

N° d'ordre :11/2016-D/GC

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène

Faculté de Génie civil



THESE

Présentée pour l'obtention du grade de DOCTEUR EN SCIENCES

En : GENIE-CIVIL

Spécialité : Structure

Par : KEHILA Fouad

Sujet

**Performance sismique des piles de ponts en béton armé :
Cas des piles de ponts Algériens**

Soutenue publiquement le : 27/11/ 2016 devant le jury composé de :

Mme. KHARCHI Fattoum	Professeur à l'USTHB	Présidente
M. BECHTOULA Hakim	Directeur de Recherche au CGS	Directeur de thèse
M. BENOUAR Djillali	Professeur à l'USTHB	Co-Directeur de thèse
M. ABED Mohamed	Professeur à l'université de Blida	Examineur
M. HADID Mohamed	Professeur à l'ENSTP	Examineur
M. TOUATI Mokhtar	Maitre de conférences/A à l'USTHB	Examineur
M. BELAZOUGUI Mohamed	Directeur du CGS	Invité

DEDICACES

A la mémoire de ma mère

A mon père, mon frère et mes sœurs

A ma femme

A tous mes amis

REMERCIEMENTS

En tout premier lieu, je tiens à remercier mon Directeur de thèse Maître de recherche A au CGS **Hakim BECHTOULA** pour m'avoir accepté comme doctorant. Je lui dois toute ma gratitude pour m'avoir encadré et dirigé avec succès mes travaux de thèse. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

Je remercie tout particulièrement, le Professeur **Djillali BENOUAR**, enseignant à l'USTHB, mon Co-directeur de thèse, qui a encadré ma thèse avec attention et fermeté et sa connaissance scientifique m'a beaucoup apporté tout au long de ce parcours. Je lui en suis profondément reconnaissant et je lui garde toute mon amitié.

Je remercie très chaleureusement le Dr **Abderrahmane KIBBOUA**, chef d'équipe ouvrage d'art au CGS pour sa précieuse collaboration tout au long de mon travail de thèse.

Je remercie vivement mes collègues **Hassan AKNOUCHE** et **Mustapha REMKI** qui ont toujours répondu à mes appels et m'ont sans relâche accordé leur confiance, je ne peux être que reconnaissant.

Mes sincères remerciements vont à tous mes collègues chercheurs du CGS, en particulier, **Hamid REZKALLAH**, **Youcef MEHANI** et **Mehdi BOUKRI** pour leur soutien et leurs encouragements. Je souhaite faire part de ma reconnaissance à tous mes amis en particulier **Sidali** et **Fouad** et à toutes les personnes qui ont contribué à la réussite de cette thèse.

Un dernier remerciement s'adresse encore à toutes les autres personnes que j'ai oublié d'énumérer ici. Que ces personnes soient ici remerciées.

Je remercie aussi M. **Mohamed BELAZOUGUI**, Directeur du CGS, pour l'honneur qu'il me fait en s'associant au jury en tant qu'invité d'honneur.

Enfin, je tiens à remercier tout spécialement mon épouse, pour sa patience, son énorme soutien et ses nombreux encouragements à travers toutes les épreuves surmontées lors des travaux de recherche. Je remercie aussi mon père, mon frère **Amine** et mes sœurs **Karima** et **Lamia** tous mes amis, pour leur appui permanent et pour leur amour et leur soutien constant. Je leur dédie cette thèse.

RESUME

Les récents tremblements de terre qui ont secoué ces dernières années certaines régions du monde ont causé d'énormes pertes en vies humaines et en biens matériels. Ils engendrent non seulement des dommages importants sur les structures mais également des impacts importants sur la vie socio-économique d'un pays. Donc, face aux séismes, les ponts peuvent être des structures très vulnérables d'un réseau de transport.

Afin de restreindre les dommages aux structures, le dimensionnement à la performance est souvent utilisé dans la pratique. Ce dernier permet de limiter les dommages selon le séisme de calcul. Ces dommages sont classés par niveaux de performance allant de dommages négligeables (structure reste en service) aux dommages sévères (structures non effondrées).

Afin de relier la réponse de la structure à ces niveaux, l'ingénieur de la pratique utilise des paramètres de mesures qui permettent de quantifier les dommages et situent la performance de la structure selon les différents états limites qui bornent les niveaux de performance. Plusieurs états limites sont proposés dans la littérature afin de définir le niveau d'endommagement des piles de pont en béton armé. Ceux-ci peuvent être des déformations ou encore des ductilités.

Ce thème de recherche aborde principalement deux problématiques et emploie deux phases :

- L'une relative à la reproduction des essais de laboratoire sur des piles de ponts en béton armé par des simulations numériques développées avec le logiciel SismoStruct ;
- L'autre relative au développement d'une méthodologie d'analyse de la vulnérabilité sismique des piles de ponts en béton armé en Algérie.

Dans un premier temps, des essais basés sur une revue de la littérature sont sélectionnés et étudiés. La géométrie des spécimens de piles de ponts sera reproduite et associée à des lois de comportement des matériaux béton et acier présentés dans le logiciel. Des analyses sous chargements cycliques permettront de reproduire les essais expérimentaux, pour la validation, les résultats obtenus numériquement sont comparés à ceux obtenus expérimentalement.

Par la suite, une méthodologie de développement de courbes de fragilité des piles de ponts en béton armé sur un pont existant typique sera proposée.

Ces courbes de fragilité sont utilisées pour analyser la vulnérabilité et la tenue aux séismes des ponts existants, particulièrement de ceux qui n'ont pas été conçus selon les prescriptions du règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art (RPOA- 2008).

ملخص

الزلازل التي حدثت في السنوات الأخيرة في عدة أماكن من العالم سببت خسائر بشرية و مادية ضخمة. هي لم تولد ضرراً هاماً للمنشآت فقط بل أحدثت تأثيراً هاماً في الحياة الاقتصادية و الاجتماعية للبلاد. هذه الأحداث تسمح للمهندسين بتعديل وتحسين المعايير. مثل المباني، الجسور قابلة للأضرار تتراوح من طفيف إلى الانهيار التام. للحد من الأضرار التي تلحق بالمنشآت، غالباً ما يستخدم التحجيم للأداء. هذا الأخير يسمح بالحد من الأضرار حسب صنف الزلزال. وتصنف هذه الأضرار حسب مستويات الأداء التي تتراوح من خدمة إلى أضرار جسيمة. لربط استجابة المنشأ إلى هذه المستويات المهندس يستخدم قياسات تسمح بتكميم الضرر. هذه المعايير تضع أداء المنشأ حسب مختلف حالات التحديد، هذه الأخيرة توجد في عدة دراسات لتحديد مستوى الضرر بالنسبة لركائز الجسور من الخرسانة المسلحة مثل التشوهات أو حتى الليونة. هذا البحث يتناول موضوعين:

الأول متعلق بتكرار الاختبارات على ركائز جسر من الخرسانة المسلحة بواسطة برنامج التحليل SismoStruct. الثاني متعلق بتطوير طريقة لتحليل قابلية الضعف الزلزالي لركائز الجسور الجزائرية المشيدة بالخرسانة المسلحة. القسم الأول من الأطروحة، سوف يتم اختيار عينات لركائز الجسور ثم دراستها وتحليلها بواسطة برنامج التحليل الجزء الثاني من الأطروحة يتطرق إلى تقديم منهجية لتطوير منحنيات الهشاشة لركائز الجسر المكونة من الخرسانة المسلحة لجسر نموذجي جزائري.

منحنيات الهشاشة مستخدمة لتحليل قابلية الضعف وسلوك الجسور الموجودة أثناء الزلزال وبالخصوص التي لم يتم تصميمها حسب المعايير الجزائرية لقوانين هندسة البناء المقاوم للزلازل للمنشآت الفنية (RPOA2008).

ABSTRACT

Recent earthquake that occurred in the last few years in some regions in the world have caused enormous loss of human lives and material. They not only generate significant damage on structures but also a significant impact on the socio-economic life of a country. Facing this phenomena, bridges can be very vulnerable to a transport network structures.

To restrict seismic damage of the structures, performance based design is often used in practice. This may minimize the seismic damage depending of the type of the earthquake.

These damages are classified by performance levels from minor damage (structure remains in service) to severe damage (not collapsed structures).

To link the response of the structure at these levels, engineering practice uses measurements of parameters to quantify the damage. These parameters within the performance of the structure according to different limit states that bound the performance levels. Various states limits are proposed in the literature to define the level of damage of reinforced concrete bridge piers. These may be deformations or even ductility.

This research topic focuses on two issues and employs two phases:

- One on the reproduction of laboratory tests on bridge piers reinforced concrete by numerical simulations developed with SismoStruct software;
- The other on the development of a methodology for analyzing the seismic vulnerability of bridge piers reinforced concrete in Algeria.

Initially, some experimental tests reported in the literature have been selected and studied. The geometry of bridge piers specimens will be reproduced and combined with behavior laws of concrete and steel found in the software. An analysis under cyclic loading will allow to reproduce the experimental tests. For validation, the numerical results obtained are compared to those obtained experimentally.

Subsequently, proposal methodology of the development of the reinforced concrete bridge piers fragility curves on a typical existing bridge has been implanted.

These fragility curves are used to analyze the vulnerability and the earthquake resistance (stability) of the existing bridges, particularly those which were not designed according to the Algerian seismic regulation code (RPOA- 2008).

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	II
REMERCIEMENTS.....	III
RESUME.....	IV
ABSTRACT	V
TABLE DES MATIERES	VI
LISTE DES FIGURES.....	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES SYMBOLES	XV
LISTE DES ABREVIATION.....	XVII
INTRODUCTION GENERALE	1
 Problématique.....	3
 Objectifs	4
 Présentation de la thèse.....	5
RECHERCHES BIBLIOGRAPHIQUES.....	6
 1.1 Dommages sismiques des ponts.....	6
 1.2 Cause des dommages.....	10
 1.3 Modes de rupture des piles de pont	10
1.3.1 Rupture par flexion des piles de pont.....	10
1.3.2 Rupture par cisaillement des piles de pont.....	14
 1.4 Principales dégradations observées lors du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003... 18	
 1.5 Principe de conception des piles de ponts	22
1.5.1 Généralités.....	22
1.5.2 Concept de ductilité.....	24
1.5.3 Rotule plastique.....	26

1.6 Loi de comportement	27
1.6.1 Comportement cyclique du Béton.....	27
1.6.2 Comportement cyclique de l'acier	28
1.7 Essais expérimentaux sur les piles de ponts.....	29
1.8 Conclusion.....	31
PERFORMANCE SISMIQUE DES PONTS	32
2.1 Introduction	32
2.2 Dimensionnement basé sur la performance.....	33
2.3 Objectifs de la performance	35
2.4 Niveau de la performance.....	39
2.4.1 Performance fonctionnelle	40
2.4.2 Performance économique	41
2.4.3 Performance locale.....	42
2.5 Relation entre niveaux de performance, performances fonctionnelles, économiques et locales.....	44
2.6 Processus d'endommagement d'un poteau de béton armé	45
2.7 Définitions des états limites	46
2.8 Détermination théorique des points limites	48
2.9 États limites.....	51
2.9.1 États limites qualitatifs	52
2.9.2 États limites quantitatifs	54
2.10 Conclusion.....	57
VALIDATION DU MODELE NUMERIQUE	58
3.1 Description des spécimens	58
3.2 Procédure d'essais	61
3.3 Equipement d'essais et instrumentation	64
3.4 Résultats des essais	64
3.4.1 L'influence du type de chargement.....	64
3.4.2 L'effet de la charge axiale.....	70
3.4.3 Dissipation d'énergie.....	75
3.4.4 Amortissement visqueux équivalent	79
3.4.5 Rigidité normalisée équivalente	82
3.4.6 Dégradation de la résistance.....	83

3.5 Conclusion.....	84
MODELISATION NUMERIQUE.....	85
4.1 Loi de comportement	86
4.1.1 Béton	86
4.1.2 Acier.....	89
4.2 Modélisation des éléments	92
4.2.1 Section fibrée.....	92
4.2.2 Type d'élément.....	93
4.3 Comparaison numérique expérimentale.....	96
4.4 Résistance au cisaillement	102
4.4.1 American concrete institute ACI.....	102
4.4.2 Eurocode EC2	103
4.4.3 Bloc de contrainte équivalente (ACI stress bloc).....	103
4.5 Evaluation du dommage	106
4.6 Courbes de fragilité.....	108
4.6 Conclusion.....	109
COURBES DE FRAGILITE.....	111
5.1 Définition d'une courbe de fragilité.....	112
5.2 Description de l'ouvrage.....	113
5.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	114
5.3.1 Béton	114
5.3.2 Acier.....	114
5.4 Modélisation du pont	114
5.4.1 Modèle des matériaux	115
5.4.2 Modèle des éléments	116
5.5 Spectre cible.....	119
5.6 L'analyse incrémentale dynamique IDA.....	120
5.7 Accélérogramme compatible avec le spectre cible	121
5.7.1 Accélérogrammes réels	121
5.7.2 Accélérogrammes artificiels.....	126
5.8 Critères d'endommagement.....	129
5.9 Détermination de la demande sismique	130
5.9.1 Présentation de la technique probabiliste	130
5.9.2 Choix du paramètre de la demande sismique.....	131

5.9.3 Courbes de fragilité en fonction de l'IM.....	131
5.10 Résultats des analyses	132
5.10.1 Courbes IDA	132
5.10.2 Régression linéaire	134
5.10.3 Courbes de fragilité	137
5.10.4 Courbes de capacité (Pushover vs IDA)	141
5.11 Conclusion.....	144
CONCLUSION GENERALE	145
REFERENCES	149

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Classement des dommages les plus représentatifs sur des ponts.....	7
Figure 1.2 : Rupture par manque de ductilité à la base de la pile durant le séisme de Kobé en 1995.....	11
Figure 1.3 : Rupture par manque d'armatures transversales lors du séisme de Northridge 1994	11
Figure 1.4 : Rupture par cisaillement d'une pile de pont- Shizunai Bridge	15
Figure 1.5 : Rupture du type flexion-cisaillement du viaduc de Hanshin, lors du séisme de kobé.....	15
Figure 1.6 : Déplacement horizontal du tablier d'un pont sur Oued El Harrach sens Ben Aknoun -Dar El Beida suite au séisme de Boumerdès en 2003	18
Figure 1.7 : Voilement de la poutre de rive d'un pont sur Oued El Harrach sens Ben Aknoun -Dar El Beida suite au séisme de Boumerdès en 2003	18
Figure 1.8 : Eclatement du poteau de liaison tablier-arc du pont Hydra.....	19
Figure 1.9 : Affaissement du sol au niveau de la pile	19
Figure 1.10 : Dégradation du tablier et de la culée du pont côté Heraoua	19
Figure 1.11 : Déplacement du tablier du viaduc d'El-Harrach	20
Figure 1.12 : Déplacement latéral du tablier de Pont sur Oued Sebaou.....	20
Figure 1.13 : Ecrasement de l'appareil d'appui/détérioration de l'appui de Pont sur Oued Sebaou.....	20
Figure 1.14 : Liquéfaction du sol au niveau d'Oued Isser	21
Figure 1.15 : Rupture du sol dû à la liquéfaction des berges à Oued Isser	21
Figure 1.16 : Affaissement de terrain au niveau de l'ouvrage à Oued Isser	21
Figure 1.17 : Déformations inélastiques d'une pile	23
Figure 1.18 : Boucles d'hystérésis	24
Figure 1.19 : Dissipation d'énergie par hystérésis	25
Figure 1.20 : Courbe contrainte-déformation du béton.....	27
Figure 1.21 : Courbe cyclique de l'acier	29
Figure 1.22 : Essais pour déterminer le comportement sismique des piles de pont en béton armé	31
Figure 2.1 : Cadre global du dimensionnement basé sur la performance (DBP).....	34
Figure 2.2 : Schématisation du processus de DBP sismique.....	34
Figure 2.3 : Matrice de performance générale proposée par VISION 2000	36
Figure 2.4 : Matrice de performance selon Priestley	36
Figure 2.5 : Matrice de performance selon ACI 341.....	37
Figure 2.6 : Matrice de performance selon la S6-06	38
Figure 2.7 : Matrice de performance d'après la norme AASHTO 2010.....	39
Figure 2.8 : Critères de performance typiques endommagement associé	43
Figure 2.9 : Relation entre le niveau de service post-sismique et la performance locale d'un pont.....	45
Figure 2.10 : Dommages en fonction du moment courbure	46
Figure 2.11 : Courbes contraintes-déformations du béton confiné et non confiné	50
Figure 3.1 : Détails de ferrailage des spécimens tp001~tp006	59
Figure 3.2 : Détails de ferrailage des spécimens tp031~tp034	60
Figure 3.3 : Chargement cyclique appliqué	61
Figure 3.4 : Chargement cyclique pour les spécimens tp001 à tp006.....	62
Figure 3.5 : Chargement cyclique pour les spécimens tp031 à tp034.....	63
Figure 3.6 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp001	65
Figure 3.7 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp002	65

