ; et (d) pont biais, modèle non-linéaire

La figure 5.8 présente les moments biaxiaux à la base de la pile pour l'enregistrement du Saguenay (1988), site n°20 des Éboulements. L'ellipse de surface minimale en pointillées englobe tous les moments biaxiaux pour les angles d'incidence 0° et 90° (directions principales) tandis que l'ellipse avec un trait plein englobe tous les moments biaxiaux pour tous les angles d'incidence. La figure 5.9 compare la surface des enveloppes des moments biaxiaux pour tous les angles ainsi que pour les deux directions principales. Les variations moyennes entre la surface de l'ellipse qui englobe les moments dans les deux directions principales et celle qui englobe tous les moments biaxiaux sont respectivement 17%, 6%, 4% et 6% pour les modèles droit linéaire, droit non-linéaire, biais linéaire et biais non-linéaire. Ainsi, lorsque plusieurs paramètres sont considérés simultanément, l'utilisation de seulement deux directions perpendiculaires conduit à une demande légèrement inférieure par rapport à l'utilisation de tous les angles d'incidence. La variation d'un enregistrement sismique à l'autre est toutefois supérieure à la variation causée par l'angle d'incidence bien que toutes les paires d'accélérogrammes aient été calibrées sur le même spectre cible.

Les figures 5.10 et 5.11 présentent respectivement le moment maximal moyen et le cisaillement maximal moyen des onze enregistrements sismiques en fonction de l'angle d'incidence. Les barres verticales représentent l'étendue des efforts. Cette figure montre encore une fois que la variabilité causée par les différents enregistrements sismiques est supérieure à la variabilité causée par l'angle d'incidence.

Les analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles linéaires et non-linéaires réalisées indiquent que la variabilité d'un enregistrement sismique à l'autre est supérieure à la variabilité causée par l'angle d'incidence. De plus, l'utilisation du maximum des deux directions principales conduit généralement à un résultat proche du maximum et supérieur à la moyenne de tous les angles d'incidence. À la lumière de ces résultats, il semble suffisant de considérer seulement les deux directions principales d'un pont régulier lors des analyses temporelles pour obtenir une estimation adéquate des efforts et des déplacements maximaux, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'enregistrements sismiques. Les résultats présentés ci-dessus ainsi que plusieurs études disponibles dans la littérature [84–87, 102] indiquent que onze enregistrements sismiques étalonnés sur un même spectre de conception semblent suffisants pour capter la variabilité de l'aléa sismique. Les analyses réalisées montrent également que les modèles linéaires ne sont à priori pas adéquats pour les analyses sismiques dynamiques temporelles. En effet, bien que les enregistrements sismiques qui maximisent les efforts et les déplacements pour les modèles non-linéaires soient généralement les mêmes que pour les modèles linéaires, l'amplitude des déplacements maximum n'est pas équivalente. De plus, le

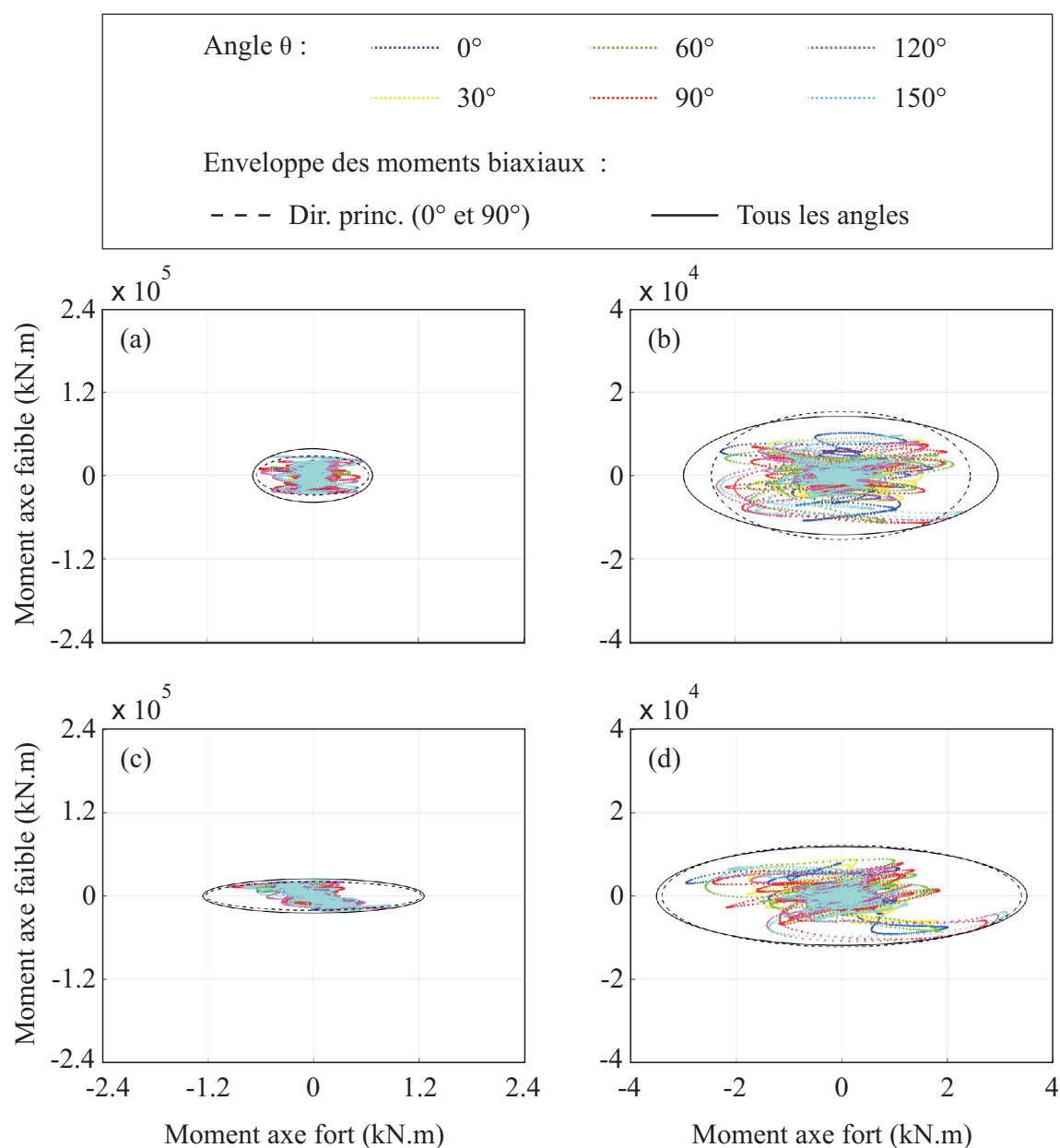


Figure 5.8 Moments biaxiaux à la base de la pile pour l'enregistrement sismique du Saguenay (1988), site n°20 des Éboulements : (a) pont droit, modèle linéaire ; (b) pont droit, modèle non-linéaire ; (c) pont biais, modèle linéaire ; et (d) pont biais, modèle non-linéaire

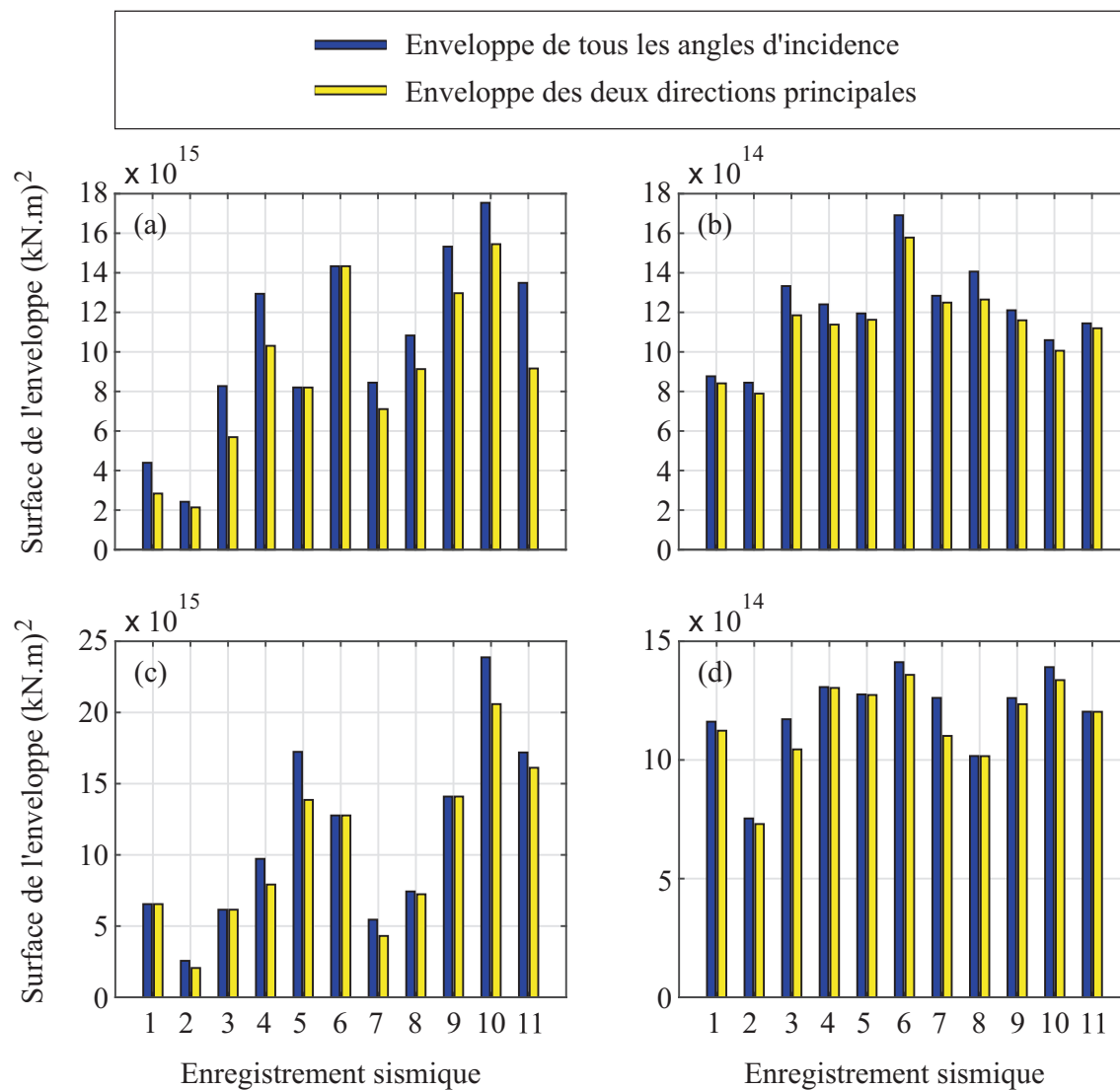


Figure 5.9 Surface de l'enveloppe des moments biaxiaux pour l'ensemble des angles d'incidence ainsi que pour les deux directions principales : (a) pont droit, modèle linéaire; (b) pont droit, modèle non-linéaire; (c) pont biais, modèle linéaire; et (d) pont biais, modèle non-linéaire