Figure 3.8 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp003	66
Figure 3.9 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp004	66
Figure 3.10 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp005	67
Figure 3.11 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp006	67
Figure 3.12 : Comparaison forces latérales /déplacements pour les spécimens tp003 et tp004	68
Figure 3.13 : Comparaison forces latérales /déplacements pour les spécimens tp005 et tp006	68
Figure 3.14 : Comparaison entre les forces latérales et les déplacements	69
Figure 3.15 : Comparaison entre les forces latérales et les déplacements	70
Figure 3.16 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp031	71
Figure 3.17 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp032	71
Figure 3.18 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp033	72
Figure 3.19 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp034	72
Figure 3.20 : Relation entre la force normalisée et le drift pour le spécimen tp031	73
Figure 3.21 : Relation entre la force normalisée et le drift pour le spécimen tp032	73
Figure 3.22 : Relation entre la force normalisée et le drift pour le spécimen tp033	74
Figure 3.23 : Relation entre la force normalisée et le drift pour le spécimen tp034	74
Figure 3.24 : Relation entre la force normalisée et le drift L2NVC.....	75
Figure 3.25 : Courbe enveloppe pour déterminer l'énergie dissipée par cycles	76
Figure 4.1 : Courbe contrainte-déformation pour le béton confiné.....	88
Figure 4.2 : Modèle non linéaire du béton adopté dans SeismoStruct.....	89
Figure 4.3 : Comportement cyclique de l'acier.....	90
Figure 4.4 : Illustration de l'effet de Bauschinger et des écrouissages.....	90
Figure 4.5 : Modèle de l'acier adoptée dans SeismoStruct.....	92
Figure 4.6 : Discrétisation du modèle (section rectangulaire)	93
Figure 4.7 : Élément barre multifibres	94
Figure 4.8 : Modèle numérique	95
Figure 4.9 : Définition de la longueur de pénétration de contraintes	95
Figure 4.10 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp001	96
Figure 4.11 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp002	97
Figure 4.12 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp003	97
Figure 4.13 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp004	98
Figure 4.14 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp005	98
Figure 4.15 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp006	99
Figure 4.16 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp031	99
Figure 4.17 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp032	100
Figure 4.18 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp033	100
Figure 4.19 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp034	101
Figure 4.20 : Déformation et bloc de contrainte dans le code ACI (stress bloc)	104

Figure 4.21 : Résistance au cisaillement pour le spécimen tp031.....	104
Figure 4.22 : Résistance au cisaillement pour le spécimen tp032.....	105
Figure 4.23 : Résistance au cisaillement pour le spécimen tp033.....	105
Figure 4.24 : Résistance au cisaillement pour le spécimen tp034.....	106
Figure 4.25 : Dommages progressif de tous les spécimens.....	108
Figure 4.26 : Courbes de fragilité pour tous les spécimens des piles de ponts	109
Figure 5.1 : Vue en élévation du pont	113
Figure 5.2 : Coupe transversale sur la pile de pont	113
Figure 5.3 : Loi de comportement du béton	115
Figure 5.4 : Loi de comportement de l'acier	116
Figure 5.5 : Discrétisation de la section de la pile	117
Figure 5.6 : Eléments de fibres élastiques et inélastiques aux différentes composantes du pont.....	117
Figure 5.7 : Modèle 3D du pont	118
Figure 5.8 : Modèle de calcul.....	118
Figure 5.9 : Spectre RPOA pour le site considéré.....	119
Figure 5.10 : Dix-huit (18) accélérogrammes réels sélectionnés pour l'analyse IDA	124
Figure 5.11 : Spectres d'accélération de 18 accélérogrammes réels.....	125
Figure 5.12 : Spectres de déplacement des 18 accélérogrammes réels.....	125
Figure 5.13 : Huit (08) accélérogrammes artificiels sélectionnés pour l'analyse IDA	127
Figure 5.14 : Spectres d'accélération des 08 accélérogrammes artificiels.....	128
Figure 5.15 : Spectres de déplacement des 08 accélérogrammes artificiels	128
Figure 5.16 : Courbe IDA pour la pile de 7m (accélérogrammes artificiels).....	132
Figure 5.17 : Courbe IDA pour la pile de 7m (accélérogrammes réels)	133
Figure 5.18 : Courbe IDA pour la pile de 8m (accélérogrammes artificiels).....	133
Figure 5.19 : Courbe IDA pour la pile de 8m (accélérogrammes réels)	134
Figure 5.20 : Courbe de régression linéaire (pile 7 m- accélogrammes artificiels)	135
Figure 5.21 : Courbe de régression linéaire (pile 7 m- accélogrammes réels).....	135
Figure 5.22 : Courbe de régression linéaire (pile 8 m-accélogrammes artificiels)	136
Figure 5.23 : Courbe de régression linéaire (pile 8m- accélogrammes réels).....	136
Figure 5.24 : Courbes de fragilité de la pile de 7m de hauteur (18 accélogrammes réels)	138
Figure 5.25 : Courbes de fragilité de la pile de 7m de hauteur (08 accélogrammes artificiels).....	138
Figure 5.26 : Courbes de fragilité de la pile de 8m de hauteur (18 accélogrammes réels)	139
Figure 5.27 : Courbes de fragilité de la pile de 8m de hauteur (08 accélogrammes artificiels).....	139
Figure 5.28 : Courbes de fragilité de la pile de 7m de hauteur	140
Figure 5.29 : Courbes de fragilité de la pile de 8m de hauteur	140
Figure 5.30 : Courbe de capacité de la pile de pont de hauteur 7m	142
Figure 5.31 : Courbe de capacité bilinéaire de la pile de pont de hauteur 7m	142
Figure 5.32 : Courbe de capacité de la pile de pont de de hauteur 8m.....	143
Figure 5.33 : Courbe de capacité bilinéaire de la pile de pont de hauteur 8m	144

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Classification des classes du dommage par flexion	14
Tableau 1.2 : Classification des classes du dommage par cisaillement	17
Tableau 2.1 : Etats limites selon Priestley.....	37
Tableau 2.2 : Etats limites selon ACI-341	37
Tableau 2.3 : Etats limites selon la norme S6-06	38
Tableau 2.4 : Performance fonctionnelle des ouvrages d'art adapté de.....	40
Tableau 2.5 : Performance sismique des ouvrages d'art.....	42
Tableau 2.6 : Relation entre niveaux de performance, performances fonctionnelles, économiques et locales.....	44
Tableau 2.7 : Corrélation entre les états d'endommagements et les classes opérationnelles	51
Tableau 2.8 : Etats limites d'endommagement qualitatif pour les piles de pont	52
Tableau 2.9 : Définitions des états d'endommagements observationnels.....	53
Tableau 2.10 : Définitions des états d'endommagements.....	54
Tableau 2.11 : Etats limites	54
Tableau 2.12 : Etats limites	55
Tableau 2.13 : Etats limites, utilisés par l'Institut de Géorgie de Technologie	55
Tableau 2.14 : Relation de l'endommagement du béton et de l'acier à la courbe force déplacement	56
Tableau 2.15 : États limites d'une pile de pont	56
Tableau 3.1 : Caractéristiques des spécimens tp001~tp006.....	59
Tableau 3.2 : Caractéristiques des spécimens tp031~tp034.....	60
Tableau 4.1 : Comparaison entre les pics des chargements expérimentaux et numériques	101
Tableau 4.2 : Comparaison entre l'expérimentale, ACI, ACI Bloc de contrainte et l'Eurocode	106
Tableau 4.3 : Classifications des dommages selon Park-Ang.....	107
Tableau 5.1 : Liste des accélérogrammes réels sélectionnés	124
Tableau 5.2 : Niveaux de performance et dommage des piles de ponts	129
Tableau 5.3 : Niveaux de performance et dommage des piles de ponts	130
Tableau 5.4 : Paramètres de la régression linéaire de la demande sismique conditionnée par le PGA	134
Tableau 5.5 : Paramètres des courbes de fragilité en fonction du PGA pour la pile de 7m.....	137
Tableau 5.6 : Paramètres des courbes de fragilité en fonction du PGA pour la pile de 8m.....	137
Tableau 5.7 : Paramètres de la courbe de capacité.....	143

LISTE DES SYMBOLES

$\int dE$	Énergie dissipée par hystérésis
a_1, a_2	Coefficients d'étalonnage de forme de la courbe de transition
A_g	Aire de la section
A_{sp}	Aire de la section d'acier transversal
A_v	Aire de la section d'acier transversal sans espacements
b	Largeur de la section
D	Diamètre des frettes ou spirales
d	Hauteur effective de la section
d_b, d_{bl}	Diamètre des armatures longitudinales
DD_i	Valeur médiane de la capacité du degré de dommages considéré
E_c	Module d'élasticité du béton
E_{ei}	Énergie élastique
E_i	Énergie dissipée au cours d'un cycle
E_{sec}	Module d'élasticité sécant du béton
f'_{cc}, f_{cc}	Résistance en compression du béton confiné
f'_l	Effort de confinement latéral effectif
f_l	Pression de confinement latéral effectif
f_{co}	Résistance en compression du béton non confiné
f_D	Force d'amortissement
f_t	Résistance en traction du béton
f_y, F_y	Limite élastique des armatures longitudinales
f_{ye}	Limite élastique des armatures longitudinales
f_{yh}	Limite élastique des armatures transversales
H_{eq}	Taux d'amortissement visqueux équivalent
k	Rigidité à un drift donné
k_0	Rigidité élastique initiale
k_c	Facteur de confinement
K_c	Coefficient d'efficacité du confinement
l	Longueur de la pile
L_p	Longueur de rotule plastique
L_{sp}	Longueur de pénétration
P	Charge axiale
R	Coefficient de modification de réponse
R_o	Paramètre de contrôle de la forme initiale
s	Espacement
U_{cc}	Énergie définie par les courbes contraintes-déformations du béton confiné
U_{co}	Énergie définie par les courbes contraintes-déformations du béton non confiné
U_{sc}	Énergie de déformation des barres longitudinales
U_{sh}	Énergie de déformation emmagasinée dans les barres d'armatures transversales
V_c	Résistance en cisaillement pour le béton
V_n	Résistance en cisaillement
V_s	Résistance en cisaillement pour l'acier
$S_a(T_1)$	Accélération spectrale de calcul pour la période du mode fondamental de vibration
β	Paramètre de dégradation
$\beta_{EDP/IM}$	Ecart type
γ	Poids volumique
δ_{max}	Déplacement maximal

Δ_u	Déplacement ultime
δ_u	Déplacement ultime
Δ_y	Déplacement limite
ε_{cc}	Déformation à la contrainte maximum pour le béton confiné
ε_{co}	Déformation à la contrainte maximum pour le béton non confiné
ε_{cu}	Déformation ultime pour le béton confiné
ε_{sp}	Déformation ultime pour le béton non confiné
ε_{su}	Déformation correspondante à l'écrouissage de l'acier
ε_t	Déformation en traction
μ	Ductilité
μ_Δ	Ductilité en déplacement
ρ_h	Ratio volumétrique des armatures transversales
ρ_l	Ratio du ferrailage longitudinal
ρ_{sh}	Taux volumique d'armature de confinement
σ_{cp}	Contrainte moyenne de compression dans la section
τ_{rd}	Valeur de calcul de la résistance conventionnelle au cisaillement
Φ	Fonction de répartition de la loi log normale
φ_u	Courbure ultime
φ_y	Courbure limite

LISTE DES ABREVIATION

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American concrete institute
ATC	Applied technology council
Caltrans	California Department of Transportation
CAN/CSA	Canadian Standard Association
DBP	Dimensionnement base sur la performance
EDP	Paramètres typiques de demande d'ingénierie
EFiCoS	Éléments finis par couches superposées
FEMA	Federal Emergency Management Agency
HAZUS	Earthquake loss estimation methodology
HEPC's	Hanshin Expressway Public Corporation's
IDA	Analyse dynamique incrémentale
IM	Mesure d'intensité
LVDT	Linear Variable Displacement Transducers
PGA	Pic ground acceleration
PGV	Pic ground velocity
PSDM	Probabilistic Seismic Demand Model
RPOA	Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art
SEAOC	Structural Engineers Association of California

INTRODUCTION GENERALE

Les ponts sont des maillons indispensables au réseau de transport. Le bon fonctionnement et l'efficacité de ce réseau sont essentiels pour la prospérité économique d'une région.

De par leur particularité, les ponts sont des structures dont les piles présentent généralement peu de redondance et constituent souvent le système de contreventement principal. Les ponts sont donc particulièrement vulnérables aux actions sismiques.

La conception d'un pont dépend de sa fonction, de la nature du terrain devant accueillir la nouvelle structure, du type de matériau à utiliser ainsi que des fonds disponibles. Elle doit tenir compte également de la zone d'activité sismique où il se trouve : élevée, moyenne ou faible. Par ailleurs, en raison de l'importance d'un pont, il est impératif de garantir la sécurité de l'ouvrage et de ses utilisateurs tout au long de sa durée de vie.

Les raisons justifiant ce choix de conception privilégiant la pile de pont comme élément structural permettant la dissipation d'énergie sont multiples :

- Les piles de ponts sont généralement moins sujettes aux phénomènes de non-linéarité géométriques (effet $P-\Delta$) étant donné la faible hauteur relative des piles de ponts courants ;
- Le critère économique, car la réparation des piles est généralement moins coûteuse que le tablier ;
- Les critères d'accessibilité des zones endommagées et de maintien de la fonctionnalité de l'ouvrage à la suite d'un événement sismique.

Les récents tremblements de terre ont démontré la vulnérabilité des piles de ponts face à des séismes importants.

En effet, la ruine d'un pont, par exemple, peut causer des pertes en vies humaines et en biens matériels qui nécessiterait sa reconstruction plus ou moins rapide afin de rétablir la voie de circulation. Bien que les dommages causés aux ponts et viaducs soient moins sévères, moins dramatiques et moins évidents, leurs conséquences restent néanmoins importantes. En effet, la fermeture d'un pont, même si elle est provisoire, peut avoir des répercussions graves, car souvent les ponts assurent des liaisons vitales dans le système de transport. A court terme, l'acheminement des secours peut être sérieusement compromis alors qu'à long terme, l'impact économique, qui croît avec la durée de la fermeture, peut prendre des proportions sérieuses.

Les retours d'expériences post-sismiques ainsi que les études théoriques et expérimentales effectuées par les chercheurs et les ingénieurs praticiens ont permis de faire évoluer les règles de l'art relatives au comportement sismique des ouvrages de génie civil.

La conception parasismique a pour philosophie de concevoir des structures avec un niveau de probabilité d'effondrement faible pour éviter la perte de vies humaines et des coûts de réparation onéreux.

Dans des études sur le comportement sismique d'ouvrages tels que les ponts, où la demande en déplacement est substantielle, ont fait souvent référence à la notion de ductilité. On la définit comme la capacité d'une structure à se déformer dans le domaine inélastique des matériaux sans atteindre la rupture. Pour une pile de pont en béton armé, la ductilité est alors fonction des caractéristiques de la section et du ferrailage d'armatures longitudinales et transversales dans les zones de rotules plastiques. L'utilisation de ce concept de ductilité permet d'atteindre ces objectifs.