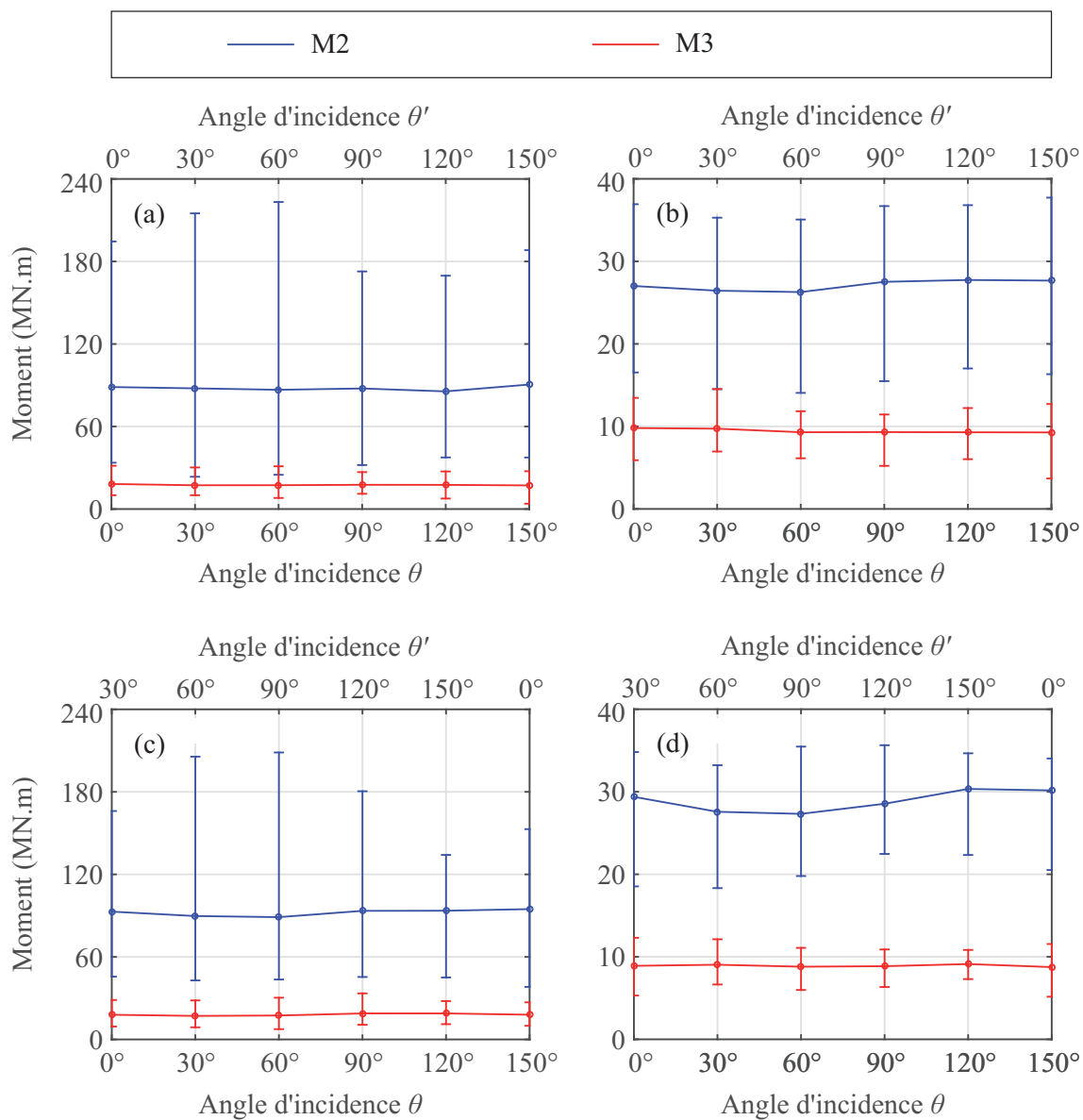


Figure 5.10 Moments moyens à la base de la pile : (a) pont droit, modèle linéaire ; (b) pont droit, modèle non-linéaire ; (c) pont biais, modèle linéaire ; et (d) pont biais, modèle non-linéaire

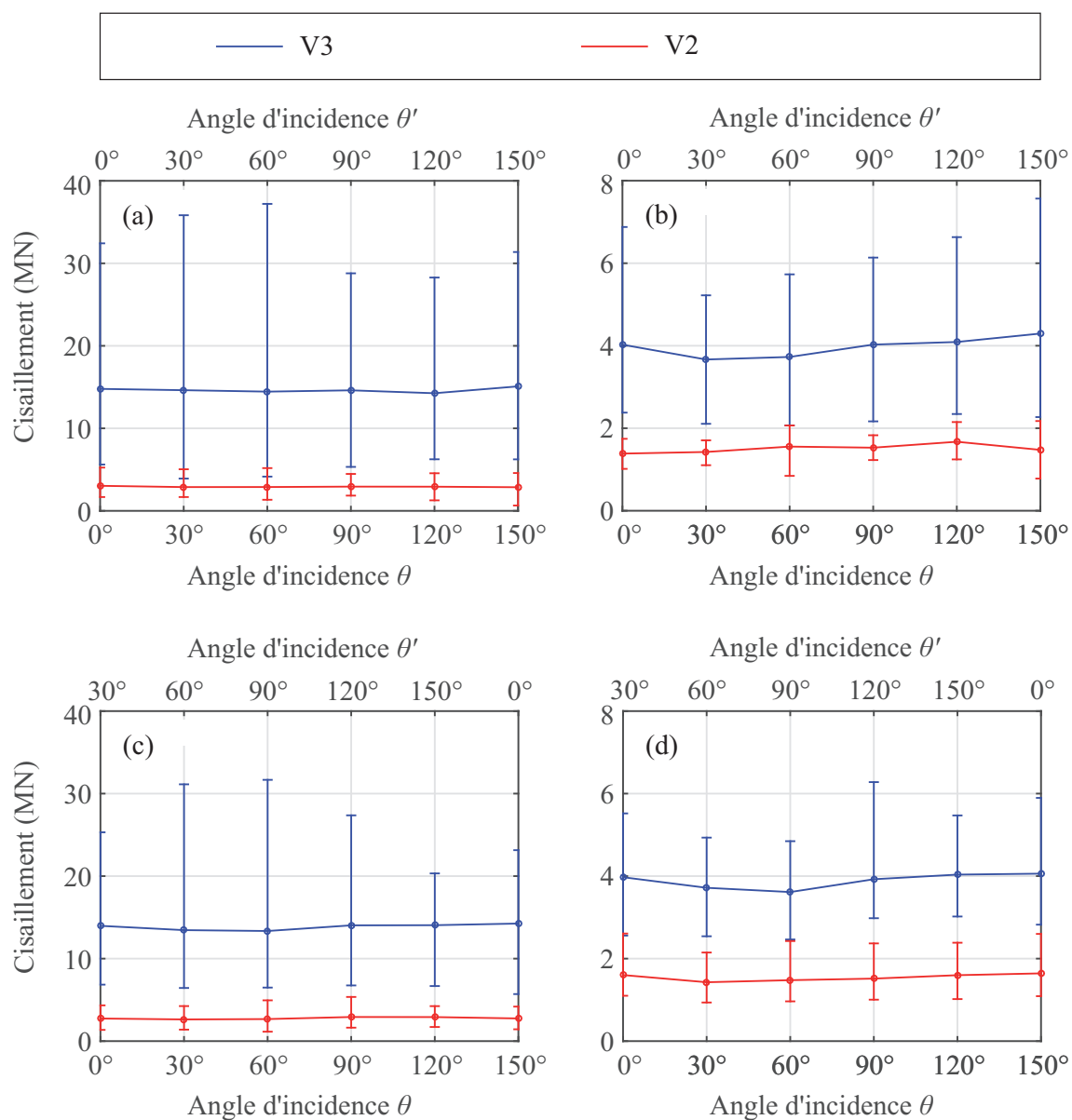


Figure 5.11 Efforts de cisaillement moyens à la base de la pile : (a) pont droit, modèle linéaire ; (b) pont droit, modèle non-linéaire ; (c) pont biais, modèle linéaire ; et (d) pont biais, modèle non-linéaire

ratio entre le déplacement relatif et le moment à la base de la pile n'est pas constant lorsque la pile est modélisée de façon non-linéaire. L'hypothèse de déplacement équivalent qui justifie l'utilisation des modèles linéaires n'est donc pas vérifiée.

5.4 Évaluation des critères de performance

Tel que discuté à la section 2.2.2, la norme CSA-S6-14 [5] définit plusieurs critères de performance par une valeur de déformation limite dans le béton ou l'acier pour différents états limites de dommages. Dans le cadre de ce projet de recherche, les états limites définis dans la norme ainsi que la fissuration initiale du béton sont considérés. Les déformations limites associées à chacun de ces états limites sont présentées au tableau 4.5.

Puisqu'il n'est généralement pas possible de mesurer les déformations à l'échelle des matériaux sur le terrain, les états limites de dommages sont associés, dans la littérature, à plusieurs paramètres d'ingénierie (déplacements relatifs, courbure de la pile, ...). Tel que montré au tableau 2.2, les valeurs des paramètres d'ingénierie associées aux différents états limites de dommages varient beaucoup. Dans le cadre de ce projet, les déplacements relatifs longitudinaux et transversaux du sommet de la pile auxquels surviennent les états limites définis au tableau 4.5 sont extraits pour deux séries d'analyses dynamiques temporelles non-linéaires, soit pour les modèles de pont droit et biais. Les paires d'accélérogrammes utilisées pour cette série d'analyses ont été étalonnées sur le spectre de conception du CNB 2015 [12] pour un sol de type C. Six angles d'incidence sont considérés, soit les angles de 0° à 150° avec un incrément de 30° .

Les figures 5.12 et 5.13 présentent les valeurs de déplacements relatifs dans les deux directions auxquelles surviennent les états limites définis au tableau 4.5 pour les modèles de pont droit et biais. Ces figures montrent que la relation entre les déplacements relatifs selon les deux axes pour lesquels les états limites sont atteints présente une tendance linéaire. Il n'est donc pas possible de définir une valeur de déplacement relatif dans une seule direction qui entraînera l'atteinte d'un état limite. Pour les piles rectangulaires, il est ainsi essentiel de considérer le comportement bidirectionnel et de solliciter la pile dans les deux directions horizontales simultanément lors des analyses sismiques.