Les séismes de San Fernando en 1971, de Loma Prieta (1989), de Northridge (1994) en Californie et Kobe (1995) au Japon, ont illustré le comportement médiocre de certaines piles de pont en béton armé dimensionnées avant 1971. Les modes de rupture se sont traduits par des fissures en flexion ou / et en cisaillement dans les zones de rotule plastique ou par des fissures en cisaillement sur toute la hauteur de l'élément.

L'inspection des dommages a montré que le ferrailage des piles était inadapté pour un bon comportement sismique. Ces piles avaient des déficiences vis à vis de la résistance, de la ductilité en flexion et de la résistance au cisaillement.

Ces événements sismiques ont fourni des données préliminaires pour étudier la performance sismique des ponts. Il est largement admis que la prochaine étape logique dans le développement de la conception parasismique des ponts est d'adopter la conception sismique basée sur la performance.

Lors d'un tremblement de terre, les structures de béton armé se fissurent à un degré mineur ou majeur, selon l'intensité du séisme. Les méthodes numériques employées pour représenter ce phénomène de dégradation sont basées généralement sur l'analyse dynamique non linéaire temporelle et l'analyse statique non-linéaire (de type pushover) lesquelles sont réalisées à partir de logiciels basés sur la méthode des éléments finis. Mais, il y a encore des incertitudes par rapport aux techniques de modélisation du comportement des matériaux, à la non-linéarité liée à la géométrie, aux types d'éléments et aux techniques de discrétisation.

Bien que cette approche soit encore employée en conception parasismique, aujourd'hui, les analyses sismiques sont de plus en plus dirigées vers un dimensionnement basé sur la

performance (DBP). En effet, il y a un consensus que le DBP deviendra la méthode à employer dans un futur proche pour le dimensionnement parasismique des structures. Ce concept consiste à dimensionner la structure à partir du niveau de performance souhaité et du niveau d'intensité sismique associé. Puisque cette performance est définie en termes d'endommagement permis, le but ultime est d'arriver à ce que le niveau de performance réel d'une structure lors d'un évènement sismique corresponde à celui désiré.

Problématique

En Algérie, en ce qui concerne les ouvrages d'art tels que les ponts, la grande majorité de ces structures ont été conçue et réalisée avant l'avènement des nouvelles règles de conception parasismique des ouvrages d'art RPOA [82].

Dans les codes et les règlements parasismiques, l'étude de la réponse des ponts sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination. En d'autres termes, de nombreux ponts actuellement en service ne répondent plus aux critères de performances sismiques souhaitées. De plus, la conception parasismique des nouveaux ponts est devenue plus complexe et coûteuse. Donc, il est évident qu'il y a un besoin de choisir de nouvelles solutions de construction et de réhabilitation parasismique qui soient rentables.

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vies. Dans les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature et la destination de l'ouvrage. La plupart des règlements modernes en génie sismique ont fait apparaître le besoin de définir l'état d'une structure lors de sa réponse à une excitation sismique par un niveau de performance dont la signification est proche des états limites ultimes et de services. Ces nouvelles techniques consistent à choisir les objectifs de performance et développer une conception préliminaire appropriée.

La nécessité de mieux décrire la performance attendue d'un nouvel ouvrage soumis à un séisme et de mieux évaluer la vulnérabilité sismique d'un ouvrage existant a conduit, entre autres, au développement des méthodes de calcul non linéaire des ouvrages. Dans ces méthodes, il apparaît plus simple de décrire l'état d'un ouvrage sous forme de déplacement ou rotation. Les calculs non linéaires peuvent se révéler particulièrement utiles lors de la réévaluation sismique d'un ouvrage. Ainsi leur utilisation est envisagée dans les guides de réévaluation sismique d'un ouvrage.

Objectifs

Dans le contexte qui a été décrit précédemment, ce mémoire vise à améliorer l'évaluation de la fragilité sismique des piles de ponts actuels du réseau routier et à optimiser le dimensionnement sismique des futures structures selon l'approche basée sur la performance sismique.

L'étude s'appuiera essentiellement sur un travail expérimental effectué par Sakai et Kawashima [83] au Japon d'une pile de pont à échelle réduite de section carrée représentative du niveau de chargement réel et ça pour évaluer la capacité du modèle.

La première partie de cette thèse comprend d'une part les résultats d'un volet expérimental qui s'étend sur une série de dix (10) spécimens de même section carrée à échelle réduite choisie parmi plus de 200 spécimens testés par Sakai et Kawashima [83] au Japon. Six (06) de ces spécimens, ont été soumis à différents chargements cycliques afin d'étudier leur effet sur ces sections. Les quatre (04) autres spécimens ont été soumis simultanément à une charge latérale et à différentes charges axiales (compression, traction, variable). Les effets produits par la variation de la charge axiale sur les piles sont étudiés, ainsi que l'effet sur la résistance, l'énergie dissipée et l'amortissement cyclique. D'autre part, un volet, numérique, expose une modélisation tridimensionnelle de piles de pont de ces spécimens testés en utilisant le logiciel SismoStruct [88]. Par la suite, il a été procédé à la validation des modèles par comparaison des résultats obtenus à partir des simulations numériques avec ceux obtenus expérimentalement. Ce travail a pour objectif principal l'intégration des résultats dans les approches basées sur la performance sismique.

Une méthode fiable pour l'évaluation de la performance qui a gagné en popularité ces dernières années est l'utilisation des courbes de fragilité. Elles peuvent aussi être utilisées pour optimiser les méthodes de réhabilitation et dans la génération des plans d'action post sismique. Les courbes de fragilité sont un outil statistique qui décrit la probabilité qu'un élément structural ou que la structure au complet atteigne ou dépasse un niveau de dommage spécifique en fonction de l'intensité de la secousse sismique.

La deuxième partie de cette thèse consiste à développer les courbes de fragilité et exprimer la probabilité d'occurrence des états d'endommagement pour des états limites donnés d'un pont typique représentatif du réseaux routiers Algérien. Une série d'analyses dynamiques incrémentales comprenant dix-huit (18) accélérographes réels et huit (08) accélérographes artificiels correspondant au site où se trouve le pont choisi.

Présentation de la thèse

Après avoir défini la problématique et les objectifs de cette étude, le premier chapitre expose les différents cas de dommages observés sur les ponts, et inventorie les principaux cas de pathologie communément rencontrés suite aux séismes ainsi que le comportement sismique des piles de ponts. Une classification des dommages observés lors des séismes permettra d'appréhender la vulnérabilité des piles de pont en béton armé. Chaque mode de rupture sera décrit en fonction des dégâts, des causes, des déficiences et de leur simulation sur des études expérimentales

Le chapitre 2 présente un état de l'art sur le dimensionnement basé sur la performance sismique, la définition des niveaux et les critères de performance.

Le chapitre 3 traite les résultats expérimentaux effectués par Sakai et Kawashima [83] sur des piles de ponts au Japon et qui est réservée à la description des spécimens choisis avec les caractéristiques des matériaux utilisés. On y trouvera également les différents chargements utilisés lors des essais. L'exploitation des résultats tels que la dissipation d'énergie, l'amortissement visqueux équivalent, la dégradation de la résistance et les commentaires relatifs à cette étude seront présentés.

Le chapitre 4 traite l'aspect numérique, en faisant une comparaison des résultats expérimentaux avec ceux obtenus par analyse numérique. Cette comparaison est axée essentiellement sur les courbes d'hystérésis représentant le diagramme force-déplacement. Les analyses numériques sont réalisées à l'aide du logiciel de calcul SismoStruct [88].

Le chapitre 5 expose les différentes étapes pour le développement des courbes de fragilité des piles de ponts en béton armé. Pour cela une analyse dynamique incrémentale non linéaire IDA est effectuée sur un pont représentatif du parc national d'ouvrages d'art Algérien en utilisant des enregistrements accélérométriques réels et synthétiques. Les signaux artificiels sont calés sur le spectre de calcul réglementaire RPOA 2008 [78] correspondant à l'aléa sismique du site.

Le dernier chapitre, quant à lui porte sur la conclusion générale et propose quelques recommandations qui peuvent constituer une suite à ce travail ou des perspectives pour des travaux futurs.

CHAPITRE 1

RECHERCHES BIBLIOGRAPHIQUES

Les séismes tels que Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 et Kobe en 1995 ont causé de sévères dégâts voire l'effondrement de plusieurs structures. Ces tremblements de terre ont affecté de vastes régions urbaines pourvues en abondances d'autoroutes surélevées, de ponts à étages et de ponts supportés par des piles en béton armé. L'observation de piles des ponts effondrés ou lourdement endommagés a permis d'identifier certaines lacunes de calcul et de conception et ont conduit à l'amélioration des normes parasismiques.

1.1 Dommages sismiques des ponts

Les dommages observés sur des ponts lors d'événements sismiques dépendent de façon générale du système structural, de la sismicité du site et des conditions spécifiques du sol [8], [101]. En général, ces dommages sont reliés au degré de vulnérabilité du pont et à l'ampleur des secousses. La figure 1.1 illustre un classement des dommages les plus représentatifs sur des ponts à la suite du séisme de Northridge en 1994. Ce classement a été établi sur la base des données citées en référence [8].

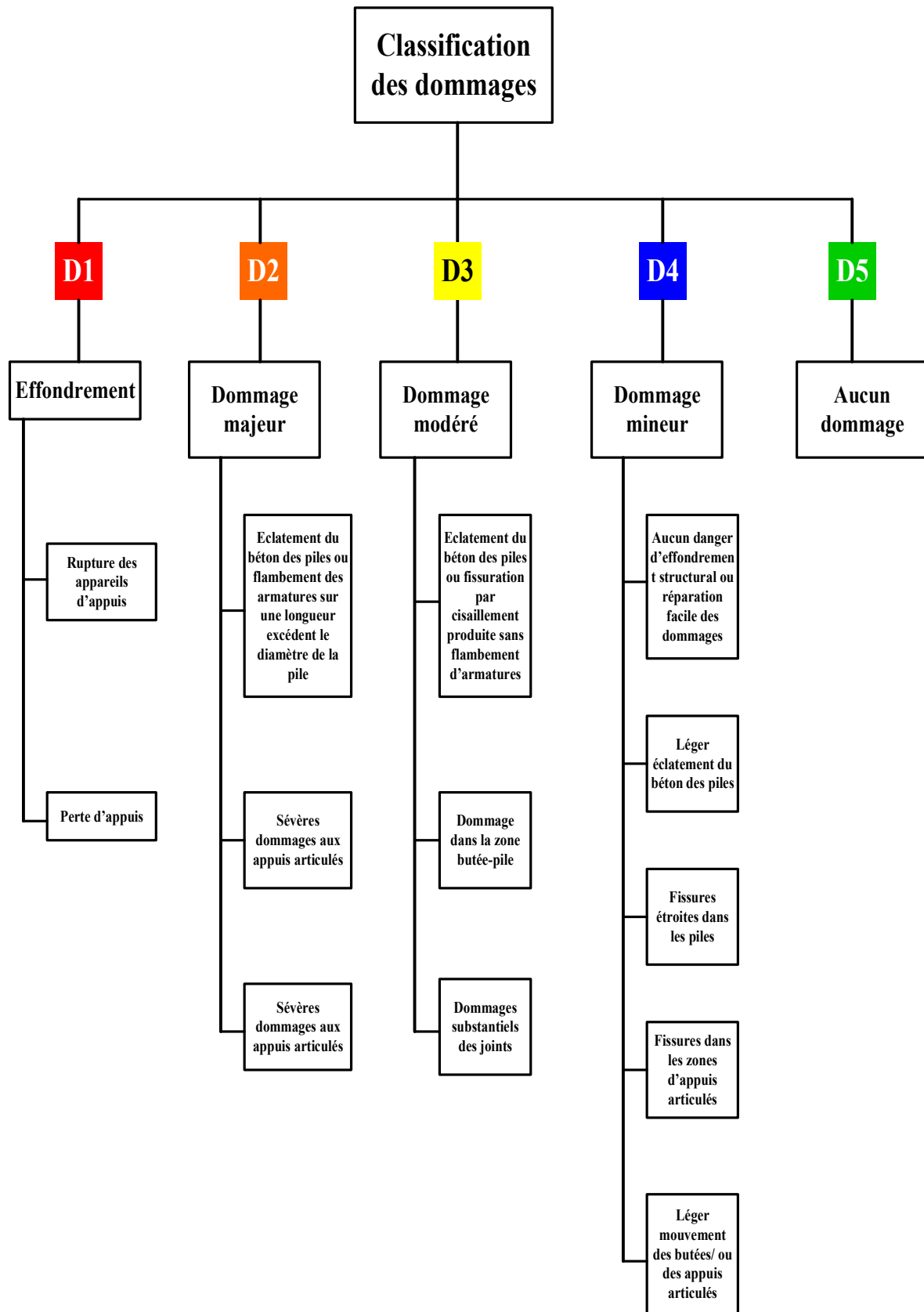


Figure 1.1 : Classement des dommages les plus représentatifs sur des ponts [8]

La vulnérabilité principale des piles de pont étudiées est le manque de ductilité dans les zones de la rotule plastique. La mauvaise conception et le manque de détail des armatures dans ces zones sont les causes premières des dommages.

Suite aux derniers séismes, il apparaît que trois problèmes de calcul sont à la base de tous les dommages observés. Ces trois déficiences de calcul se manifestent sous différentes formes (angle, position et cause de la fissuration) et modes de rupture. Elles sont la conséquence directe de la philosophie du calcul élastique qui prévalait avant 1970. Ces trois méconnaissances sont selon Priestley et al. [77] :

- La mauvaise évaluation des flèches induites, lors de séismes, qui sont sous-estimées du fait de l'utilisation dans le calcul de la section brute de l'élément. Il est préférable en fait de travailler avec la section fissurée car elle donne des valeurs plus réalistes du comportement du béton lors de sollicitations sismiques. La fissuration des sections entraîne une diminution de la rigidité et donne une augmentation des déplacements ;
- Le ratio des charges de gravité sur les forces sismiques sont incorrectes. Cette erreur d'estimation entraîne une évaluation erronée de la forme du diagramme des moments. Les points d'inflexion sont alors mal localisés et la redistribution des efforts mal interprétée entraînant ainsi une mauvaise définition des zones de rotules plastiques potentielles et une conception inadéquate du ferrailage ;
- Les notions des actions structurales inélastiques et de ductilité sont primordiales dans la conception et le calcul du comportement sismique des structures. La méconnaissance de ces notions dans le calcul élastique entraîne une mauvaise assimilation des zones sensibles. Les zones critiques de rotules plastiques ne sont pas dimensionnées pour supporter les grands déplacements inélastiques du fait que la résistance des éléments au cisaillement est moins grande que celle à la flexion. Il en résulte une rupture fragile de ces éléments par cisaillement qui entraîne l'effondrement de la structure.

Cette remise en cause des codes de conception et de construction vis à vis des séismes a abouti à quatre développements importants :

- De nouvelles recommandations pour la construction des ouvrages à venir avec une approche dans le domaine inélastique ;
- Une nouvelle approche de dimensionnement basée sur le déplacement ;
- Une évaluation des ponts existants et du niveau de rénovation requis ;
- Des études sur les différents types de renforcement et degrés de fiabilité.

De plus, les systèmes structuraux étaient souvent mal conçus et les détails d'armatures assez inadaptes [62]. Les outils de conception ont considérablement évolué dans les dernières décennies grâce à l'introduction des éléments finis et des développements dans le domaine informatique. Mais plusieurs points limitent la précision des modélisations : les caractéristiques d'un séisme ne peuvent être définies à l'avance, il existe des incertitudes au niveau des matériaux et les conditions aux limites sont mal définies. De plus, il y a encore de nombreux problèmes où nos connaissances sont limitées : interaction sol-structure, mouvement des joints, courbes hystérétiques, relations entre cisaillement et ductilité, déformations dans les régions des connections, interaction dynamique des sections d'un pont pour des sollicitations asynchrones. Enfin, on peut signaler qu'en général une sollicitation de très courte durée avec une accélération de pointe au sol élevée ne produira pas de gros dommages, alors qu'un séisme avec une accélération de pointe au sol moyenne, mais une longue durée, générera des dommages importants [77]. On considère qu'il y a deux classes de dommages [19] :

- Les dommages primaires : ce sont les dommages où les déformations sont causées directement par les vibrations sismiques ;
- Les dommages secondaires : ce sont les dommages dus à une redistribution des efforts internes suite à des dommages structuraux.

L'expérience a montré que les points suivants sont des causes majeures de dégâts ou de destruction de ponts lors des séismes :

- Déplacement relatif des tabliers et des appuis ;
- Déplacement important des appareils d'appui et perte d'appui ;
- Déplacement des appuis (piles, culées) ;
- Déplacements différentiels non synchrones des têtes de piles.

Ruptures fragiles de certains éléments dues au manque de ductilité et de confinement du béton :

- Insuffisance d'ancrage ;
- Flambement des aciers longitudinaux ;
- Rupture des zones d'encastrement ;
- Rupture par flexion ou par effort tranchant.

Problèmes liés aux fondations :

- Liquéfaction des sols ;
- Augmentation des sollicitations dans les fondations profondes dues à la réduction de réaction du sol.

1.2 Cause des dommages

Afin de bien évaluer ces nouvelles demandes de conception et de comprendre les problèmes potentiels, un examen systématique lors des observations des derniers séismes et un classement des fissures et dommages causés ont été réalisés. Les rapports sur les dégâts observés, ([4], [61], [79]) ont bien mis en évidence les causes des diverses ruptures. Les dommages présents servent d'exemples pour souligner le besoin d'évaluer les ponts existants et de les renforcer dans le cas échéant.

Ces dégâts, conséquence du calcul élastique, peuvent être distingués selon leur mode de rupture en deux catégories. Il s'est avéré que les piles de ponts dimensionnés avant 1970 étaient vulnérables vis à vis de la résistance et de la ductilité en flexion et de la résistance au cisaillement. Ces insuffisances de résistance structurale varient selon la pile considérée. La hauteur, la section, le ferrailage, la présence d'éléments raidisseurs (poutre de transfert, semelle, évasement) sont des paramètres qui influencent le comportement d'une pile ainsi que le type et la cause de la rupture. Une étude approfondie des modes de rupture a conduit à soulever quelques déficiences aussi bien dans les hypothèses durant la conception que dans le détail des armatures longitudinales ou transversales de ces piles existantes. Chaque mécanisme de rupture est détaillé par le type de dommages, leur simulation sur des essais avec une conclusion sur les leçons et recommandations pour éviter ce mode de rupture.

1.3 Modes de rupture des piles de pont

Avant les années 1970, les ingénieurs avaient généralement une mauvaise connaissance de la demande en ductilité dans les régions des rotules plastiques. En effet, la notion de rotule plastique était sans rapport avec l'approche du dimensionnement élastique. Ces méconnaissances de ce phénomène peuvent se traduire sous deux formes de déficiences structurales en flexion et /ou en cisaillement.

1.3.1 Rupture par flexion des piles de pont

Ce type de déficience est caractéristique des piles comportant des armatures de recouvrement à la jonction semelle/poteau. La conception des armatures longitudinales pour les piles préconisait des armatures ancrées dans la semelle avec une longueur de recouvrement au niveau de la base du poteau. Ce ferrailage à la base de la pile dans la zone de rotule plastique gouverne le comportement de ce type de pile.

Ces dommages se situent à la base de la pile et se caractérisent par la formation de fissures verticales sur la hauteur du recouvrement entraînant un effritement du béton d'enrobage comme illustré à la Figure 1.2. Ces fissures verticales traduisent un mécanisme de glissement des armatures dans la zone de recouvrement.



Figure 1.2 : Rupture par manque de ductilité à la base de la pile durant le séisme de Kobé en 1995 [23]

Dans la région de la rotule plastique, ces ruptures dues au manque d'adhérence armature/béton apparaissent avant d'atteindre la résistance nominale en flexion et la formation de la rotule plastique. Le manque de confinement prédispose alors la pile à l'amorce de glissement pour de faibles ductilités ($1 < \mu < 2$).

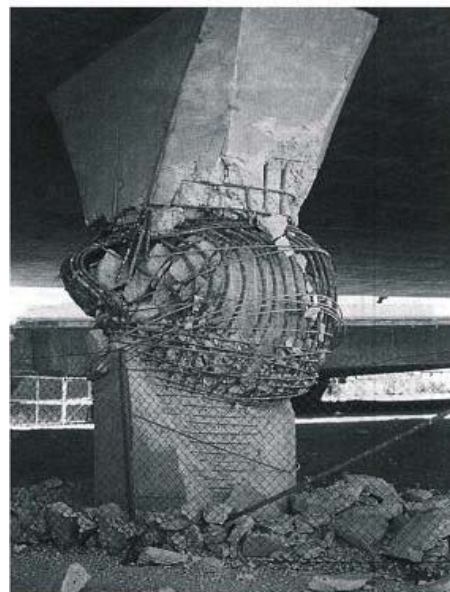


Figure 1.3 : Rupture par manque d'armatures transversales lors du séisme de Northridge 1994 [86]

De nombreux essais ont été effectués pour évaluer l'importance du ferrailage longitudinal (section et longueur de recouvrement) et transversal (section, espacement) dans diverses sections. Il est apparu que la longueur de recouvrement et le ratio des armatures transversales étaient des paramètres prépondérants pour éviter ce mécanisme de rupture.

Priestley et Park [76] ont testé une multitude de piles de ponts en béton armé pour évaluer leur résistance et ductilité sous des chargements sismiques. Les spécimens testés en laboratoire par des essais quasi-statiques variaient par leur géométrie de section, par leur détail des armatures transversales de confinement (espacement, section, crochet d'ancrage) et par le niveau de la charge axiale appliquée sur la pile. Ils ont conclu qu'il n'est pas recommandé vis à vis de l'adhérence béton/acier d'utiliser des barres de recouvrement dans la zone potentielle de rotule plastique pour une ductilité $\mu > 3$. Les résultats ont permis de montrer que :

- On doit augmenter le ratio des armatures transversales avec le niveau de la charge axiale. En effet un degré de charge axiale élevé diminue la capacité en ductilité pour un ferrailage d'armature transversale donné ;
- La présence d'armatures de recouvrement limite la plastification des armatures à cause d'un glissement prématuré ;

A ce sujet, il est intéressant de noter que dans le code actuel de béton de la Nouvelle-Zélande, il est interdit de ferrailer avec des barres de recouvrement à l'intérieur de la région de la rotule plastique malgré les inconvénients pratiques de construction.

Chai et al. [18] ont testé en flexion une pile circulaire avec un ferrailage comportant des armatures de recouvrement à l'aide d'essais quasi statiques cycliques. Dès le premier cycle, il est apparu une fissure de flexion et il y a eu une propagation de la fissure tout au long du cycle sur la mi-hauteur de la pile. Ces fissures sont verticales et leurs espacements sont influencés par la répartition des frettes. La première apparition de fissure verticale a eu lieu à la base de la pile, annonçant ainsi une amorce de perte d'adhérence du béton. L'éclatement du béton intervient sur la face tendue durant le premier cycle $\mu=1$ jusqu'à $\mu=1,5$. A partir de ce stade la courbe d'hystérésis présente une rapide dégradation de la résistance et de la rigidité avec une très faible dissipation d'énergie. La rupture de la pile est causée par une perte totale du béton d'enrobage dans la zone de recouvrement dû à un large déplacement inverse.

Les essais ont montré aussi une propagation de la fissure dans la direction latérale au chargement au niveau supérieur de la semelle. La jonction pile/semelle demande donc une attention spéciale pour essayer de prévenir ce mode de rupture.

Priestley et al. [78] ont confirmé ces résultats pour les piles de ponts de sections rectangulaires. Le comportement de la pile est sensiblement identique à celle de section circulaire. La rupture par manque d'adhérence, dans les aciers longitudinaux, a lieu avant d'atteindre une ductilité de $\mu=1,5$. La courbe d'hystérésis montre une rapide dégradation de la résistance et de la rigidité, et un mécanisme dissipant peu d'énergie. Il est logique d'obtenir un comportement plus sensible pour les sections rectangulaires ou carrées ($\mu=1$) vis à vis d'une rupture par adhérence. Ce type de section est plus difficile à confiner par des armatures transversales qu'une section circulaire.


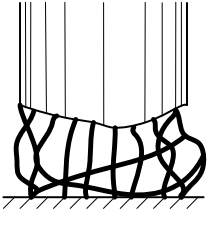
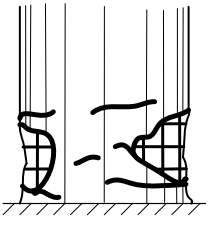
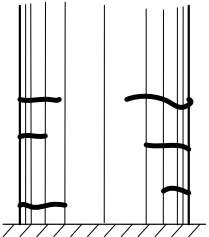
Pour les piles élancées avec des barres continues, l'une des ruptures principales est en flexion dans la zone de rotule plastique à la base de la pile. Ce mode de rupture en flexion se traduit par un éclatement du noyau de béton, une rupture des armatures transversales et un flambement des armatures longitudinales. Sous des déplacements cycliques, les armatures longitudinales subissent une combinaison alternée de flambement et étirement qui entraîne, après le détachement des armatures transversales, une perte de la capacité portante de la pile. Ce mode de rupture intervient aussi au sommet du poteau pour des piles comportant des poutres de transfert. La rupture se traduit par des fissures dues à effet combiné de flexion et cisaillement.

Dans l'étude [18] sur la résistance en flexion des piles avec des barres continues, un comportement similaire a été obtenu. En effet, la rupture se manifeste par un flambement des barres longitudinales qui désagrègent l'intégrité de la zone comprimée du béton. Elle est atteinte pour une ductilité $\mu=5$. Cette rupture par manque de confinement est accompagnée par une rapide dégradation en résistance. La courbe d'hystérésis montre un comportement stable en deçà de $\mu=4$ et une bonne dissipation d'énergie. La fissure classique, résultant d'un ferrailage transversal inadéquat, a eu lieu mais à une ductilité plus grande que prévue. En fait l'effritement du béton a bien eu lieu à ce stade mais il n'a pas été accompagné par la rupture de la pile. Ce gain de ductilité est explicable par une déformation ultime du béton plus élevée que présumée du fait de la présence de la semelle qui confine par sa rigidité la section à la base de la pile. Ce comportement est encore plus défavorable quand le confinement du béton par les armatures transversales vient d'une conception à l'aide de frettes. Il a été nettement observé lors du séisme de Kobe un manque de répartition adéquat de ces armatures transversales dans la région de la rotule plastique.

Au Japon, le rapport de l'enquête post-sismique sur les dommages, liés aux piles de pont en béton armé, résultant du séisme de Kobe, établie par le Hanshin Expressway Public Corporation's (HEPC's) sur un échantillon de 808 piles en béton armé, a été considéré pour

définir quatre classes de dommages. Ces états de dommages répertoriés en classe X, A, B et C sont schématisés par des illustrations (tableau 1.1) correspondant aux modes de ruine par flexion des piles ou les classes, A représente le dommage majeur, B représente le dommage modéré, et C représente un dommage léger ou aucun dommage [26].

Tableau 1.1 : Classification des classes du dommage par flexion [26]

Classe	Vue d'ensemble	Déplacement estimé	Description
X		Supérieur au déplacement ultime	<ul style="list-style-type: none"> • Ecrasement de l'enrobage • Ecrasement du béton interne • Flambement ou ruptures des aciers principaux • Rupture des armatures • Perte d'alignement axial ✓ Démolition et reconstitution
A		Supérieur à $3 \delta_y$	<ul style="list-style-type: none"> • Ecrasement de l'enrobage • Ségrégation du béton interne • Flambement des aciers principaux • Rupture des armatures • Déplacements résiduels importants ✓ Démolition et reconstitution ou renforcement
B		δ_y à $3 \delta_y$	<ul style="list-style-type: none"> • Beaucoup de fissures sur la surface • Écrasement partiel de l'enrobage • Presque pas de courbure des aciers principaux • Presque pas de déplacements résiduels ✓ Renforcement
C		Inferieur à δ_y	<ul style="list-style-type: none"> • Pas de dommage ou petites fissures sur la surface ✓ Réparation

1.3.2 Rupture par cisaillement des piles de pont

De très nombreuses piles ont été endommagées par cisaillement lors des derniers séismes. La rupture en cisaillement est fragile et conduit à une rapide dégradation de la résistance. Elle se retrouve surtout pour des piles trapues, très rigides, où les efforts d'inertie induits durant le séisme sont importants.

Une déficience en cisaillement se traduit sous différentes formes et à différents endroits comme on peut le remarquer sur les figures 1.4 et 1.5. Selon la section de la pile, on obtient soit une rupture de cisaillement pur, qui se traduit par une fissure majeure diagonale sur toute la hauteur de la pile, soit une rupture de type flexion-cisaillement qui est due aux effets combinés de ces deux sollicitations accompagnées en général d'un phénomène de migration de la rotule plastique.



Figure 1.4 : Rupture par cisaillement d'une pile de pont- Shizunai Bridge [82]



Figure 1.5 : Rupture du type flexion-cisaillement du viaduc de Hanshin, lors du séisme de kobé [82]

Ce mode de rupture est caractérisé par des fissures diagonales de cisaillement et des dégâts similaires à ceux observés pour les ruptures par manque de ductilité dans les zones de rotule plastique. La rupture en cisaillement pur est due à une mauvaise conception du ferrailage transversal qui fournit une trop faible contribution à la résistance au cisaillement. La rupture en flexion-cisaillement dans une zone de rotule plastique est due à la diminution de la contribution du béton à la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la ductilité. La formation de la rotule plastique cause une réduction de la capacité en cisaillement du béton et prédispose la rotule à une rupture en cisaillement.

Les ruptures en cisaillement sont localisées dans les zones autres que celles du moment maximum. L'effet combine des sollicitations locales, compression et cisaillement, au niveau de l'appui provoquant une rupture fragile en cisaillement dans le haut de la pile. On note que l'insuffisance de détails (diamètre, espacement et ancrage) confère à la pile un comportement très sensible au cisaillement.

Les essais réalisés sur le comportement des piles [75], circulaires ou rectangulaires, vis à vis de la flexion et du cisaillement ont montré, au vu du type de fissures, la mauvaise influence du cisaillement dans la réponse structurale sismique de ces piles. Les courbes d'hystérésis ont indiqué un comportement stable en deçà d'une ductilité $\mu=2$. Bien que la capacité théorique en flexion soit atteinte pour un niveau de ductilité $\mu=1.5$, la pile se rompt de façon fragile par cisaillement durant le premier cycle (section circulaire) ou le troisième cycle (section rectangulaire) pour une ductilité $\mu=3$. Il s'en suit une dégradation rapide de la résistance latérale et une considérable étendue de fissures, causées par une combinaison cisaillement/flexion.

Ces fissures se propagent le long de la pile et se traduisent sous une orientation verticale et horizontale (flexion) ou inclinée (cisaillement). La rupture finale de la pile s'est traduit par une fissure majeure diagonale allant du haut de la pile jusqu'à la zone d'écrasement du béton en compression détruisant ainsi toute capacité portante de la pile et entraînant l'effondrement de celle-ci.

Bett et al. [12] ont étudié une section carrée avec un rapport porté sur profondeur de la section inférieure à 2,5. Le comportement du spécimen du poteau initial est caractérisé par une perte de rigidité et des boucles d'hystérésis instables à partir d'un ratio déplacement relatif sur hauteur de 1%. La résistance se dégrade rapidement à partir de ce niveau de déplacement et le mode de rupture observé est dominé par une rupture fragile en cisaillement.