Pour la pile étudiée, les déplacements relatifs associées à l'état limite de dommages minimales pour le béton (écaillage) sont généralement supérieures à ceux pour l'acier (plastification des

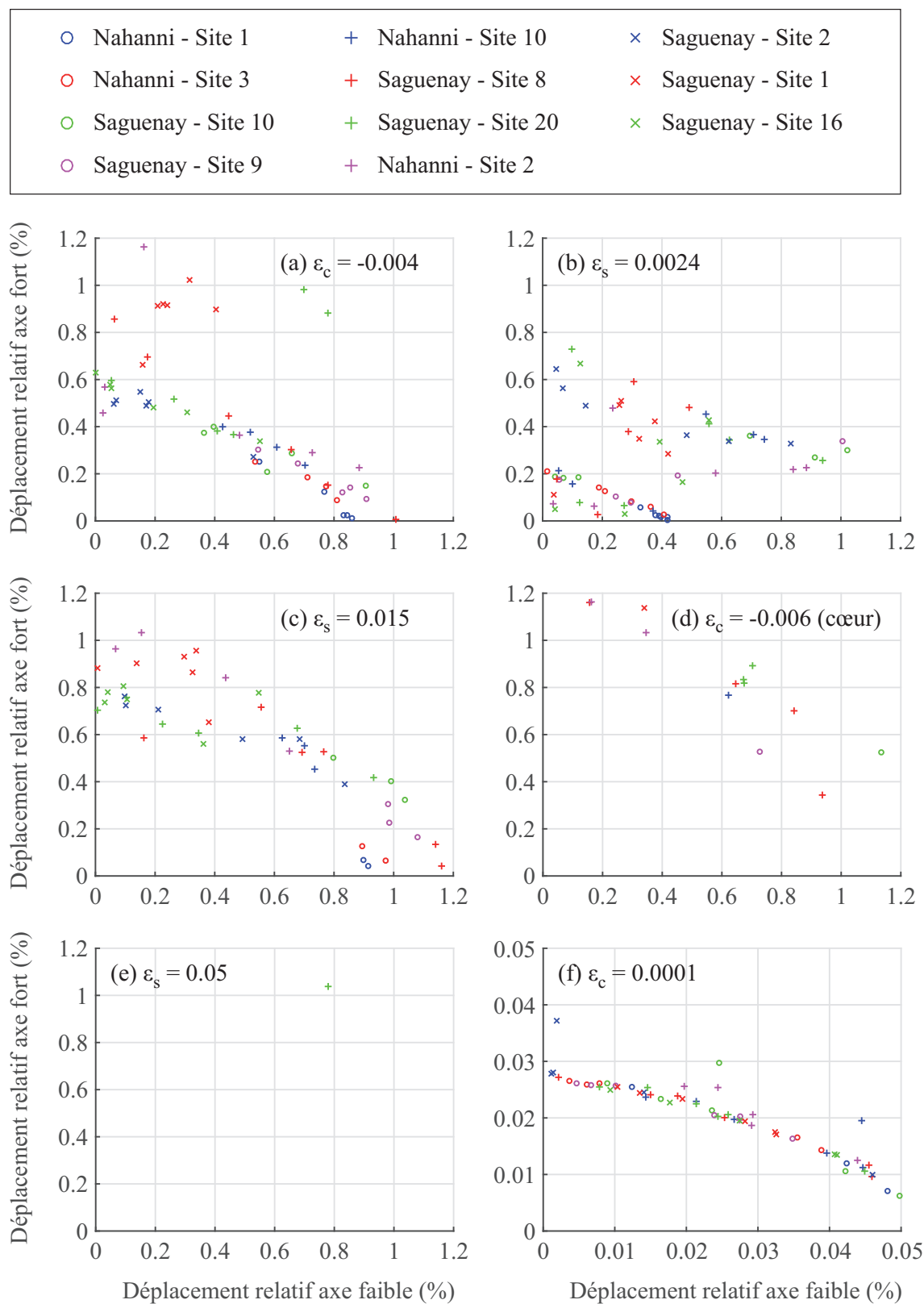


Figure 5.12 Déplacements relatifs longitudinaux et transversaux auxquels surviennent les états limites pour le modèle de pont droit

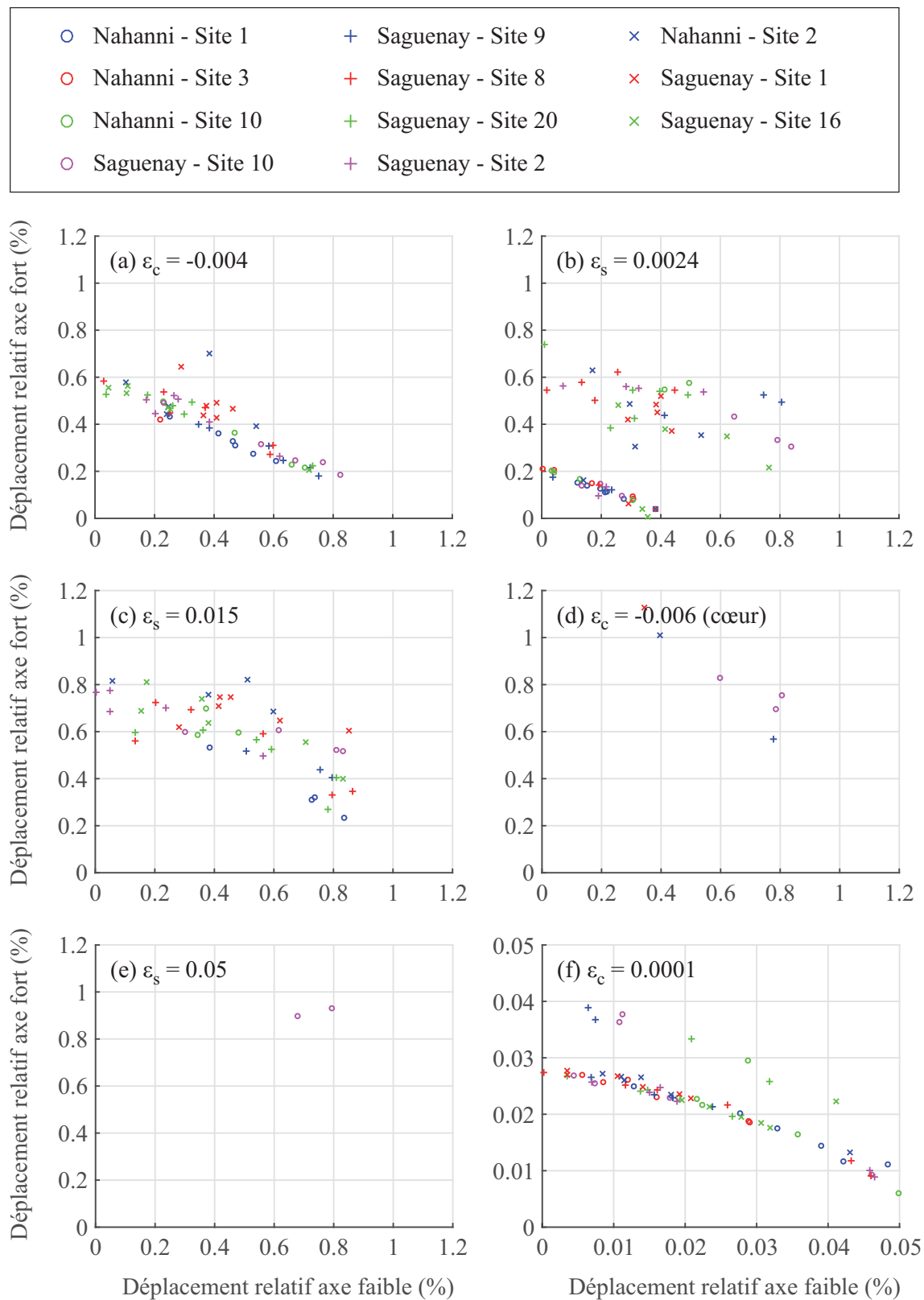


Figure 5.13 Déplacements relatifs longitudinaux et transversaux auxquels surviennent les états limites pour le modèle de pont biais

armatures). En effet, les valeurs moyennes de déplacements relatifs auxquelles survient la plastification des armatures sont, pour le pont droit, 0,40% et 0,25% (0,31% et 0,32% pour le pont biais) pour les axes faible et fort tandis que l'écaillage du béton survient à des valeurs moyennes de déplacements relatifs de 0,47% et 0,43% (0,40% et 0,41%) pour les axes faible et fort. L'état de dommages réparables, soit l'ouverture des fissures survient en moyenne à des valeurs de déplacements relatifs de 0,53% et 0,57% (0,48% et 0,59%) pour les axes faible et fort. En ce qui concerne l'état limite de dommages majeurs, soit l'écrasement du noyau de béton ou le flambement des barres d'armature, la déformation limite considérée pour le béton survient à des déplacements relatifs de 0,48% et 0,54% (0,50% et 0,49%) pour les axes faible et fort, soit significativement plus tôt que la déformation limite pour l'acier qui survient à des déplacements relatifs de 1,11% et 0,84% (0,74% et 0,91%) pour les axes faible et fort. En fait, pour la pile étudiée et les déformations limites considérées, l'écrasement du noyau de béton survient sensiblement au même moment que l'ouverture des fissures. La valeur limite de déformation considérée pour l'écrasement du noyau est possiblement trop conservatrice.

Les valeurs de déplacements relatifs auxquelles surviennent les états limites sont beaucoup plus faibles que les valeurs limites disponibles dans la littérature [33–36], soit entre 0,7% et 5% pour l'état de dommages minimes, entre 1,5% et 7% pour l'état limite de dommages réparables et entre 2,5% et 11% pour l'état de dommages majeurs. Il est toutefois essentiel de noter que les résultats obtenus dans le cadre de ce projet sont préliminaires. Ils proviennent d'une seule géométrie de pile et n'ont pas été validés expérimentalement, ni à l'aide d'éléments finis 3D. Dans le cadre de travaux futurs, il importe de vérifier si ces états de dommages surviennent réellement à des valeurs de déplacements relatifs aussi faibles pour les piles rectangulaires de grandes dimensions soumises à un chargement dynamique bidirectionnel ou si les limites de déformations dans le béton et dans l'acier associées à ces états limites dans la norme CSA-S6-14 [5] sont trop conservatrices.

En ce qui concerne l'angle d'incidence des paires d'accélérogrammes, celui-ci influence l'atteinte ou non des états limites. En effet, pour un même enregistrement sismique, les états limites de dommages ne sont pas nécessairement atteints pour tous les angles d'influence. Pour un enregistrement sismique, lorsqu'un état limite est atteint pour au moins un angle d'incidence, ils est toutefois atteint pour au moins une des deux directions principales du pont étudié dans 93% des cas. Cela indique encore une fois qu'il semble adéquat d'utiliser seulement les directions principales dans le cadre d'analyses temporelles non-linéaires pour un pont régulier. Ces résultats sont toutefois préliminaires et doivent être validés par d'autres études.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 Synthèse du projet de recherche

Le Code canadien du calcul des ponts routiers [5] exige désormais une conception parasismique basée sur la performance pour les ponts critiques soumis à un important aléa sismique. Ce type de conception requiert une connaissance approfondie du comportement non-linéaire des structures. Ce projet de recherche avait d'abord pour objectif de valider l'utilisation de la modélisation numérique en éléments de fibres pour l'analyse non-linéaire des piles rectangulaires de ponts, puis d'évaluer l'influence de l'angle d'incidence des sollicitations sismiques bidirectionnelles sur le comportement dynamique des piles rectangulaires ainsi que sur l'évaluation des critères de performance.

D'abord, ce mémoire explique les différentes méthodes de modélisation numérique en éléments de fibres. Deux formulations sont détaillées, soit la méthode de rigidité et la méthode de flexibilité. Un exemple simple de modélisation d'une colonne carrée soumise à un chargement cyclique unidirectionnel permet de comparer les deux formulations.

Des modèles de piles de pont rectangulaires en éléments de fibres basés sur les méthodes de rigidité et de flexibilité ont ensuite été construits et validés à l'aide de résultats d'essais expérimentaux de chargement cyclique disponibles dans la littérature [13, 40, 96]. Trois géométries et trois essais ont été utilisés, soit une pile-mur (A) soumise à un chargement unidirectionnel selon l'axe faible, une pile-mur (B) soumise à un chargement unidirectionnel selon l'axe fort et une pile rectangulaire (C) soumise à un chargement bidirectionnel. Les modèles en éléments de fibres ont permis de reproduire la courbe d'hystérésis expérimentale force-déplacement pour des niveaux de ductilité élevés pour la pile-mur chargée selon l'axe faible et la pile rectangulaire chargée bidirectionnellement. Les modèles de la pile-mur chargée selon l'axe fort permettent quant à eux de reproduire adéquatement la force maximale à la fin d'un cycle de chargement pour des déplacements inférieurs à 15 mm, mais pas la forme de la courbe d'hystérésis ni la réduction de capacité. Ainsi, les modèles en éléments de fibres développés sont adéquats lorsque la pile-mur ou la pile rectangulaire est sollicitée en flexion, mais pas lorsque le comportement en cisaillement est non négligeable. Une comparaison est également réalisée entre les valeurs des déplacements relatifs associés à différents états limites de dommages extraites : (i) de l'essai expérimental de la pile rectangulaire C [13]; (ii) du modèle à un élément de fibres basé sur la force; et (iii) de la littérature [33–36]. Cette comparaison

montre que les valeurs de déplacements relatifs auxquelles surviennent différents états limites varient de manière significative.