Une étude de Gree et al. [46] sur la résistance au cisaillement a montré que celle-ci augmentait avec le degré de la charge axiale mais que pour un important niveau de charge axiale la dégradation est plus rapide après l'amorce de la rupture fragile en cisaillement. A moins que le noyau de béton soit bien confiné par des armatures transversales, la fissuration atteint rapidement le noyau, les armatures longitudinales fléchissent et une rapide dégradation de la résistance a lieu. Il s'ensuit indéniablement une rupture due à l'impossibilité pour la structure de supporter les charges verticales.


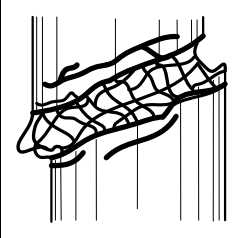
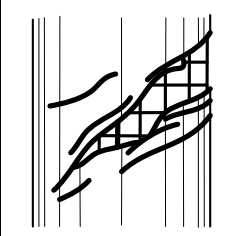
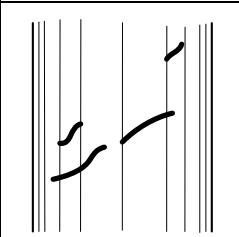
Cette importante étude sur vingt-cinq spécimens de piles circulaires a illustré le fait que la résistance au cisaillement dépendait du degré de charge axiale, de la configuration du ratio des aciers longitudinaux, de la répartition et de la section des armatures transversales et du

facteur de ductilité en flexion. Sur la base des résultats expérimentaux ; les piles ont été classées en 4 catégories selon leur niveau de ductilité et des équations de comportement, fondées sur les divers paramètres des essais, ont été suggérées selon deux niveaux de ductilité (tableau 1.2).

A un faible degré de ductilité ($\mu=2$), le principe additif décrit assez bien le comportement des piles au cisaillement. Cette approche est basée sur une contribution du béton, un mécanisme de treillis à 45° dû aux armatures transversales et des effets de voûtes dues à la compression diagonale du béton.

A un degré de ductilité en flexion supérieur à 2, la résistance au cisaillement diminue graduellement avec l'augmentation de la ductilité et de la diminution de l'inclinaison de l'axe longitudinal des bielles diagonales de béton dans le mécanisme de treillis.

Tableau 1.2 : Classification des classes du dommage par cisaillement [26]

Classe	Vue d'ensemble	Déplacement estimé	Description
X		Supérieur au déplacement ultime	<ul style="list-style-type: none"> • Ecrasement du béton interne à la fracture diagonale de surface • Perte d'alignement ou rupture des aciers principaux par cisaillement • Perte de l'alignement axiale ✓ Démolition et reconstitution
A		Supérieur à $2 \delta_y$	<ul style="list-style-type: none"> • Fissures diagonales apparentes • Ecrasement du béton • Exposition des aciers principales ✓ Démolition et reconstitution ou renforcement
B		δ_y à $2 \delta_y$	<ul style="list-style-type: none"> • Fissures diagonales visible • Presque pas d'écrasement du béton ✓ Renforcement
C		Inferieur à δ_y	<ul style="list-style-type: none"> • Petites fissures diagonales discontinue ✓ Réparation

1.4 Principales dégradations observées lors du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003

Les principales dégradations enregistrées lors du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 peuvent être énumérées comme suit :

- Déplacement latéral des tabliers de ponts et rupture de murets cache poutres ;
- Dégradation des éléments structuraux des ouvrages d'art (poutres, piles, ...) ;
- Dégradation des équipements des ouvrages d'art (joints de chaussée, appareils d'appuis, d'ès d'appui, ...) ;
- Fissures de différents degrés au droit des diverses parties des ouvrages (piles, culées, chevêtres, ...).



Figure 1.6 : Déplacement horizontal du tablier d'un pont sur Oued El Harrach sens Ben Aknoun -Dar El Beida suite au séisme de Boumerdès en 2003 [29]



Figure 1.7 : Voilement de la poutre de rive d'un pont sur Oued El Harrach sens Ben Aknoun -Dar El Beida suite au séisme de Boumerdès en 2003 [29]



Figure 1.8 : Eclatement du poteau de liaison tablier-arc du pont Hydra [29]



Figure 1.9 : Affaissement du sol au niveau de la pile [29]



Figure 1.10 : Dégradation du tablier et de la culée du pont côté Heraoua [29]

Contrairement aux cas des bâtiments et maisons d'habitation, pour lesquels quelques 30000 logements et 6000 édifices publics ont été carrément détruits ou jugés irrécupérables suite au séisme, les ponts n'ont pas connu un tel cas de destruction totale ou des cas jugés irrécupérables. Néanmoins, quelques dommages ont été enregistrés au niveau de certains ponts dans la wilaya de Boumerdès. A titre d'exemple, on peut citer le cas le plus critique, qui est celui du pont sur la RN24 (Pont sur Oued Sebaou), et du viaduc d'El-Harrach [29].



Figure 1.11 : Déplacement du tablier du viaduc d'El-Harrach [29]



Figure 1.12 : Déplacement latéral du tablier de Pont sur Oued Sebaou [29]



Figure 1.13 : Ecrasement de l'appareil d'appui/détérioration de l'appui de Pont sur Oued Sebaou [29]



Figure 1.14 : Liquéfaction du sol au niveau d'Oued Isser [29]



Figure 1.15 : Rupture du sol dû à la liquéfaction des berges à Oued Isser [29]



Figure 1.16 : Affaissement de terrain au niveau de l'ouvrage à Oued Isser [29]

Les constatations faites après le séisme de Boumerdès en 2003 sur les ouvrages d'art ont permis d'émettre les conclusions préliminaires suivantes :

- Le comportement relativement satisfaisant des ouvrages d'art, en particulier les ponts ;
- L'ininterruption de la fonctionnalité des ponts, ce qui a permis d'assurer l'acheminement des secours dans de bonnes conditions ;
- Les dommages subis sont de types connus et récurrents, déjà observés lors des séismes survenus dans le monde ;
- Le séisme de Boumerdès de 2003 a montré comme les précédents séismes, le caractère aléatoire de ce phénomène, et a mis en évidence des niveaux d'accélération beaucoup plus importants dans la région que ceux prévus par la réglementation en vigueur, d'où la nécessité de réviser le zonage existant.

De ce fait, le séisme du 21 mai 2003 a été à l'origine de la décision et du processus d'élaboration des Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA [82].

1.5 Principe de conception des piles de ponts

1.5.1 Généralités

La philosophie derrière les principes de conception des ouvrages en béton armé a considérablement évolué depuis les années 1970 alors que la théorie de calcul élastique était utilisée. Il a été démontré depuis que ce principe considère mal la réponse des structures en béton et tout particulièrement sous sollicitations sismiques.

C'est-à-dire que les déplacements maximaux étaient considérablement sous-estimés en comparaison avec les déplacements réels des ouvrages lors des séismes. La conception élastique n'est plus utilisée de nos jours pour deux raisons principales.

La première est qu'avec la compréhension actuelle de l'impact des séismes sur les structures, les charges latérales sismiques impliqueraient des dimensionnements énormes et économiquement démesurés afin que ceux-ci demeurent dans le domaine élastique. Deuxièmement, malgré les progrès effectués au niveau de la prédiction de l'amplitude des séismes selon un secteur et selon des considérations géologiques, il demeure une incertitude importante sur l'intensité.

La philosophie actuelle utilisée dans les codes repose sur les principes de calcul par capacité. Ce principe de conception permet à une structure de résister à des efforts sismiques importants en étant sollicitée au-delà du domaine élastique et subir d'importants déplacements sans rupture pouvant mener à l'effondrement. Selon ce principe, il est accepté que l'ouvrage soit endommagé sous le séisme de calcul et c'est pourquoi les efforts obtenus d'une analyse élastique sont divisés par un coefficient de modification de réponse (R). Cette réduction s'applique uniquement aux éléments conçus pour offrir un comportement ductile tel qu'une pile de pont. Lors d'un séisme, les piles de pont doivent être en mesure de résister à de nombreux cycles de déformations inélastiques tout en maintenant une résistance suffisante. Les autres éléments du pont sont conçus pour demeurer essentiellement dans le domaine élastique.

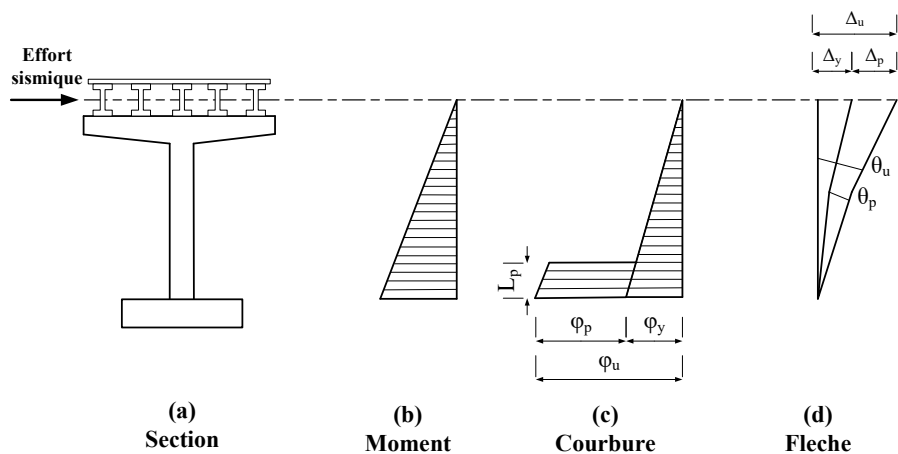


Figure 1.17 : Déformations inélastiques d'une pile

L'impact de la philosophie de conception sur le comportement de la structure est majeur. La réponse sismique d'une structure conçue avant les années 1970 en termes de charge/déplacement horizontaux lors d'un séisme majeur (important) sera fragile ou très peu ductile alors que celle d'une structure conçue avec les normes actuelles sera très ductile.

Cette philosophie de conception présente plusieurs avantages économiques. En premier lieu, il n'est pas économiquement réaliste de concevoir des structures qui globalement restent dans le domaine élastique sous d'intenses sollicitations. Cela n'est pas souhaitable non plus vu le niveau incertain des sollicitations sismiques. D'autre part, lors d'un séisme important, une structure dimensionnée selon une approche élastique sans possibilité de subir des déformations inélastiques risque de subir de nombreux dommages ce qui pourrait conduire à sa démolition éventuelle. En localisant les dommages à des endroits judicieusement choisis, il est possible que seulement ceux-ci nécessitent des réparations après un séisme d'importance, évitant ainsi des réparations majeures aux éléments protégés et la destruction complète de la structure.

1.5.2 Concept de ductilité

L'inélasticité est propre au matériau de construction. En effet, aucun matériau réel n'est parfaitement élastique. Des mouvements réversibles de dislocations et de défauts ponctuels de leur structure cristalline sont à l'origine de la non-linéarité du comportement sous charges. Il s'agit d'un effet du second ordre par rapport à l'élasticité.

La plasticité est la propriété des matériaux non fragiles, donc ductiles. Lorsque leur déformation dépasse la limite d'élasticité, les glissements des couches cristallines deviennent irréversibles et il y a restructuration de la matière.

La dissipation d'énergie due aux déformations inélastiques des matériaux est indépendante de la fréquence d'oscillation. Elle est connue également sous le nom d'amortissement d'hystérésis. L'amortissement interne entraîne un retard de déformations. Cela se traduit sur les diagrammes contraintes-déformations par la non-superposition de la courbe de chargement avec la courbe de déchargement. Sous charges alternées, ces courbes décrivent des boucles appelées boucles d'hystérésis.

La forme des boucles varie en fonction du type d'amortissement, de la nature des vibrations, de l'amplitude des déformations et selon qu'elle représente le comportement d'un élément constructif, d'un assemblage ou d'une structure entière. L'aire de chaque boucle est proportionnelle à l'énergie dissipée pendant le cycle correspondant. Lorsque les déformations sont faibles, les boucles d'hystérésis sont très étroites et l'énergie dissipée est négligeable.

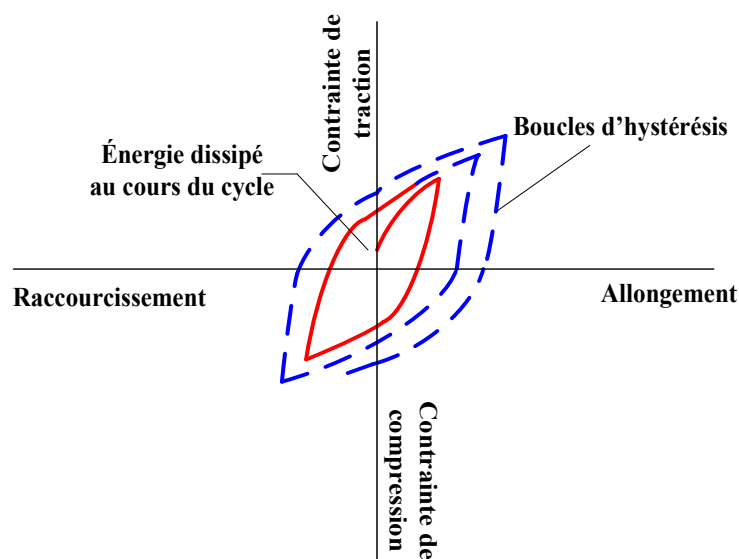


Figure 1.18 : Boucles d'hystérésis

L'énergie dissipée devient importante lorsque les déformations de la structure atteignent le domaine post élastique, faisant intervenir la ductilité du matériau, des éléments construits et de leurs assemblages. Les déformations plastiques absorbent une importante quantité d'énergie et produisent une relaxation des contraintes. Leur apparition réduit par ailleurs la vitesse d'oscillation et entraîne un allongement de la période propre de la construction, ce qui est en général favorable. Les grandes déformations produites par les charges cycliques sont cependant à l'origine d'une dégradation progressive de la résistance et de la rigidité des matériaux.

Pour cette raison, les boucles d'hystérésis des cycles successifs ne sont pas superposées.

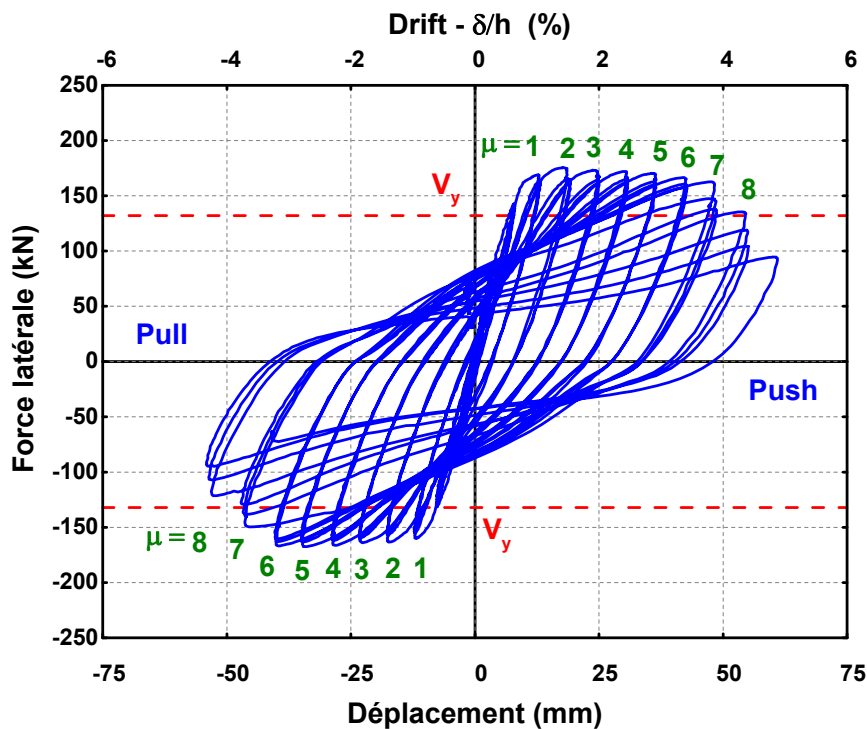


Figure 1.19 : Dissipation d'énergie par hystérésis

La ductilité est une mesure de la déformabilité d'une section, d'une pièce d'une structure ou d'une structure, c'est-à-dire la capacité que possède une section, une pièce d'une structure ou une structure à dissiper de l'énergie à travers un comportement non linéaire sans diminution importante de la résistance. Par conséquent, on distingue :

La ductilité d'une section ou ductilité en courbure, μ_ϕ , définie par :

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \dots\dots\dots (1. 1)$$

Où ϕ_u est la courbure ultime de la section et ϕ_y , sa courbure élastique.

La ductilité d'une pièce ou d'une structure, appelée ductilité en déplacement, μ_Δ , définie par :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \dots\dots\dots (1.2)$$

Où : Δ_u est le déplacement ultime de la structure et Δ_y , le déplacement à l'état limité élastique.

Pour une poutre en porte-à-faux, le déplacement à l'état limité élastique est défini par :

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y l}{2} \times \frac{2l}{3} = \frac{\varphi_y l^2}{3} \dots\dots\dots (1.3)$$

Le déplacement ultime, Δ_u est défini par :

$$\Delta_u = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot l_p \times \left(l - \frac{1}{2} l_p \right) \dots\dots\dots (1.4)$$

Avec :

l : la longueur du poteau ;

l_p : longueur de rotule plastique.

Tenant compte que le déplacement ultime peut être estimé par l'intégrale sur la hauteur du poteau de la courbure, la ductilité en courbure est fonction de la ductilité en déplacement (équation (1.5) [70]).

$$\mu_{\varphi} = 1 + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{3 \frac{l_p}{l} \left(1 - \frac{l_p}{2l} \right)} \dots\dots\dots (1.5)$$

1.5.3 Rotule plastique

Lorsque des déformations inélastiques surviennent dans les structures en béton armé, ces déformations sont localisées sur une longueur déterminée nommée l_p définie comme la rotule plastique.

En ce qui concerne les piles de ponts, ils sont généralement dimensionnés de manière à contenir la zone de rotule plastique à la base des piles. Par ailleurs, la rotule plastique représente la zone où les états limites seront observés et où l'endommagement sera le plus sévère.

Paulay et Priestley [70] ont proposé la formule suivante pour la détermination de la longueur de rotule plastique :

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \geq 0.044d_b f_y \dots\dots\dots (1.6)$$

l : hauteur de la pile ;

d_b : diamètre des armatures longitudinales ;

f_y : limite élastique des armatures longitudinales.

1.6 Loi de comportement

1.6.1 Comportement cyclique du Béton

Le comportement mécanique de chaque constituant du béton (gravier, sable et pâte de ciment) est communément linéaire. Cependant, lorsqu'ils sont combinés, le comportement mécanique devient non linéaire en raison des microfissures générées par l'interaction entre les granulats et la pâte de ciment. Lorsque les microfissures se développent et se propagent, la réponse contrainte-déformation du béton devient arrondie en s'adoucissant progressivement.

Pour un chargement cyclique, ce qui est le cas lors des tremblements de terre, des phénomènes comme la perte et la restitution de raideur ainsi que des déformations inélastiques qui sont régis par un endommagement irréversible se produisent dans le béton. Ces phénomènes sont bien représentés par des modèles se basant sur la mécanique de l'endommagement ainsi que sur les lois de la thermodynamique et qui permettent d'introduire la notion d'endommagement irréversible accumulé. Pour un chargement avec peu de cycles, comme pour un chargement sismique, la courbe enveloppe du béton n'est pas influencée par l'effet cyclique du chargement et le comportement global du béton peut donc être étudié de manière unilatérale avec une loi unidirectionnelle de béton en tenant compte des effets cycliques sur la rigidité de chargement et de déchargement et sur l'endommagement irréversible du béton. Le confinement fait partie intégrante des piles de ponts en béton armé et il est important de bien modéliser ses effets sur les piles, car il peut grandement augmenter la résistance et la ductilité de ceux-ci (Figure I.20).

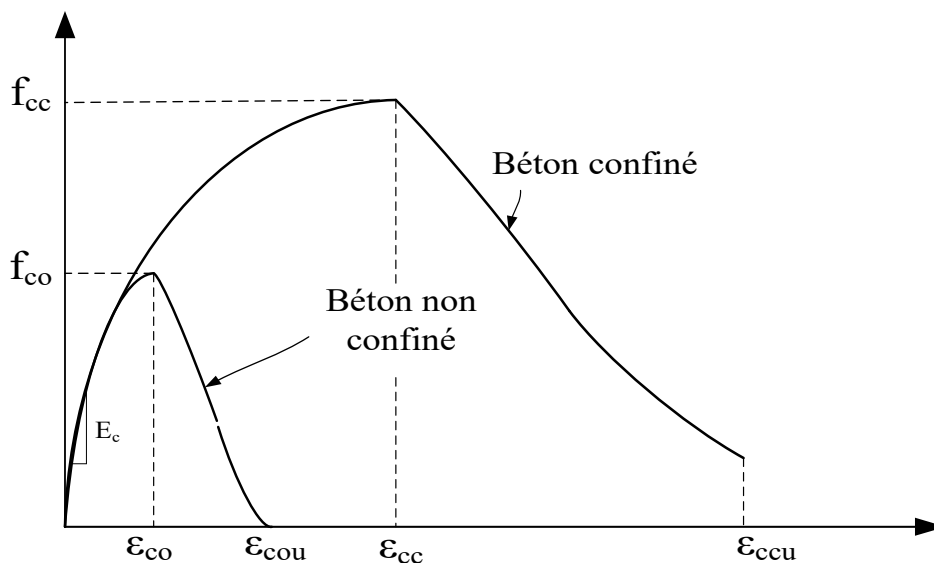


Figure 1.20 : Courbe contrainte-déformation du béton

Plusieurs modèles visant à représenter la courbe du béton confiné en compression sont disponibles dans la littérature. D'abord, Il a été démontré par Sheikh, [92] qu'il était important d'inclure la configuration du renforcement latéral comme paramètre dans le modèle unidirectionnel du béton en compression. Cet aspect a donc été intégré dans le modèle de Sheikh et Uzumeri, [94] ainsi que dans le modèle de Mander et al. [58]. Ce dernier était le plus accepté à cette époque, mais était seulement applicable à des bétons de résistance normale.

1.6.2 Comportement cyclique de l'acier

Lors d'un chargement, la courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature conventionnel suit d'abord une droite élastique proportionnelle à la rigidité, un plateau plastique est ensuite atteint, suivi d'une courbe d'écrouissage où la contrainte augmente avec la déformation jusqu'à la contrainte maximale. Lors de l'inversion du sens du chargement, le déchargement s'effectue de manière linéaire jusqu'à ce que l'effet de Bauschinger agisse. La courbe devient alors non linéaire avant d'avoir atteint la limite élastique. Si on poursuit le chargement cyclique, on assiste à un élargissement de la courbe d'enveloppe proportionnelle à la déformation plastique du dernier chargement. Ce phénomène est appelé écrouissage isotrope.

Le modèle pour le comportement cyclique de l'acier devrait inclure les phénomènes suivants [45] :

- Une droite élastique, un plateau plastique et une courbe d'écrouissage lors du premier chargement ;
- L'effet Bauschinger ;
- L'écrouissage isotrope ;

Plusieurs modèles ont été proposés afin de représenter le comportement cyclique de l'acier. Le modèle de Menegotto et Pinto, [60] est l'un des plus connus et efficaces, il inclut l'effet Bauschinger, mais ne tient pas compte de l'écrouissage isotrope. Plusieurs modifications à ce modèle ont été apportées, celle de Filippou et al., [36] qui modifiait certains paramètres dans le but d'inclure l'écrouissage isotrope est une des plus efficaces.

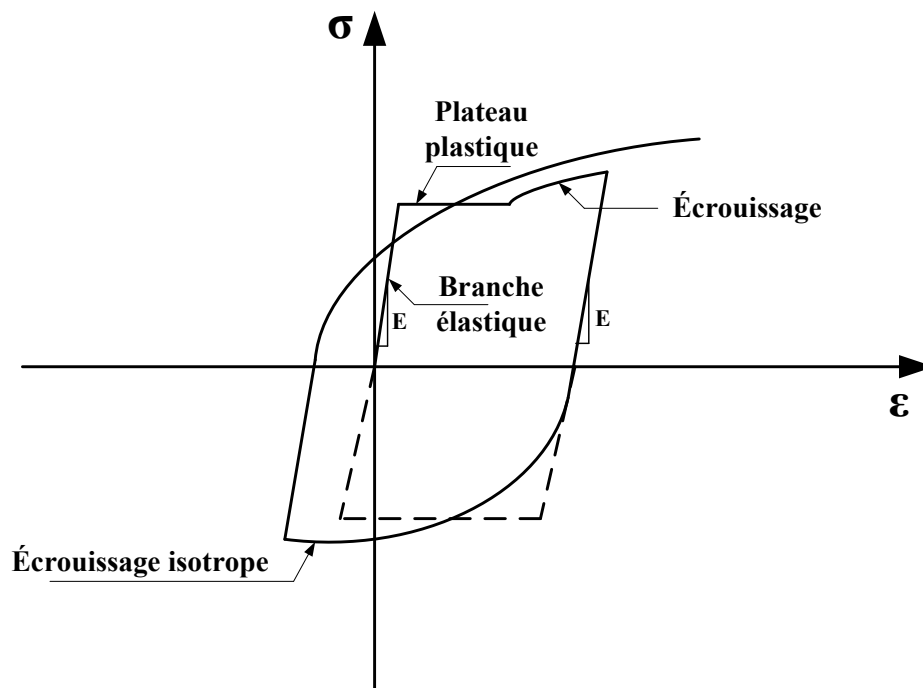


Figure 1.21 : Courbe cyclique de l'acier

1.7 Essais expérimentaux sur les piles de ponts

Le comportement sismique des piles de pont est un sujet largement étudié dans des recherches menées à travers le monde. Le Canada, les États-Unis, la Nouvelle-Zélande et le Japon se démarquent par leurs recherches sur ce sujet, en fournissant des informations importantes sur le comportement des piles de pont en béton armé face aux séismes. Parmi celles-ci, notons plus particulièrement les essais suivants :

Sheikh [91] a testé cinquante-six spécimens sous chargement monotonic, les résultats de l'essai expérimental a permis de présenter une procédure numérique pour prévoir le comportement de la rotule plastique. Les piles testées avaient une résistance du béton entre 31,3 MPa à 40,9 MPa.

Une autre série de tests sur les piles de ponts en béton armé a été faite par Zahn et al. [105] pour étudier la résistance et la ductilité, dans lesquelles la résistance du béton avait des valeurs entre 23,6 MPa et 36,2 MPa.

Dans l'étude menée par Cheok et stone [20], six piles circulaires en béton armé avec une échelle réduite de 1/6 ont été soumises à un chargement cyclique quasi statique afin d'étudier leur comportement tout en variant certains paramètres tels que l'allongement, la charge axiale, et le type de matériel. La résistance du béton était de 27,6 MPa.

Certains chercheurs ont entrepris des essais pseudo dynamiques sur les piles de ponts mais ils se sont limités à l'essai de vibrations ambiantes et/ou aussi l'essai avec des vibrations forcés pour déterminer les périodes propres, les formes modales et les coefficients d'amortissement modal [84].

Sheikh et Toklucu [93] ont testé vingt-sept piles de pont en béton armé sous une compression axiale monotonique avec une résistance du béton allant de 34,9 MPa à 35,9 MPa. Dans cette étude, ils ont étudié l'effet de divers paramètres tels que la quantité et le type d'aciers longitudinaux, l'espacement des armatures transversales et la taille des spécimens.

Priestley et Benzoni [74] ont testé deux colonnes circulaires à grande échelle, la résistance du béton était de l'ordre de 30,0 MPa.

Trente et un spécimens de piles de ponts avec différentes formes, tailles et ferrailages ont été testés par Hoshikuma et al [48]. La résistance du béton lors de ces essais était entre 18,5 MPa et 24,3 MPa. Notons, que les piles avec la résistance du béton de 18,5 MPa étaient sans aucun ferrailage.

Douze piles circulaires de pont avec une échelle réduite de 1/4 ont été testés sous un chargement cyclique par El-Bahy et al. [31], la résistance du béton était entre 36,0 MPa et 40,0 MPa. Le but de cet essai était d'étudier les dommages cumulatifs dans les piles de ponts en béton armé conçus avec des caractéristiques AASHTO [2]. Les chercheurs ont également entrepris une étude de l'effet du chargement à amplitudes variables sur la réponse de la pile.

Au Japon, Kawashima et d'autres chercheurs ([97], [50], [40]) ont examiné environ cinquante piles de ponts en béton armé avec l'essai quasi statique. Le but de l'essai était lié à divers paramètres tels que l'effet du chargement hystérésis sur la ductilité, la force et la ductilité, longueurs de la rotule plastique, etc. La résistance du béton pour les piles était entre 20,3 MPa et 36,8 MPa.

L'analyse sur les rotules plastiques pour les piles de ponts en béton armé a été étudiée par Bayrak et Sheikh [9].

La figure I.22 montre les essais utilisés pour déterminer le comportement sismique des piles de pont en béton armé avec les variables les plus représentatives lors des recherches.

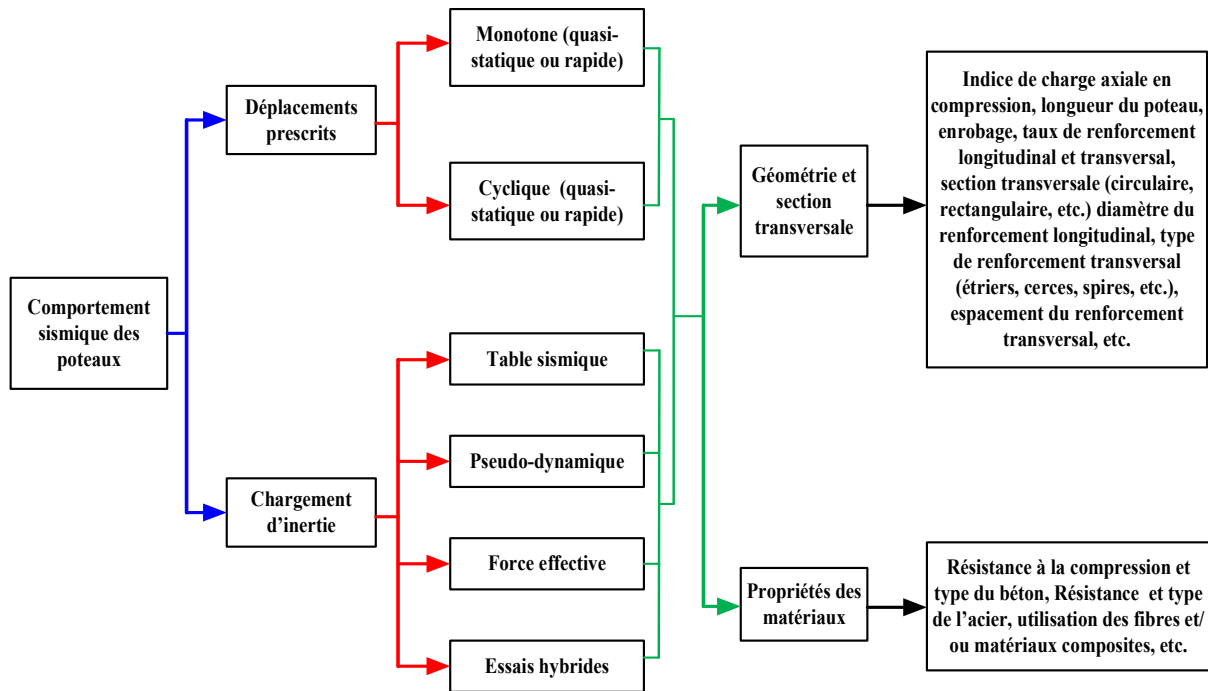


Figure 1.22 : Essais pour déterminer le comportement sismique des piles de pont en béton armé

1.8 Conclusion

Dans ce chapitre, une synthèse des principaux cas de pathologies liées à la vulnérabilité sismique des ponts a été présentée, des concepts importants ont été décrits à travers ce chapitre. Le comportement axial du béton et le comportement cyclique de l'acier ont été exposés. Le concept de ductilité a aussi été abordé, étant plus que fondamental pour le génie parasismique.