Plusieurs séries d’analyses temporelles linéaires et non-linéaires bidirectionnelles ont par la suite été effectuées sur un modèle de pont appuyé sur une pile rectangulaire afin d’étudier l’influence de l’angle d’incidence des paires d’accélérogrammes sur la performance sismique du pont. La pile rectangulaire est modélisée à l’aide d’éléments de fibres en se basant sur un modèle réduit analogue précédemment validé par un essai expérimental dans le cadre de ce mémoire. Quatre séries d’analyses sont d’abord réalisées sur des modèles linéaires et non-linéaires d’un pont droit et biais afin d’étudier l’importance de considérer l’angle d’incidence des paires d’accélérogrammes dans le cadre d’analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles. Onze paires d’accélérogrammes étalonnées sur un même spectre cible sont appliquées au pont selon six angles d’incidence variant de 0° à 150° par incrément de 30° . Les paramètres de réponse considérés sont les déplacements longitudinaux et transversaux au sommet de la pile, les déplacements relatifs du sommet de la pile ainsi que les moments biaxiaux et les efforts de cisaillement à la base de la pile. Les analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles non-linéaires ont ensuite été utilisées pour évaluer les valeurs de déplacements relatifs auxquels surviennent différents états limites de dommages définis dans le cadre de la conception basée sur la performance. Les états limites considérés sont les dommages minimes, réparables et majeurs tels que définis dans la norme CSA-S6-14 [5] ainsi que la fissuration du béton tels que définis dans la littérature [15]. Les déplacements relatifs longitudinaux et transversaux auxquels surviennent les différents états limites de dommages au cours des analyses dynamiques temporelles non-linéaires bidirectionnelles sont comparés aux déplacements relatifs limites définis dans la littérature [33–36].

6.2 Recommandations

6.2.1 Comparaison des méthodes de modélisation par éléments de fibres

L’exemple de modélisation préliminaire d’une colonne carrée présenté à la section 3.2.2 montre que les éléments de fibres basés sur les déplacements (méthode de rigidité) et ceux basés sur la force (méthode de flexibilité) permettent tous deux de reproduire le comportement global, soit la courbe d’hystérésis force-déplacement, d’une colonne soumise à un chargement cyclique unidirectionnel jusqu’au point où la capacité de la section diminue. La méthode de flexibilité est toutefois plus rapide en termes de temps de calcul. Cette formulation est

également plus efficace en post-traitement puisqu'un seul élément est requis pour reproduire la courbure de la colonne dans le domaine non-linéaire, ce qui facilite l'extraction des déformations et contraintes maximales. En comparaison, quatre éléments sont requis pour la méthode de rigidité. Il est ainsi recommandé de favoriser la méthode de flexibilité lors de la modélisation numérique en éléments de fibres.

Comme n'importe quelle méthode de modélisation numérique, la méthode des éléments de fibres comporte des limitations. D'abord, elle présente des problèmes de convergence pour les éléments au comportement constitutif adoucissant, c'est-à-dire ceux qui présentent une diminution de la résistance après la plastification des armatures. Ensuite, la formulation étant basée sur l'hypothèse que les sections planes restent planes, elle ne permet pas de reproduire le glissement entre les barres d'armatures et le béton, ni les déformations en cisaillement. Différentes techniques de modélisation permettent toutefois de minimiser ces limitations.

6.2.2 Calibration des modèles de piles rectangulaires en éléments de fibres

La comparaison entre les modèles numériques des piles-murs A et B et de la pile rectangulaire C avec les essais expérimentaux de chargement cyclique montre que, lorsque calibrés adéquatement, les modèles numériques en éléments de fibres reproduisent adéquatement les courbes d'hystérésis force-déplacement expérimentales lorsque les déformations inélastiques sont causées par la flexion. Pour les piles étudiées, lorsque le comportement en cisaillement est non négligeable, les modèles en éléments de fibres développés reproduisent uniquement la force maximale à la fin des premiers cycles de chargement. Les recommandations concernant le processus de calibration sont les suivantes :

- bien que les deux formulations puissent reproduire adéquatement les courbes d'hystérésis force-déplacement, la méthode de flexibilité est plus efficace en termes de temps de calcul et de post-traitement,
- le nombre de points d'intégration pour les éléments basés sur la force ou le nombre d'éléments basés sur les déplacements est le premier paramètre qui doit être calibré,
- le nombre de fibres dans la section doit être augmenté si le modèle présente des problèmes de convergence, mais il a peu d'influence sur le comportement global,
- des ressorts peuvent être requis pour reproduire les déformations élastiques en cisaillement,
- les paramètres d'écrouissage du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] nécessitent une procédure de calibration.

Il est important de noter que les paramètres calibrés des modèles en éléments de fibres sont valides uniquement pour les piles étudiées. Ils ne doivent pas être généralisés à d'autres géométries.

Puisqu'il est facile d'extraire les déformations maximales des éléments de fibres au niveau des matériaux, les modèles calibrés peuvent être utilisés pour déterminer à quels déplacements relatifs surviennent différents états limites de dommages. La validité de ces valeurs dépend toutefois des valeurs de déformations dans le béton et l'acier associées aux états limites. La variation importante entre les valeurs de déplacements relatifs auxquelles surviennent les états limites pour l'essai expérimental [13], le modèle à un élément basé sur la force et celles disponibles dans la littérature indique qu'il est nécessaire d'approfondir cet aspect de la conception basée sur la performance.

6.2.3 Influence de l'angle d'incidence

À l'issue des analyses dynamiques temporelles linéaires et non-linéaires bidirectionnelles réalisées sur un modèle de pont droit et biais dans le cadre de l'étude de l'influence de l'angle d'incidence des enregistrements sismiques, les conclusions sont les suivantes :

- bien que l'effet de l'angle d'incidence ne soit pas négligeable à l'échelle d'un enregistrement sismique, la variabilité d'un enregistrement sismique à l'autre est grandement supérieure à la variabilité causée par l'angle d'incidence,
- l'utilisation du maximum des deux directions principales conduit généralement à un résultat proche du maximum et supérieur à la moyenne pour chacun des paramètres d'ingénierie,
- l'angle critique pour un même enregistrement sismique est généralement le même pour les modèles linéaires et non-linéaires,
- les enregistrements sismiques qui maximisent les efforts ou les déplacements ne sont pas toujours les mêmes pour les modèles linéaires et non-linéaires,
- le ratio entre le déplacement maximal du sommet de la pile et le moment maximal à la base dans une direction n'est pas constant pour les modèles non-linéaires, contrairement aux modèles linéaires.

À la lumière de ces résultats, il semble suffisant, pour le pont étudié, de considérer seulement les deux directions principales de l'ouvrage lors des analyses dynamiques temporelles

bidirectionnelles, à condition de considérer un nombre suffisant d'enregistrements sismiques. La généralisation de cette observation n'a cependant pas été démontrée dans le cadre de ce mémoire et doit donc être vérifiée pour chaque cas d'étude. Onze enregistrements étalonnés sur un même spectre cible semblent suffisants pour capter la variabilité de l'aléa sismique. Puisque les modèles linéaires ne conduisent pas systématiquement à des résultats similaires aux modèles non-linéaires, il est recommandé d'utiliser uniquement des modèles non-linéaires pour les analyses dynamiques temporelles dans le contexte d'une conception basée sur la performance.

Il est important de noter que la recommandation de la norme CSA-S6-14 [5] d'éviter les facteurs de calibration trop petits (inférieurs à 0,5) ou trop grands (supérieurs à 4,0) pour l'étalonnage des accélérogrammes a été ignorée dans le cadre de ce projet de recherche. Étant donné le peu d'enregistrements sismiques historiques importants représentatifs de l'aléa sismique dans l'est du Canada, il n'a pas été possible d'évaluer l'effet de cette recommandation.

6.2.4 Évaluation des critères de performance

En ce qui concerne l'évaluation des critères de performance, les conclusions formulées dans le cadre de deux séries d'analyses dynamiques temporelles non-linéaires bidirectionnelles sont les suivantes :

- la relation entre les déplacements relatifs longitudinaux et transversaux auxquels surviennent les états limites de dommages suit une tendance linéaire,
- pour un même enregistrement sismique, certains états limites de dommages ne sont pas atteints pour tous les angles d'incidence. Lorsque l'état limite est atteint pour un angle d'incidence, il est par contre généralement atteint pour au moins une des deux directions principales,
- les différents états limites pour le pont étudié surviennent à des valeurs de déplacements relatifs plus faibles que les valeurs rapportées dans la littérature.

Bien que ces résultats soient préliminaires, il semble encore une fois qu'il est suffisant de considérer seulement les deux directions principales du pont lors de l'évaluation des critères de performance. Il est toutefois essentiel de considérer la bidirectionnalité du chargement lors de l'évaluation de ces critères.

6.3 Travaux futurs

Toutes les conclusions énoncées précédemment concernent uniquement les piles-murs A et B, la pile rectangulaire C et le pont à l'étude. Il serait essentiel de valider ces conclusions pour d'autres géométries de piles ou de ponts. De plus, bien que les modèles numériques aient été validés globalement à l'aide d'essais expérimentaux, il serait intéressant de vérifier les modèles en éléments de fibres à l'aide de modèles en éléments finis 3D. Cela permettrait de valider le comportement local des modèles. En ce qui concerne les piles-murs pour lesquelles le comportement en cisaillement est non négligeable, il est recommandé d'apporter des améliorations aux modèles en éléments de fibres développés dans le cadre de travaux futurs.

Les analyses réalisées traitent de la réponse sismique d'une pile rectangulaire soumise à un aléa sismique bidirectionnel correspondant à un sol C à l'est du Canada. L'aléa sismique est représenté par onze paires d'accélérogrammes étalonnées sur un même spectre cible. Des travaux futurs pourraient évaluer l'influence de la méthode d'étalonnage bidirectionnelle des accélérogrammes, notamment la conséquence d'ignorer les facteurs de calibration trop faibles ou trop élevés. Il serait également intéressant d'étudier l'influence de la composante verticale, les autres types de conditions de sol et l'interaction sol-structure.

En ce qui concerne l'évaluation des critères de performance, l'approfondissement des recherches est fortement recommandé. Il importe, dans un premier temps, d'évaluer expérimentalement les valeurs de déplacements relatifs bidirectionnels auxquelles surviennent les états limites pour un plus grand nombre de géométries, notamment les piles rectangulaires de grandes dimensions. Il serait ensuite possible de vérifier si les déformations limites au niveau des matériaux présentées dans la norme CSA-S6-14 [5] correspondent bien aux différents états limites. Il serait finalement intéressant de développer des équations qui associent les différents états limites de dommages à des valeurs de déplacements relatifs pour un chargement bidirectionnel. Ces équations doivent notamment tenir compte de la géométrie de la pile étudiée et des propriétés des matériaux.