En étudiant les philosophies et méthodologies pour la conception sismique des ponts, on a pu observer son évolution au cours des années. Les nombreuses recherches sur les événements sismiques survenues dans le passé nous ont amenés à développer des outils pour bâtir des structures plus sécuritaires, mais aussi à développer et à appliquer une philosophie de conception sismique des structures plus rationnelle comme le dimensionnement basé sur la performance sismique DBP. D'ailleurs, les normes et règlements reflètent cette évolution et tentent de plus en plus d'utiliser le dimensionnement basé sur la performance sismique DBP dans la conception, la réhabilitation et l'évaluation de la capacité sismique des anciennes structures. Aussi, l'évolution constante des outils informatiques nous permettra la mise en application de façon complète et fiable de cette philosophie de conception.

CHAPITRE 2

PERFORMANCE SISMIQUE DES PONTS

2.1 Introduction

Les ponts constituant le réseau routier des agglomérations urbaines importantes de l'Algérie ont été construits à une époque où nos connaissances étaient limitées au sujet de la performance sismique de ces structures. En fait, les effets des tremblements de terre ont été considérés dans les règles de dimensionnement seulement à partir des années 1960.

Les nouveaux critères de conception de ponts sont basés aujourd'hui sur la prise en compte d'efforts latéraux plus importants et le contrôle du mode de rupture. On doit permettre un comportement ductile des structures, une grande dissipation d'énergie et empêcher les fractures fragiles en cisaillement.

Les méthodes de dimensionnement parasismique ont grandement évolué dans les dernières décennies. Avant 1970, seules des méthodes basées sur une force sismique élastique maximale probable étaient utilisées. Par la suite, la méthode du dimensionnement en capacité a été développée. Cette méthode propose de protéger certains éléments de la structure (les parties fragiles) en dimensionnant d'autres éléments pour qu'ils puissent se déformer de façon ductile. Ce fut un changement majeur dans les méthodes de dimensionnement parasismique.

Plus récemment est apparu le dimensionnement parasismique « à la performance », dont certaines notions sont incluses dans différents codes de calcul des ponts.

Cette philosophie de design, apparue suite aux études effectuées après les séismes de San Fernando (1971) et de Northridge (1994), propose d'évaluer et de dimensionner les structures non pas seulement en fonction des critères de résistance et de ductilité habituels, mais également de façon à répondre à des critères de performance. Le dimensionnement est donc effectué de façon à répondre à des objectifs qui sont beaucoup plus larges que l'atteinte d'une résistance [7].

Un ouvrage pourrait bien résister à un séisme en étant très endommagé, ce qui engendre des coûts de réparation ou de reconstruction élevés. De façon à limiter ces coûts, on ajoute des critères de conception de façon à ce que la structure résiste, mais soit aussi capable d'assurer un niveau de performance donné après un séisme.

2.2 Dimensionnement basé sur la performance

Le dimensionnement basé sur la performance est la méthode utilisée pour le dimensionnement des ponts. Cette méthode permet de choisir le mode rupture de celui-ci. On détermine donc les éléments structuraux ainsi que la zone où se concentrera l'endommagement lors d'un séisme. C'est donc dire que l'on doit considérer le comportement inélastique de la structure. De ce fait, on tolère un certain endommagement pour différents niveaux d'intensité de séismes prédéfinis, mais on cherche à limiter celui-ci. Puisque les probabilités de dépasser les limites élastiques durant la vie utile du pont sont très faibles, il est économique de procéder à une réduction des forces pour un design sismique. En effet, en diminuant les forces, on diminue le coût lié aux matériaux. Économiquement parlant, il est plus avantageux de réduire le coût de la structure à la construction tout en considérant les probabilités minimales qu'un séisme engendre des déformations plastiques et cause des dommages.

Le dimensionnement basé sur la performance permet de déterminer les dommages permis et la fonctionnalité requise d'un pont après un certain séisme. Les dommages permis doivent être considérés selon le type de pont et selon l'intensité du séisme. Certains ouvrages proposent différentes valeurs qualitatives et quantitatives reliées à l'endommagement toléré en fonction du type de pont et du type de séisme. La philosophie du dimensionnement basé sur la performance est la dernière philosophie de conception en génie parasismique. Le cadre global de cette philosophie est résumé à la figure 2.1.

Les objectifs de performance sont les points de départ du dimensionnement à la performance. Ils indiquent les allocations de ressources nécessaires en vue de garantir un niveau de performance donné pour un événement sismique déterminé, suivant la sismicité de la région où l'ouvrage en question a été construit ou est appelé à être construit. La définition des niveaux de performance doit être claire tout en proposant des recommandations à suivre en cas d'éventuel événement sismique.

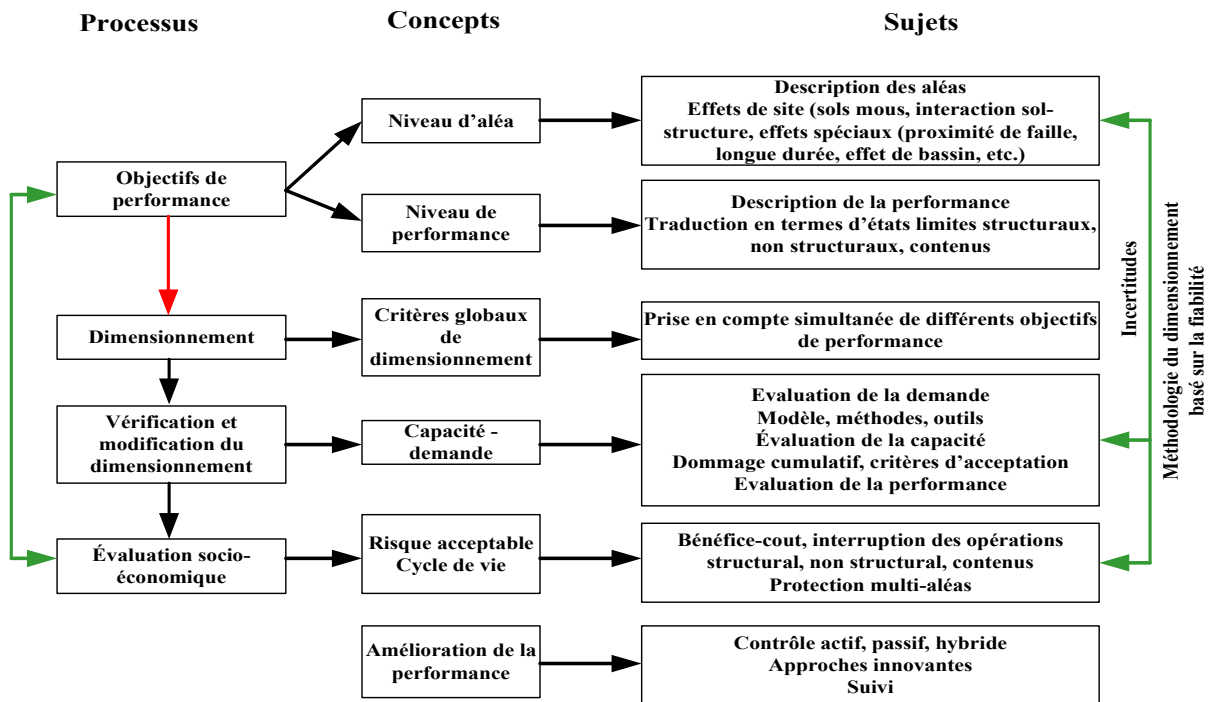


Figure 2.1 : Cadre global du dimensionnement basé sur la performance (DBP) [52]

La figure 2.2 est une représentation de la réponse d'une pile soumise à une poussée progressive « pushover ». Des points définissant les limites des niveaux de performance y sont inscrits. D'autres paramètres y sont aussi ajoutés tels que les coûts de remplacement de la structure, les taux de pertes et l'évaluation des temps d'arrêt du pont [59].

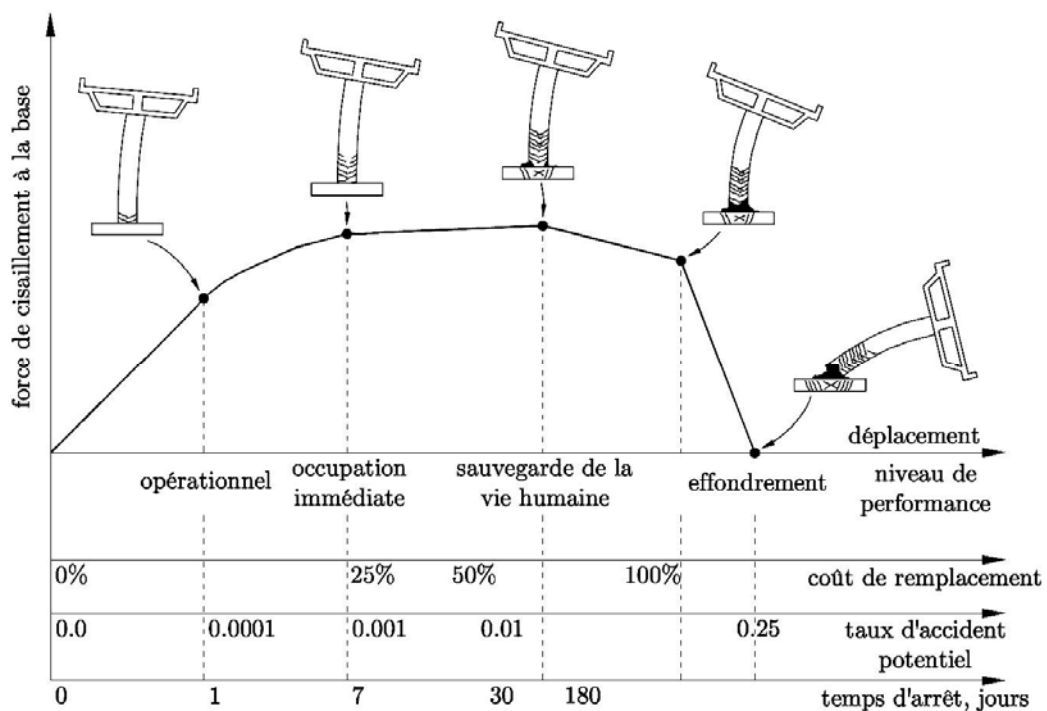


Figure 2.2 : Schématisation du processus de DBP sismique [59]

2.3 Objectifs de la performance

Les piles de ponts en béton armé sont conçues afin d'atteindre certains objectifs de performance [44]. Le terme « objectif de performance » exprime le degré d'endommagement de la structure ainsi que le niveau de perturbation du service permis selon différentes demandes sismiques. L'objectif de performance appropriée pour un pont dépend des conséquences des dommages et de la perte de fonction opérationnelle.

Le jumelage d'une performance locale, d'une performance fonctionnelle et/ou économique, d'un niveau de l'aléa sismique et de l'importance du pont permet la mise en place d'objectifs de performance [51]. Typiquement, un objectif de performance est défini pour un niveau de risque sismique déterminé. Cependant, il est possible, et probablement plus réaliste, de définir des objectifs de performance en tenant compte de la durée de vie du pont. Cette approche estime les coûts du cycle de vie de l'ouvrage en intégrant la performance sismique du pont pour toute sa durée de vie [39], [72], [90]. Avec cette méthode, une meilleure estimation des coûts associés aux dommages structuraux suite à des événements sismiques peut être fournie.

Toutefois, les coûts du cycle de vie sont plus difficiles à quantifier et à appliquer dans la conception d'ouvrages d'art que l'approche de conception à aléas sismiques préétablis [55].

De façon globale, durant plusieurs années, différents cadres conceptuels pour le DBP ont été développés par des comités d'experts. En effet, aux États-Unis, de nombreux comités comme le SEAOC Vision 2000 [85], l'agence FEMA (Federal Emergency Management Agency, rapport FEMA 273-274 [33]) et l'ATC (Applied Technology Council, rapport ATC-40 [25]) ont proposé des procédures rationnelles du DBP. Cependant, la prédiction de la réponse d'une structure diffère d'un comité à l'autre.

Le projet Vision 2000 [85], qui classe l'importance des systèmes en trois groupes ; les structures de base, les structures essentielles et les structures critiques. L'axe des abscisses dénote le niveau de performance attendu de la structure et l'axe des ordonnées montre l'importance de la magnitude de l'événement sismique en fonction de sa récurrence. Ainsi, un pont considéré comme vital à l'effort des secouristes et à l'évacuation des victimes se doit d'être entièrement opérationnel sous un séisme d'une récurrence de 1 à tous les 475 ans et se doit aussi d'être au moins opérationnel dans le cas d'un séisme considéré comme très rare, i.e. environ une fois tous les 1000 ans. La relation entre ces objectifs de performance et les niveaux de séismes de conception peuvent être représentés sur une matrice (figure 2.3).

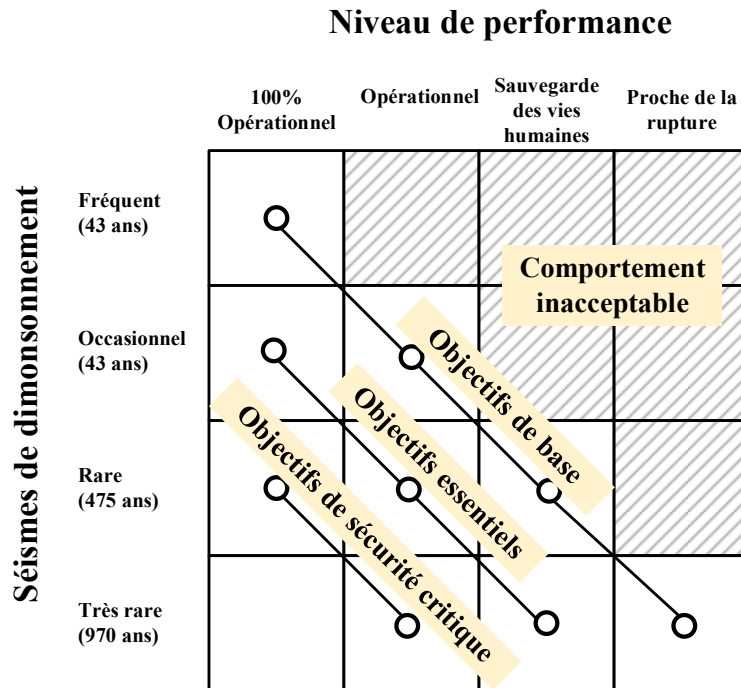


Figure 2.3 : Matrice de performance générale proposée par VISION 2000 [85]

Priestley et al. [75] propose quasiment la même matrice de performance en fonction du type de pont et du niveau (ou du type) de séisme (voir figure 2.4). Le tableau 2.1 présente les différents niveaux de performance en fonction de la ductilité des poteaux, du type d’endommagement ainsi que le type de réparation à effectuer.