RÉFÉRENCES

- [1] M. Menegotto et P. Pinto, “Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending,” dans *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, I. A. for Bridge et S. Engineering, édit., Zurich, Switzerland, 1973, p. 15–22.
- [2] A. M. Billah et M. S. Alam, “Seismic fragility assessment of highway bridges : a state-of-the-art review,” *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 11, n°. 6, p. 804–832, 2015. [En ligne]. Disponible : <https://doi.org/10.1080/15732479.2014.912243>
- [3] A. Filiatrault, R. Tremblay, C. Christopoulos, B. Folz et D. Pettinga, *Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3^e éd., ser. Cursus. Presses Internationales Polytechnique, 2013.
- [4] Canadian Standard Association, *Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA-S6-06*, Canadian Standard Association Norme, 2006.
- [5] —, *Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA-S6-14*, Canadian Standard Association Norme, 2014.
- [6] M. N. Sheikh et F. Legeron, “Performance based seismic assessment of bridges designed according to Canadian Highway Bridge Design Code,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 41, n°. 9, p. 777–787, 2014.
- [7] AASHTO, *AASHTO LRFD bridge design specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials Norme, 2011.
- [8] Caltrans, *Seismic Design Criteria Version 1.7*, California Department of Transportation Norme, 2013.
- [9] M. Alturki et R. Burgueño, “Displacement-Based Design Procedure for Ductile Reinforced Concrete Bridge Pier Walls,” *ACI Structural Journal*, vol. 114, n°. 6, p. 1407–1416, 2017.
- [10] D. H. Tavares, “Seismic risk assessment of bridges in Quebec using fragility curves,” Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, 2011.
- [11] Seismosoft, “SeismoStruct 2020 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures,” 2020. [En ligne]. Disponible : <https://seismosoft.com/>
- [12] Conseil national de recherches Canada, *Code national du bâtiment 2015. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies*, Conseil national de recherches Canada Norme, 2015.

- [13] A. Khaled, B. Massicotte et R. Tremblay, “Cyclic testing of large-scale rectangular bridge columns under bidirectional earthquake components,” *Journal of Bridge Engineering*, vol. 16, n°. 3, p. 351–363, 2010.
- [14] J. C. Goodnight, M. J. Kowalsky et J. M. Nau, “Strain limit states for circular RC bridge columns,” *Earthquake Spectra*, vol. 32, n°. 3, p. 1627–1652, 2016.
- [15] A. Roy, G. Bhattacharya et R. Roy, “Maximum credible damage of RC bridge pier under bi-directional seismic excitation for all incidence angles,” *Engineering Structures*, vol. 152, p. 251–273, 2017.
- [16] R. Roy, A. Roy et G. Bhattacharya, “Estimating Seismic Response of RC Piers under Unidirectional and Bidirectional Shaking : A Mechanics-Based Approach,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 146, n°. 7, 2020.
- [17] R. Hamburger, C. Rojahn, J. Moehle, R. Bachman, C. Comartin et A. Whittaker, “The ATC-58 project : development of next-generation performance-based earthquake engineering design criteria for buildings,” dans *Structures Congress 2006 : Structural Engineering and Public Safety*, 2006.
- [18] Q. Zhang, “Performance based design and evaluation of reinforced concrete bridges,” Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Qc, 2015.
- [19] Q. Zhang, M. S. Alam, S. Khan et J. P. Jiang, “Seismic performance comparison between force-based and performance-based design as per Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) 2014,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 43, n°. 8, p. 741–748, 2016. [En ligne]. Disponible : <GotoISI>://WOS:000380844500007
- [20] K. N. Siddiquee, “Seismic vulnerability assessment of wall pier highway bridges in British Columbia,” Mémoire de maîtrise, University of British Columbia, Vancouver, BC, 2015.
- [21] M. Berry et M. Eberhard, “Performance Models for Flexural Damage in Reinforced Concrete Columns,” Pacific Earthquake Engineering Research Center, techreport 2003/18, 2003.
- [22] M. P. Berry et M. O. Eberhard, “Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Columns,” Pacific Earthquake Engineering Research Center, techreport 2003/18, 2008.
- [23] B. G. Nielson, “Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones,” phdthesis, Georgia Institute of Technology, 2005.
- [24] K. Ramanathan, “Next generation seismic fragility curves for California bridges incorporating the evolution in seismic design philosophy,” phdthesis, Georgia Institute of Technology, 2012.

- [25] K. Ramanathan, R. DesRoches et J. E. Padgett, "Analytical fragility curves for multi-span continuous steel girder bridges in moderate seismic zones," *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*, vol. 2202, p. 173–182, 2010.
- [26] E. Choi, R. DesRoches et B. G. Nielson, "Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones," *Engineering Structures*, vol. 26, p. 187–199, 2004.
- [27] J. M. Jara, A. Galvn, M. Jara et B. Olmos, "Procedure for determining the seismic vulnerability of an irregular isolated bridge," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 9, p. 516–528, 2013.
- [28] M. S. Alam, A. R. Bhuiyan et A. H. M. M. Billah, "Seismic fragility assessment of SMA-bar restrained multi-span continuous highway bridge isolated with laminated rubber bearing in medium to strong seismic risk zones," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 10, p. 1885–1909, 2012.
- [29] H. Hwang, J. B. Jernigan et Y. W. Lin, "Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems," *ASCE Journal of Bridge Engineering*, vol. 5, p. 322–330, 2000.
- [30] A. Alipour, B. Shafei et M. Shinozuka, "Reliability-based calibration of load factors for LRF Design of reinforced concrete bridges under multiple extreme events : Scour and earthquake," *ASCE Journal of Bridge Engineering*, vol. 18, p. 362–371, 2013.
- [31] S. Banerjee et C. Chi, "State-dependent fragility curves of bridges based on vibration measurements," *Probabilistic Engineering Mechanics*, vol. 33, p. 116–125, 2013.
- [32] A. H. M. M. Billah et M. S. Alam, "Seismic fragility assessment of concrete bridge pier reinforced with superelastic shape memory alloy," *Earthquake Spectra*, 2014.
- [33] D. H. Tavares, J. E. Padgett et P. Paultre, "Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada," *Engineering Structures*, vol. 40, p. 107–118, 2012.
- [34] R. Akbari, "Seismic fragility analysis of reinforced concrete continuous span bridges with irregular configuration," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 8, p. 873–889, 2012.
- [35] J. Li, B. F. Spencer Jr et A. S. Elnashai, "Bayesian updating of fragility functions using hybrid simulation," *Journal of Structural Engineering*, vol. 139, n°. 7, p. 1160–1171, 2012.
- [36] S.-H. Kim et M. Shinozuka, "Development of fragility curves of bridges retrofitted by column jacketing," *Probabilistic Engineering Mechanics*, vol. 19, p. 105–112, 2004.
- [37] S. Banerjee et M. Shinozuka, "Effect of ground motion directionality on fragility characteristics of a highway bridge," *Advances in Civil Engineering*, 2011.

- [38] S. K. Kunnath, "Modeling of reinforced concrete structures for nonlinear seismic simulation," *Journal of Structural Integrity and Maintenance*, vol. 3, n^o. 3, p. 137–149, 2018.
- [39] E. Spacone, V. Ciampi et F. C. Filippou, "Mixed formulation of nonlinear beam finite element," *Computers & Structures*, vol. 58, n^o. 1, p. 71–83, 1996.
- [40] N. A. Abo-Shadi, M. Saiidi et D. H. Sanders, "Seismic response of reinforced concrete bridge pier walls in the weak direction," University of Nevada, Rapport technique MCEER-00-0006, 2000. [En ligne]. Disponible : <http://mceer.buffalo.edu/publications/catalog/reports/Seismic-Response-of-Reinforced-Concrete-Bridge-Pier-Walls-in-the-Weak-Direction/MCEER-00-0006.html>
- [41] J. L. Bignell, J. M. LaFave et N. M. Hawkins, "Seismic vulnerability assessment of wall pier supported highway bridges using nonlinear pushover analyses," *Engineering structures*, vol. 27, n^o. 14, p. 2044–2063, 2005.
- [42] A. Dazio, K. Beyer et H. Bachmann, "Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls," *Engineering Structures*, vol. 31, n^o. 7, p. 1556–1571, 2009.
- [43] I. D. Lefas, M. D. Kotsovos et N. N. Ambraseys, "Behavior of reinforced concrete structural walls : strength, deformation characteristics, and failure mechanism," *Structural Journal*, vol. 87, n^o. 1, p. 23–31, 1990.
- [44] R. G. Oesterle, A. E. Fiorato, L. S. Johal, J. E. Carpenter, H. G. Russell et W. G. Corley, "Earthquake resistant structural walls-tests of isolated walls," *Research and Development Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association*, 1976.
- [45] K. Pilakoutas et A. S. Elnashai, "Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, Part I : Experimental results," *ACI structural journal*, vol. 92, n^o. 3, p. 271–281, 1995.
- [46] T. N. Salonikios, A. J. Kappos, I. A. Tegos et G. G. Penelis, "Cyclic load behavior of low-slenderness reinforced concrete walls : failure modes, strength and deformation analysis, and design implications," *ACI Structural Journal*, vol. 97, n^o. 1, p. 132–141, 2000.
- [47] H. Rodrigues, H. Varum, A. Arêde et A. G. Costa, "Behaviour of reinforced concrete column under biaxial cyclic loading-state of the art," *International Journal of Advanced Structural Engineering*, vol. 5, n^o. 1, 2013.
- [48] H. Rodrigues, A. Arêde, H. Varum et A. G. Costa, "Experimental evaluation of rectangular reinforced concrete column behaviour under biaxial cyclic loading," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 42, n^o. 2, p. 239–259, 2013.

- [49] N. Attarchian, A. Kalantari et A. S. Moghadam, “Developing a new procedure for evaluating the ductility capacity of rectangular RC piers subjected to biaxial flexural loadings,” *Engineering Structures*, vol. 172, p. 187–200, 2018.
- [50] K. Beyer, M. Hube, R. Constantin, A. Niroomandi, S. Pampanin, R. Dhakal, S. Sritharan et J. W. Wallace, “Reinforced concrete wall response under uni-and bi-directional loading,” dans *Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering*, 2017.
- [51] I. F. Moschonas et A. J. Kappos, “Assessment of concrete bridges subjected to ground motion with an arbitrary angle of incidence : static and dynamic approach,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 11, n^o. 2, p. 581–605, 2013.
- [52] E. L. Wilson et M. R. Button, “Three-dimensional dynamic analysis for multi-component earthquake spectra,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 10, n^o. 3, p. 471–476, 1982.
- [53] W. Smeby et A. Der Kiureghian, “Modal combination rules for multicomponent earthquake excitation,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 13, n^o. 1, p. 1–12, 1985.
- [54] P. Gonzalez, “Considering earthquake direction on seismic analysis,” dans *Proceedings of the tenth world conference on earthquake engineering*, vol. 7, 1992, p. 3809–3913.
- [55] O. A. Lopez et R. Torres, “The critical angle of seismic incidence and the maximum structural response,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 26, n^o. 9, p. 881–894, 1997.
- [56] O. A. Lopez, A. K. Chopra et J. J. Hernandez, “Critical response of structures to multi-component earthquake excitation,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 29, n^o. 12, p. 1759–1778, 2000.
- [57] J. J. Hernandez et O. A. Lopez, “Response to three-component seismic motion of arbitrary direction,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, n^o. 1, p. 55–77, 2002.
- [58] A. B. Rigato et R. A. Medina, “Influence of angle of incidence on seismic demands for inelastic single-storey structures subjected to bi-directional ground motions,” *Engineering Structures*, vol. 29, n^o. 10, p. 2593–2601, 2007.
- [59] B. Atak, O. Avsar et A. Yakut, “Directional effect of the strong ground motion on the seismic behavior of skewed bridges,” dans *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics*, 2014.

- [60] F. Khoshnoudian et M. Poursha, “Responses of three dimensional buildings under bi-directional and unidirectional seismic excitations,” dans *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, 2004.
- [61] J. C. Reyes et E. Kalkan, “Significance of rotating ground motions on behavior of symmetric-and asymmetric-plan structures : Part I. Single-story structures,” *Earthquake Spectra*, vol. 31, n°. 3, p. 1591–1612, 2015.
- [62] M. Torbol et M. Shinozuka, “Effect of the angle of seismic incidence on the fragility curves of bridges,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 41, n°. 14, p. 2111–2124, 2012.
- [63] S. Soltanieh, M. M. Memarpour et F. Kilanehei, “Performance assessment of bridge-soil-foundation system with irregular configuration considering ground motion directionality effects,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 118, p. 19–34, 2019.
- [64] O. Taskari et A. Sextos, “Multi-angle, multi-damage fragility curves for seismic assessment of bridges,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 44, n°. 13, p. 2281–2301, 2015.
- [65] U. R. Bhatnagar et S. Banerjee, “Fragility of skewed bridges under orthogonal seismic ground motions,” *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 11, n°. 9, p. 1113–1130, 2015.
- [66] P. Pottatheere et P. Renault, “Seismic vulnerability assessment of skew bridges,” dans *Proceedings of Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China*, 2008.
- [67] S. P. Deepu, K. Prajapat et S. Ray-Chaudhuri, “Seismic vulnerability of skew bridges under bi-directional ground motions,” *Engineering Structures*, vol. 71, p. 150–160, 2014.
- [68] Q. Han, J.-Y. Chen, X.-L. Du et C. Huang, “Nonlinear Seismic Response of Skewed Highway Bridges Subjected to Bidirectional Near-Fault Ground Motions,” *Journal of Bridge Engineering*, vol. 22, n°. 7, 2017.
- [69] M. Bayat, F. Daneshjoo et N. Nistico, “The effect of different intensity measures and earthquake directions on the seismic assessment of skewed highway bridges,” *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 16, n°. 1, p. 165–179, 2017.
- [70] Y. Wang, L. Ibarra et C. Pantelides, “Effects of Ground Motion Incidence Angles in a Reinforced Concrete Skewed Bridge Retrofitted with Bucking Restrained Braces,” dans *Structures Congress 2017*, 2017, p. 481–493.
- [71] A. Khaled, R. Tremblay et B. Massicotte, “Effectiveness of the 30%-rule at predicting the elastic seismic demand on bridge columns subjected to bi-directional earthquake motions,” *Engineering Structures*, vol. 33, n°. 8, p. 2357–2370, 2011.

- [72] A. Khaled, R. Tremblay et B. Massicotte, “Combination rule for the prediction of the seismic demand on columns of regular bridges under bidirectional earthquake components,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 38, n°. 6, p. 698–709, 2011.
- [73] V. Bisadi et M. Head, “Evaluation of combination rules for orthogonal seismic demands in nonlinear time history analysis of bridges,” *Journal of Bridge Engineering*, vol. 16, n°. 6, p. 711–717, 2011.
- [74] D. Kar et R. Roy, “Seismic behavior of RC bridge piers under bidirectional excitations : implications of site effects,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 22, n°. 2, p. 303–331, 2018.
- [75] M. J. N. Priestley, G. M. Calvi et M. J. Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, 2007.
- [76] C. Menun et A. Der Kiureghian, “A replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis,” *Earthquake Spectra*, vol. 14, n°. 1, p. 153–163, 1998.
- [77] B. S. Zaghlool, A. J. Carr et P. J. Moss, “Inelastic behaviour of three-dimensional structures under concurrent seismic excitations,” dans *Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering*, 2001.
- [78] K. R. Mackie, K. J. Cronin et B. G. Nielson, “Response sensitivity of highway bridges to randomly oriented multi-component earthquake excitation,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 15, n°. 6, p. 850–876, 2011.
- [79] D. Giannopoulos et D. Vamvatsikos, “Ground motion records for seismic performance assessment : To rotate or not to rotate?” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 47, n°. 12, p. 2410–2425, 2018.
- [80] R. Tremblay, G. M. Atkinson, N. Bouaanani, P. Daneshvar, P. Léger et S. Koboevic, “Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015,” dans *Proceeding 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Victoria, BC, Canada, Paper no*, vol. 99060, 2015.
- [81] Gouvernement du Canada. Séismes Canada. [En ligne]. Disponible : <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/>
- [82] S. Koboevic, K. Guilini-Charrette, P. X. Castonguay et R. Tremblay, “Selection and scaling of NBCC 2005 compatible simulated ground motions for nonlinear seismic analysis of low-rise steel building structures,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 38, n°. 12, p. 1391–1403, 2011.
- [83] Conseil national de recherches Canada, *Guidelines for Selection and Scaling of Ground Motion Time Histories for Seismic Analysis*, Conseil national de recherches Canada Norme, 2015.

- [84] S. W. Han et S. J. Ha, “Assessment of ground motion selection criteria specified in current seismic provisions with an accurate selection algorithm,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, n^o. 10, p. 4113–4132, 2017.
- [85] D. R. Pant et M. Maharjan, “On selection and scaling of ground motions for analysis of seismically isolated structures,” *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 15, n^o. 4, p. 633–648, 2016.
- [86] M. Araújo, L. Macedo, M. Marques et J. M. Castro, “Code-based record selection methods for seismic performance assessment of buildings,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 45, n^o. 1, p. 129–148, 2016.
- [87] D. Michaud et P. Léger, “Ground motions selection and scaling for nonlinear dynamic analysis of structures located in Eastern North America,” *Canadian journal of civil engineering*, vol. 41, n^o. 3, p. 232–244, 2014.
- [88] A. Cabrese, J. P. Almeida et R. Pinho, “Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 14, n^o. S1, p. 38–68, 2010.
- [89] G. Carvalho, R. Bento et C. Bhatt, “Nonlinear static and dynamic analyses of reinforced concrete buildings : Comparison of different modelling approaches,” *Earthquakes and Structures*, vol. 4, n^o. 5, p. 451–470, 2013.
- [90] A. Neuenhofer et F. C. Filippou, “Evaluation of nonlinear frame finite-element models,” *Journal of structural engineering*, vol. 123, n^o. 7, p. 958–966, 1997.
- [91] M. Barbato et J. P. Conte, “Finite element response sensitivity analysis : a comparison between force-based and displacement-based frame element models,” *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 194, n^o. 12-16, p. 1479–1512, 2005.
- [92] K. Tsuno et R. Park, “Experimental study of reinforced concrete bridge piers subjected to bi-directional quasi-static loading,” *Doboku Gakkai Ronbunshu*, vol. 2004, n^o. 752, p. 11–26, 2004.
- [93] J. B. Mander, M. J. N. Priestley et R. Park, “Theoretical stress-strain model for confined concrete,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, n^o. 8, p. 1804–1826, 1988.
- [94] E. Kirtas et D. J. Kakaletsis, “Numerical Investigation of Influential Parameters Concerning the Experimental Testing of RC Frames Under Cyclic Loading,” *Open Construction and Building Technology Journal*, vol. 7, p. 230–243, 2013.
- [95] N. Attarchian, A. Kalantari et A. S. Moghaddam, “Cyclic behavior modeling of rectangular RC bridge piers using Opensees,” dans *Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013.

- [96] M. A. Haroun, G. C. Pardo, R. Shepherd, H. A. Haggag et R. P. Kazanjy, *Cyclic behavior of bridge pier walls for retrofit*, 1993.
- [97] T. O. Tang et R. K. L. Su, “Shear and flexural stiffnesses of reinforced concrete shear walls subjected to cyclic loading,” *The Open Construction & Building Technology Journal*, 2014.
- [98] K. Pelletier et P. Léger, “Nonlinear seismic modeling of reinforced concrete cores including torsion,” *Engineering Structures*, vol. 136, p. 380–392, 2017.
- [99] Conseil national de recherches Canada, *Code national du bâtiment 2005. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies*, Conseil national de recherches Canada Norme, 2005.
- [100] N. Bouaanani et I. Bartosh, “Correlations of multi-component ground motions in Eastern Canada,” dans *12th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, 2019.
- [101] Y. M. A. Hashash, M. I. Musgrove, J. A. Harmon, O. Ilhan, G. Xing, D. R. Groholski, C. A. Phillips et D. Park, *DEEPSOIL 7.0, User Manual*, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, 2020.
- [102] C. B. Haselton, J. W. Baker, J. P. Stewart, A. S. Whittaker, N. Luco, A. Fry, R. O. Hamburger, R. B. Zimmerman, J. D. Hooper, F. A. Charney *et al.*, “Response history analysis for the design of new buildings in the NEHRP provisions and ASCE/SEI 7 standard : Part I-Overview and specification of ground motions,” *Earthquake Spectra*, vol. 33, n^o. 2, p. 373–395, 2017.
- [103] M. Fragiadakis, R. Pinho et S. Antoniou, “Modelling inelastic buckling of reinforcing bars under earthquake loading,” *Computational Structural Dynamics and Earthquake Engineering : Structures and Infrastructures Book Series*, vol. 2, 2008.
- [104] R. V. Milligan, W. H. Koo et T. E. Davidson, “The Bauschinger Effect in a High-Strength Steel,” *Journal of Basic Engineering*, vol. 88, n^o. 2, p. 480–488, 06 1966. [En ligne]. Disponible : <https://doi.org/10.1115/1.3645883>
- [105] F. C. Filippou, E. P. Popov et V. V. Bertero, “Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints,” Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, techreport EERC 83-19, 1983.
- [106] J. E. Martínez-Rueda et A. S. Elnashai, “Confined concrete model under cyclic load,” *Materials and structures*, vol. 30, n^o. 3, p. 139–147, 1997.

ANNEXE A MODÈLES UTILISÉS POUR LES MATÉRIAUX CONSTITUTIFS

Modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1]

Le modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] a été développé pour les barres d'armature crénelées. L'équation A.1 définit la relation de base de ce modèle d'acier :

$$\sigma^* = \mu \varepsilon^* + \frac{(1 - \mu) \varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}} \quad (\text{A.1})$$

où la déformation et la contrainte normalisées sont définies par :

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (\text{A.2})$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (\text{A.3})$$

Les contraintes et les déformations σ_0 , σ_r , ε_0 et ε_r diffèrent à chaque demi-cycle de chargement. La courbe contrainte-déformation des premiers demi-cycles de chargement est présentée à la figure A.1. La contrainte σ_0 et la déformation ε_0 correspondent au point d'intersection des deux asymptotes du demi-cycle de chargement en cours, soit le point A sur la figure A.1. La contrainte σ_r et la déformation ε_r , situées au point B, correspondent au point où la dernière inversion du chargement s'est produite. Le paramètre μ est le coefficient d'écrouissage de l'acier donné par le ratio :

$$\mu = \frac{E_p}{E_y} \quad (\text{A.4})$$

où E_y et E_p sont respectivement le module élastique et le module plastique de l'acier. Le paramètre R définit la forme de la courbure entre les deux asymptotes :

$$R = R_0 - \frac{A1\xi}{A2 + \xi} \quad (\text{A.5})$$

Le paramètre R permet de tenir compte des effets de Bauschinger, soit la diminution de la limite en compression causée par une contrainte en tension au-delà de la limite élastique [104]. Il est égal à R_0 durant le premier demi-cycle de chargement. Les paramètres $A1$ et $A2$ sont des coefficients de forme de la courbe de transition qui doivent être déterminés expérimentalement avec le paramètre R_0 [103]. Le paramètre ξ est fonction du niveau de plasticité développée au cours du demi-cycle de chargement en cours, soit :

$$\xi = \varepsilon_0 - \varepsilon_y \quad (\text{A.6})$$

pour le premier demi-cycle de chargement et

$$\xi^i = \varepsilon_r^i - \varepsilon_0^i \quad (\text{A.7})$$

pour les demi-cycles de chargement suivant. Le modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] du logiciel SeismoStruct [11] inclut la règle d'écrouissage isotrope proposée par Filippou et al. [105], soit :

$$\frac{\sigma_{st}}{\sigma_y} = A3 \left(\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_y} - A4 \right) \quad (\text{A.8})$$

où σ_{st} est le décalage entre l'asymptote de plastification initiale et l'asymptote parallèle du demi-cycle de chargement en cours (voir figure A.1), ε_y et σ_y sont la déformation et la contrainte à la plastification de l'acier et ε_{max} est la déformation maximale absolue à l'inversion du chargement. Les paramètres $A3$ et $A4$ sont des coefficients d'écrouissage isotrope dont la valeur doit être déterminée expérimentalement. L'écrouissage isotrope de l'acier peut entraîner une surestimation importante de la capacité structurale des éléments, surtout si aucune valeur de déformation limite à la fissuration n'est définie. Pour cette raison, les valeurs par défaut des coefficients $A3$ et $A4$ dans le logiciel SeismoStruct [11] font en sorte que

l'écroutissement isotrope n'est pas considéré. Le tableau A.1 présente les valeurs typiques et par défaut des paramètres du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] tandis que la figure A.2 présente la courbe contrainte-déformation du modèle avec les valeurs par défaut des paramètres.

Pour plus de stabilité numérique sous chargement temporelle, le modèle programmé inclut une règle additionnelle suggérée par Fragiadakis, Pinho et Antoniou qui tient compte du flambement des barres (voir article [103] pour les détails).

Modèle de béton de Mander et al. [93]

Le modèle de béton de Mander et al. programmé dans le logiciel SeismoStruct [11] utilise les relations constitutives et les règles de confinement proposées par Mander et al. [93] ainsi que les règles de chargement cyclique de Martínez-Rueda et Elnashai [106]. La principale hypothèse de ce modèle est que la pression de confinement est constante sur l'ensemble de la plage contraintes-déformations.

Le modèle de béton est basé sur une enveloppe de compression monotone. La contrainte de compression est donnée par :

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (\text{A.9})$$

Les paramètres de l'équation A.9 sont définis par les équations suivantes :

Tableau A.1 Valeurs typiques et par défaut du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] dans le logiciel SeismoStruct [11]

Paramètres	Valeurs typiques [11]	Valeurs par défaut du logiciel SeismoStruct [11]
Module d'élasticité (Gpa)	200 - 210	200
Limite élastique (Mpa)	230 - 650	500
Paramètre d'écrouissage (-)	0,005 - 0,015	0,005
Paramètre de forme initiale de la courbe de transition (-)	20	20
Coefficient de forme de la courbe de transition A1 (-)	18,5	18,5
Coefficient de forme de la courbe de transition A2 (-)	0,05 - 0,15	0,15
Coefficient d'écrouissage isotrope A3 (-)	0,01 - 0,025	0
Coefficient d'écrouissage isotrope A4 (-)	2 - 7	1
Déformation à la fissuration ou au flambement (-)		0,1
Poids volumique (kN/m ³)	78	78

$$f'_{cc} = k f'_{co} \quad (\text{A.10})$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{A.11})$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (\text{A.12})$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (\text{A.13})$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad (\text{A.14})$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{A.15})$$

où

- f'_{cc} est la résistance en compression du béton confiné,
- k est le facteur de confinement qui dépend de la configuration des armatures de confinement,
- f'_{co} est la résistance en compression du béton non-confiné,
- ε_c est la déformation longitudinale en compression,
- ε_{co} est la déformation du béton à la résistance en compression du béton non-confiné f'_{co} ,
- ε_{cc} est la déformation du béton à la résistance en compression du béton confiné f'_{cc} ,
- E_c est le module d'élasticité initial du béton,
- E_{sec} est le module d'élasticité sécant à la résistance en compression du béton confiné f'_{cc} .

Les paramètres requis dans le logiciel SeismoStruct sont la résistance en compression moyenne du béton f'_c , la résistance en tension du béton f'_t , la déformation du béton à la résistance en compression du béton non-confiné ε_{co} (paramètre ε_c dans le logiciel) et le poids volumique γ . Le module d'élasticité initiale est calculé automatiquement par le logiciel à l'aide de l'équation A.14 et en considérant $f'_{co} = 0,8836 f'_c$, mais la valeur peut être modifiée par l'utilisateur. Le facteur de confinement k est calculé automatique par le logiciel à partir de la géométrie de l'armature de confinement (voir article [93] pour le calcul du facteur k).

La courbe contrainte-déformation pour les cycles de chargement-déchargement est calculée à partir des équations de chargement cyclique de Martínez-Rueda et Elnashai [106]. Trois

équations sont définies pour calculer la déformation plastique ε_{pl} , soit la déformation correspondant à une contrainte nulle pour le cycle de chargement courant. L'équation utilisée dépend de la déformation maximale atteinte précédemment. À partir de cette déformation plastique, les auteurs proposent une équation pour la courbe de déchargement et une équation pour la courbe de chargement. Les équations détaillées se retrouvent dans l'article [106].

La figure A.3 présente la courbe contrainte-déformation d'un béton 30 MPa avec les valeurs par défaut des paramètres de résistance en tension (0,00 MPa) et de déformation du béton à la résistance en compression du béton non-confiné (0,002 m/m) ainsi que la valeur du module d'élasticité initiale calculée par le logiciel. Le poids volumique du béton n'a pas d'incidence sur la courbe contrainte-déformation. Le facteur de confinement k est affiché à titre indicatif puisque la valeur de ce facteur est calculée automatiquement par le logiciel en fonction de la géométrie des armatures de confinement.

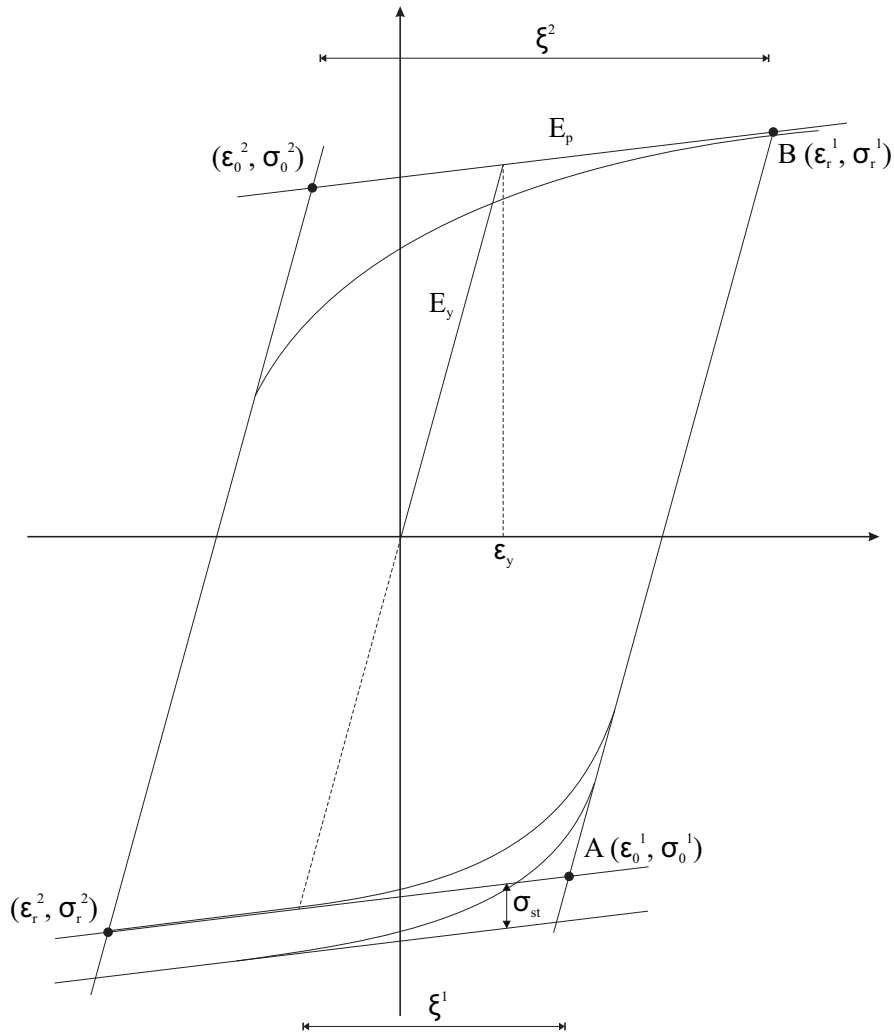


Figure A.1 Relation contrainte-déformation du modèle de Menegotto et Pinto [1] (adapté de [103])

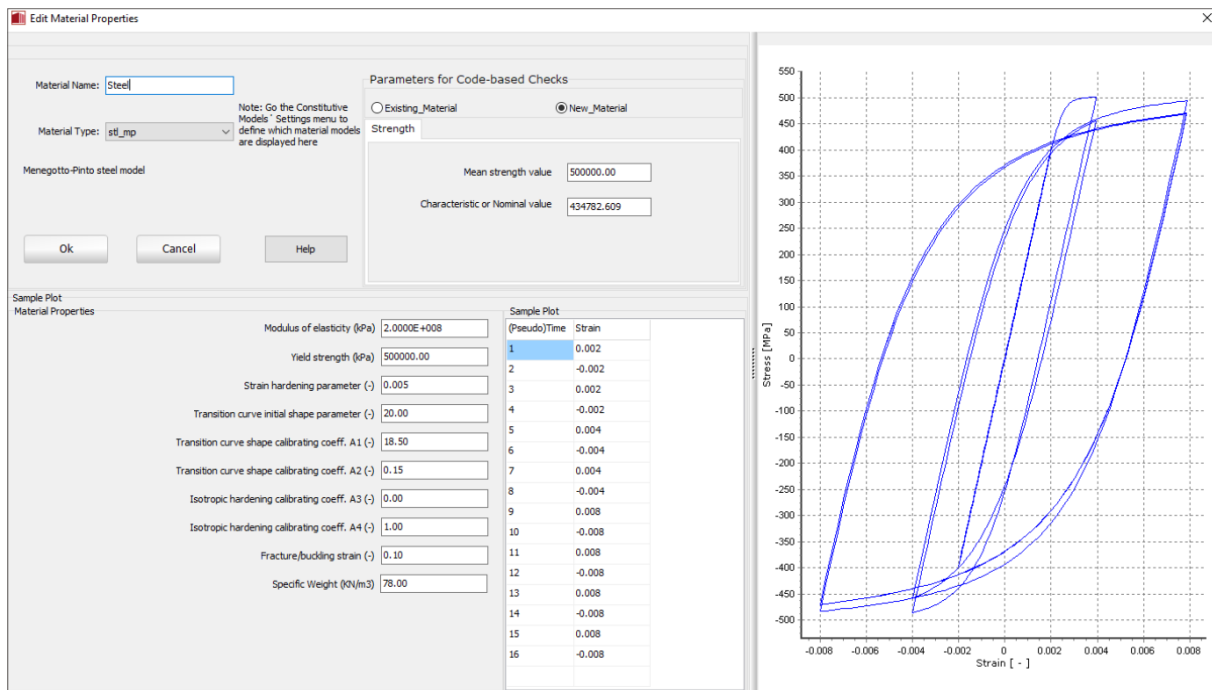


Figure A.2 Courbe contrainte-déformation avec les valeurs par défaut du modèle d'acier de Menegotto et Pinto [1] dans le logiciel SeismoStruct [11]

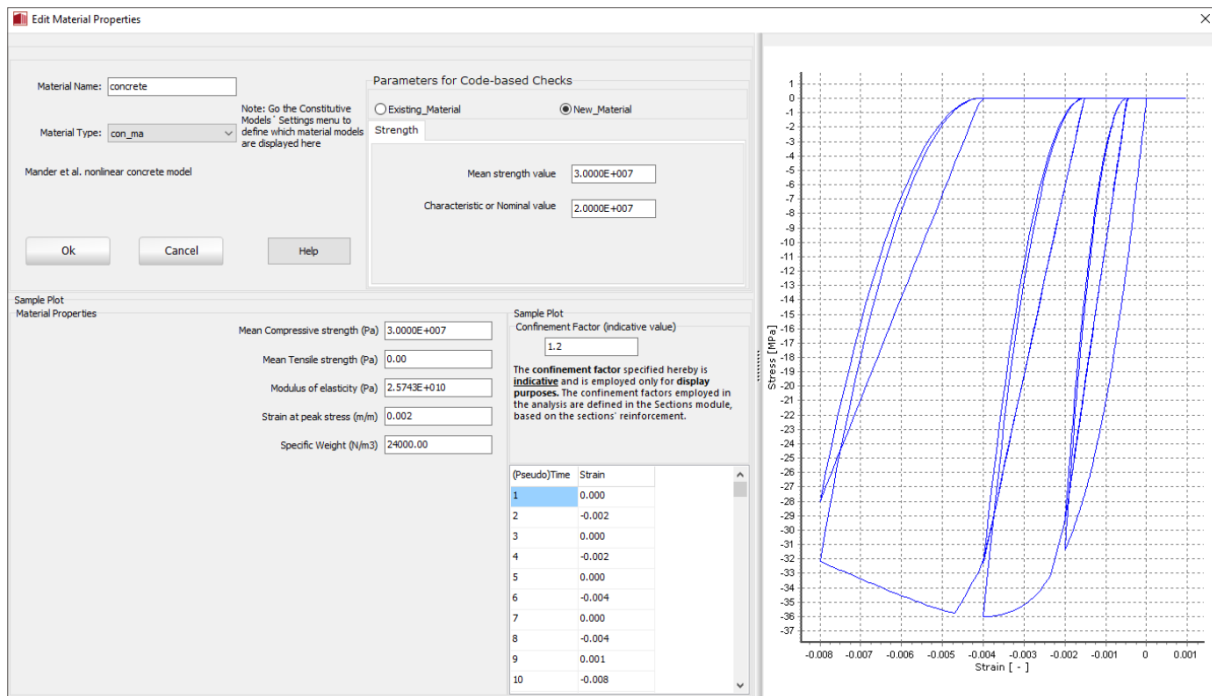


Figure A.3 Courbe contrainte-déformation d'un béton 30 MPa avec les valeurs par défaut du modèle de béton de Mander et al. [93] dans le logiciel SeismoStruct [11]

ANNEXE B MODES DE VIBRATIONS DU PONT À L'ÉTUDE

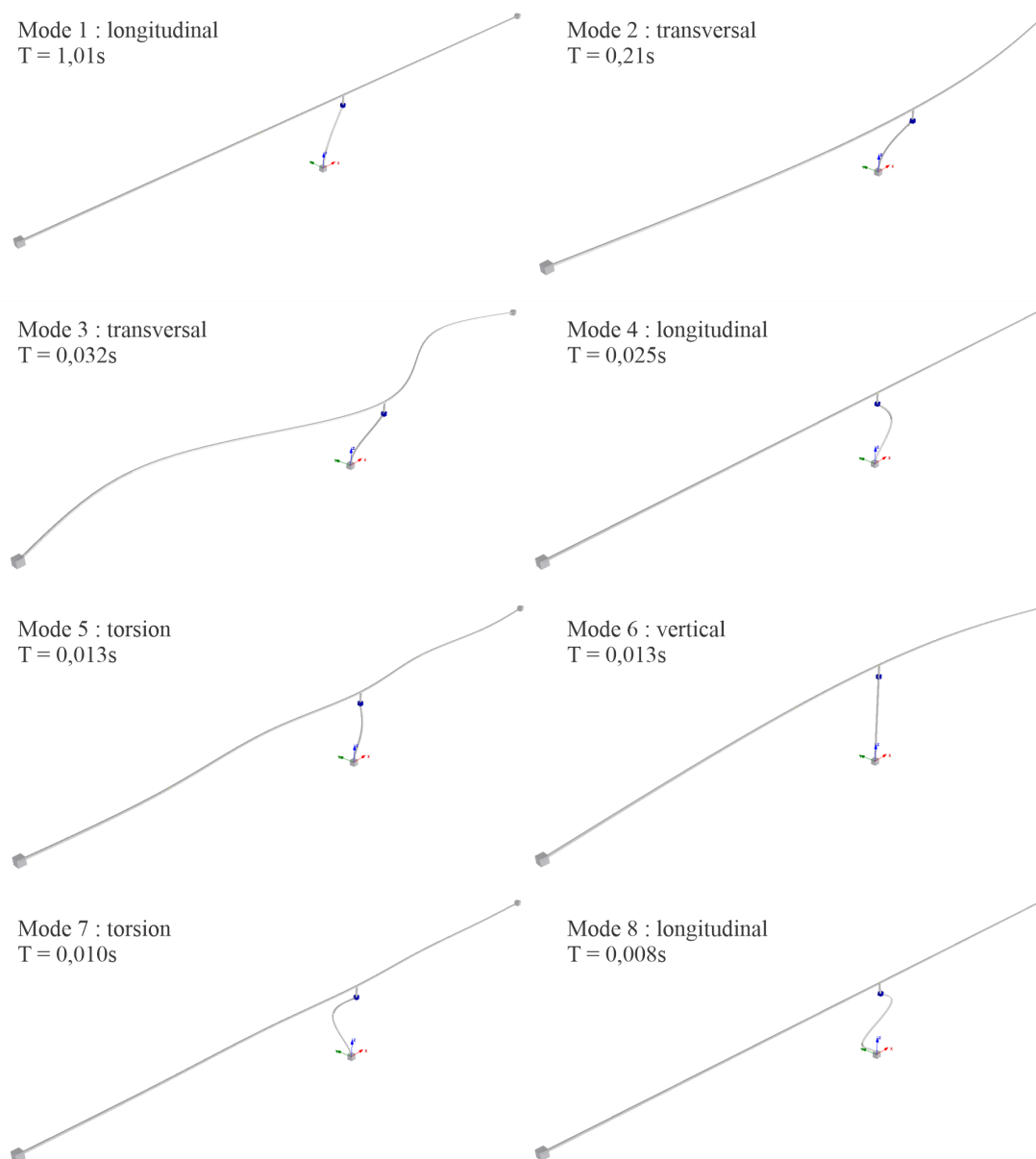


Figure B.1 Modes de vibration du pont droit étudié

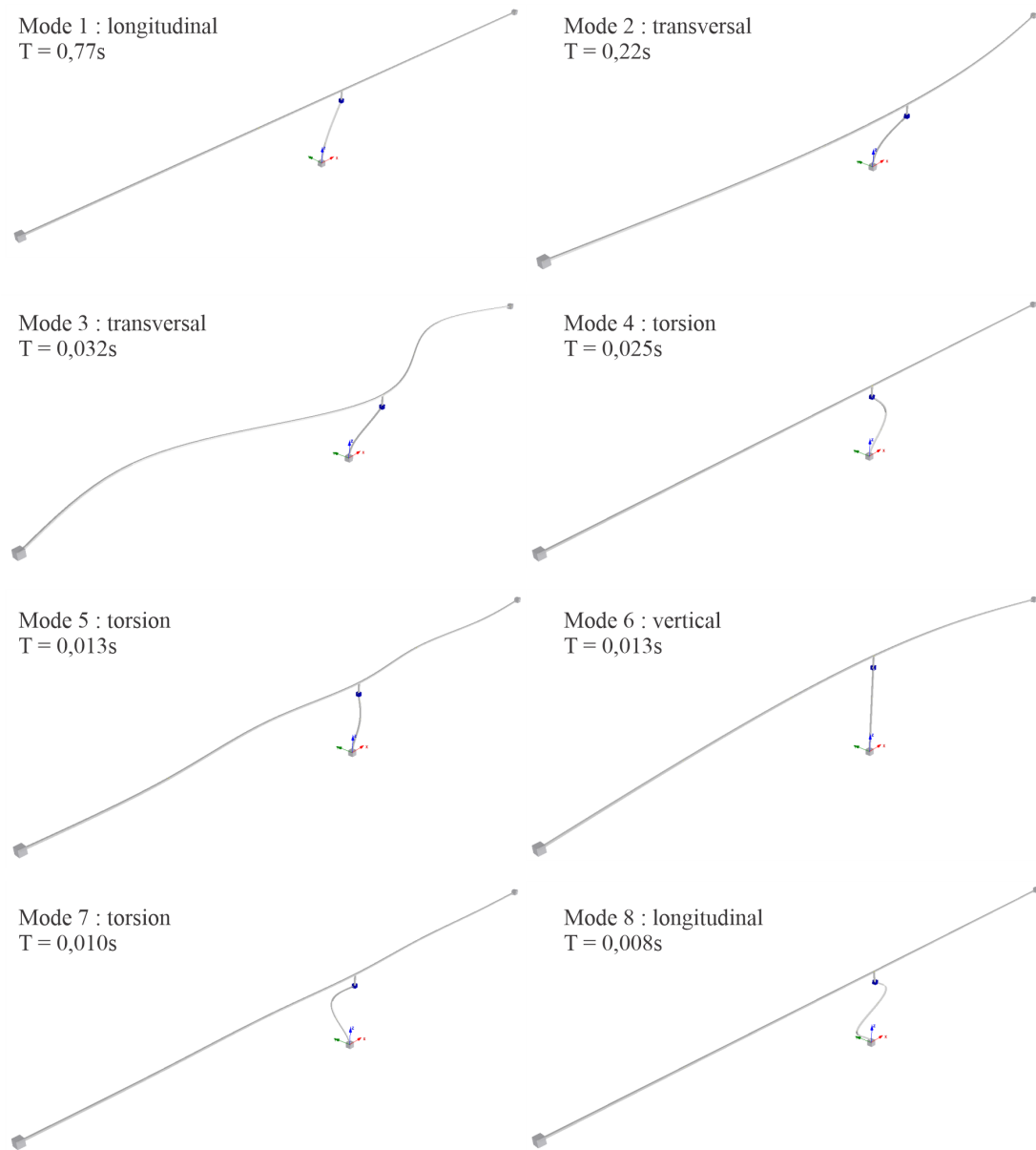


Figure B.2 Modes de vibration du pont biais étudié