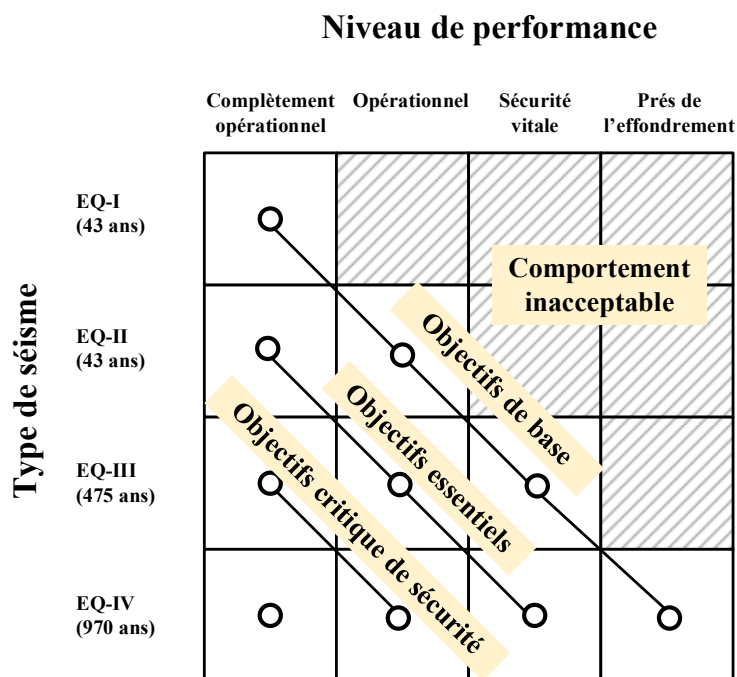


Figure 2.4 : Matrice de performance selon Priestley [75]

Tableau 2.1 : Etats limites selon Priestley [75]

Etat limite	Ductilité	Dommages	Description
Complètement opérationnel	1 à 2	-Fissures résiduelles -Plastification longitudinale	- Aucune réparation requise
Contrôle des dommages	3 à 6	-Ecaillage -Fissuration importante -Plastification transversale	-Remplacement de l'enrobage -Injection d'un coulis de ciment
Etat limite de service	> 6	-Flambement longitudinal -Rupture transversale -Rupture longitudinale	-Remplacement complet du poteau

"Performance Based Seismic Design of Bridge Columns" ACI-341 et al. [3] propose une matrice de performance en fonction du type de pont et du type de séisme (figure 2.5). Le tableau 2.2 présente les différents états limites en fonction des dommages y attachés.

Tableau 2.2 : Etats limites selon ACI-341 [3]

Etat limite	Ductilité	Dommages	Description
Complètement opérationnel	1 à 1.5	-Fissuration résiduelles	-Aucune réparation requise
Opérationnel	3	-Ecaillage -légère plastification des armatures	-Pont potentiellement fermé pour injection -Injection d'époxy -Rapiéçage de béton
Opération retardées	$0.75 \Delta_u$	-Eclatement du noyau -Léger flambement des armatures longitudinales -Rupture du des armatures transversales	-Pont fermé pour tout trafic sauf urgent -remplacement partiel du poteau
Prévention d'effondrement	Δ_u	-Rupture des armatures longitudinales	-Pont fermé pour tout Traffic -Remplacement complet des poteaux

Niveau de performance

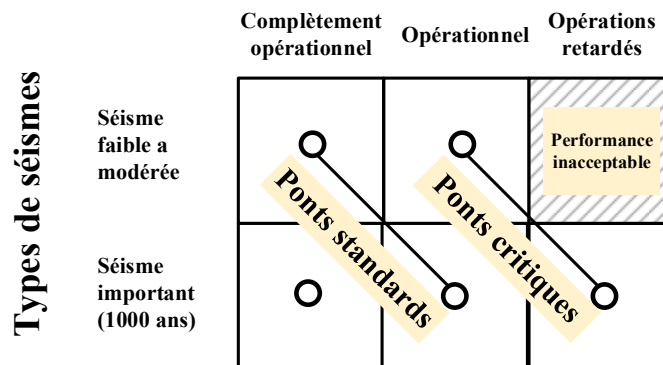


Figure 2.5 : Matrice de performance selon ACI 341[3]

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers CAN/CSA-S6-06 [17] propose une matrice de performance en fonction du type de pont et du type ou du niveau de séisme (voir figure 2.6). Contrairement à Priestley [75] et l'ACI 341 [3], la norme S6-06 ne propose pas de valeurs quantitatives associées à chaque niveau de performance. Le tableau 2.3 présente les différents états limites considérés par la norme S6-06 et ce à quoi ils correspondent.

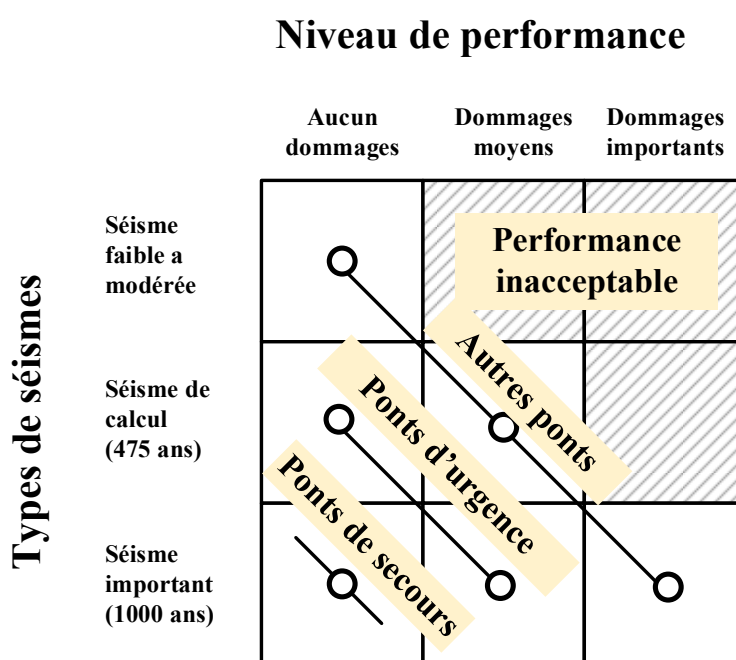


Figure 2.6 : Matrice de performance selon la S6-06 [17]

Tableau 2.3 : Etats limites selon la norme S6-06 [17]

Etat limite	Correspondance	Dommmages	Description
Complètement opérationnel	Aucun dommage	-Fissuration résiduelles -Plastification longitudinale	- Aucune réparation requise
Contrôle des dommages	Dommmages moyens	-Ecaillage -Fissuration importante -Plastification transversale	-Remplacement de l'enrobage -Injection d'un coulis de ciment
Etat limite de service	Dommmages importants	-Flambement longitudinal -Rupture transversale -Rupture longitudinale	-Remplacement complet du poteau

Le guide AASHTO "Specifications for Seismic Bridge Design" (AASHTO 2010) [1], présente la relation entre les niveaux de performance, les aléas sismiques et les catégories d'importance pour les normes américaines sur le calcul des ponts routiers, sous forme de matrice (figure 2.7).

L'objectif est de dimensionner les ponts qui peuvent résister aux séismes de basse intensité sans avoir de dommages significatifs et les séismes de plus grande intensité sans avoir d'effondrements.

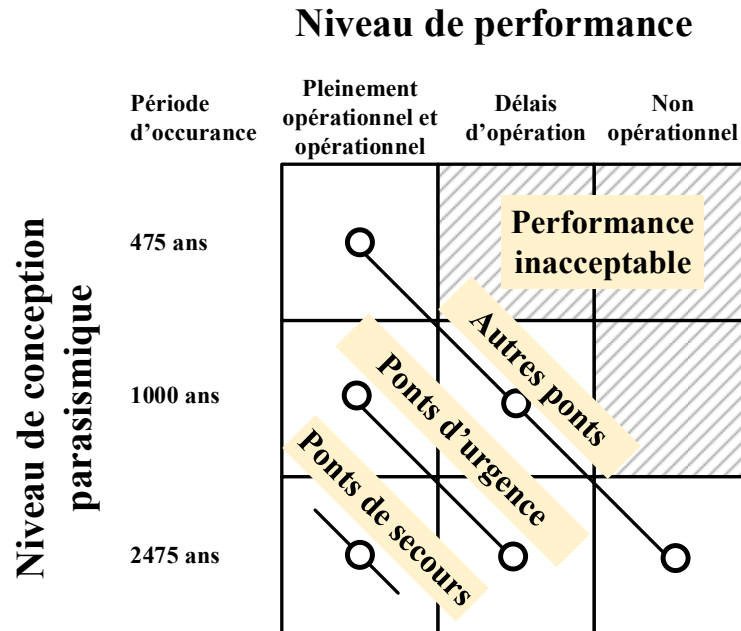


Figure 2.7 : Matrice de performance d'après la norme AASHTO 2010 [1]

2.4 Niveau de la performance

Les processus de prédiction des niveaux de performance sont différents suivant les comités. Par exemple, la définition des niveaux de performance est donnée par rapport à la vision de chaque comité. Ainsi, les procédures à suivre pour les déterminer dépendent de la méthode choisie. Toutefois, les concepts demeurent les mêmes, donc les niveaux de performance sont essentiellement équivalents. Généralement, les niveaux de performance sont définis par rapport à l'évolution de l'endommagement du début jusqu'à l'effondrement imminent de la structure. Dans la conception performantielle, les niveaux de performance sont représentés par trois classes de « performance opérationnelle » suite à un évènement sismique ([37], [43], [56]). Ces trois classes de performance opérationnelle sont les suivantes :

- 1-Pleinement opérationnelle
- 2-Opération retardée
- 3-Non opérationnel (prévention de l'effondrement du pont)

Certains auteurs ([3], [41], [73], [89]) proposent également une quatrième classe de performance soit :

- 4-Opérationnel

Les niveaux de performance, par l'entremise des classes de performance opérationnelle, sont définis selon deux échelles de performance. La première échelle fait référence aux performances fonctionnelles post sismiques tandis que la deuxième échelle est basée sur la performance économique de l'ouvrage. Finalement, ces deux échelles sont traduites, en termes d'ingénierie par des objectifs de performances locales. Le terme « local » se rapporte au comportement d'un composant individuel et indépendant des composants adjacents tandis que le terme « fonctionnel » décrit plutôt le comportement global de la structure suite à un tremblement de terre [16].

2.4.1 Performance fonctionnelle

Les objectifs de performance fonctionnelle sont liés à l'utilisation post sismique de l'ouvrage. Le tableau 2.4 présente la performance fonctionnelle selon chaque classe de performance. À partir de ce tableau, on remarque que les quatre niveaux de performance opérationnelle sont liés à trois niveaux de service post sismique : circulation complète, circulation limitée aux véhicules d'urgence et fermée à toute circulation [55].

Tableau 2.4 : Performance fonctionnelle des ouvrages d'art adapté de [55]

Niveau de performance opérationnelle	Niveau de performance post sismique	Performance post sismique
Pleinement opérationnel	Circulation complète (sans inspection)	Niveau original
Opérationnel	Circulation complète (après inspection)	Niveau original
Opération retardée	Circulation limitée aux véhicules d'urgences (après inspection)	Inférieur au niveau original
Non opérationnel	Fermé à toute circulation	Niveau minimum

Le niveau de service circulation complète implique un accès complet à toute circulation après l'évènement sismique. Dans le cas de la classe pleinement opérationnelle, aucune fermeture de l'ouvrage n'est prévue et aucune inspection de la structure n'est requise après un séisme. La circulation n'est donc aucunement affectée. Par contre, les ponts de la classe opérationnelle doivent être fermés à la circulation immédiatement après un séisme, mais seulement pour une courte période, laissant ainsi le temps de procéder à une inspection après quoi une circulation totale est acceptée. Pendant cette période, les véhicules d'urgences peuvent utiliser l'ouvrage.

Le second niveau de service post sismique, soit circulation limitée aux véhicules d'urgence, requiert également la fermeture complète de l'ouvrage immédiatement après un séisme pour quelques jours laissant ainsi le temps de procéder à une inspection et quelques réparations temporaires. Après l'inspection et les réparations temporaires, seulement le passage des véhicules d'urgence sur la structure est permis.

Finalement, le niveau de service fermé à toute circulation implique une fermeture complète du pont étant donné les dommages importants à la structure. Aucun véhicule n'est admis à traverser le pont, et ce, pour une très longue période (plusieurs mois). Somme toute, cette échelle de performance est nécessaire pour atteindre un niveau de fonctionnalité désiré.

2.4.2 Performance économique

Le niveau de performance peut également être déterminé à partir des objectifs de performance économique. En effet, la conception performantielle vise non seulement l'atteinte d'objectifs fonctionnels à la suite d'un tremblement de terre, mais également à optimiser le coût total de l'ouvrage et ses répercussions sur la société tout au long de sa durée de vie [39]. Par exemple, une augmentation du niveau de performance sismique augmente le coût de construction initial, mais en retour, limite les coûts de réparation post-sismique et les impacts économiques. Donc, afin d'évaluer la conception économique optimale d'un pont à résister à un séisme, le concept de coût du cycle de vie (CCV) peut être utilisé. Le CCV est le coût total d'un projet. Ce coût total englobe les coûts primaires (coût de construction initial, de réparation ou de reconstruction, s'il y a lieu) ainsi que les coûts secondaires (coûts économiques) ([38], [72], [90]).

Une étude a été réalisée [90], afin de démontrer la nécessité de prendre en compte les objectifs de performance économique dans la prise de décision du niveau de performance d'un pont. Dans cette étude, le coût du cycle de vie est effectué pour trois cas (même pont à deux travées, mais dans trois environnements différents). Dans le premier cas, le pont est situé sur une route passante dont le débit journalier moyen de véhicule est de 20 000. Dans le deuxième cas, le pont est situé sur une route moyennement occupée dont le débit journalier moyen est de 5000 et le troisième cas peut être considéré comme étant dans une petite ville dont le débit journalier moyen de véhicule passant sur le pont est de 500. Selon les résultats de l'étude [90], il est prudent de concevoir les piles de ponts pour le niveau de tremblement de terre ayant la plus forte accélération lorsque le pont est situé sur une route passante et pour l'accélération minimale quand le pont se trouve dans des endroits où le trafic est limité.

Comme il est possible de le remarquer, la performance économique est fortement influencée par le temps de fermeture d'un ouvrage. Le temps de fermeture est, quant à lui, directement relié aux dommages post-sismiques [28]. Le tableau 2.5 présente donc les objectifs de performance économique selon chaque classe de performance.

Tableau 2.5 : Performance sismique des ouvrages d'art [28]

Niveau de performance opérationnelle	Niveau d'endommagement
Pleinement opérationnel	Aucun dommage
Opération	Domage minimum
Opération retardé	Domage réparable
Non opérationnel	Domage important

2.4.3 Performance locale

Les objectifs de performances locales, qui sont en lien direct avec les états limites des piles de ponts, permettent de lier les objectifs de performance fonctionnelle et économique aux termes d'ingénierie.

Ces états limites peuvent être caractérisés par des niveaux d'endommagement. Une campagne d'essais a été réalisée [56] afin de caractériser l'endommagement des piles de ponts, de définir les différents états limites et, finalement, de déterminer la séquence d'endommagement. Ses observations ont été, dans l'ordre d'apparition, la fissuration du béton, la plastification des armatures longitudinales, l'éclatement du recouvrement de béton, la rupture des armatures transversales, le flambement des barres longitudinales et, pour terminer, la rupture des barres longitudinales.

Généralement, les niveaux de performance sont définis par rapport à l'évolution de l'endommagement du début jusqu'à l'effondrement imminent de la structure et sont :

- **Opérationnel** : Les éléments structuraux présentent peu ou aucun dommage et les éléments non structuraux ont peut-être des dommages mineurs. Ainsi, la structure peut être occupée ou utilisée immédiatement après le tremblement de terre et est capable de résister aux éventuelles répliques sismiques. La structure demeure opérationnelle en cas de réparations.
- **Occupation immédiate** : Il ressemble au niveau opérationnel sauf que les éléments non structuraux mécaniques peuvent ne pas fonctionner. Les éléments structuraux présentent peu ou aucun dommage. La structure est capable de résister aux éventuelles répliques sismiques. La sécurité de la structure est suffisante pour assurer la sécurité de ses usagers et l'endommagement est réparable.

- **Sauvegarde de la vie humaine** : Les éléments structuraux peuvent présenter des dommages comme des pertes dans leur rigidité ou leur résistance, mais ils garantissent encore la sécurité des usagers. La structure peut être réparable, cependant le coût est habituellement très élevé.
- **Prévention de l'effondrement** : La structure ne résiste qu'à son propre poids, elle n'est pas capable de résister aux éventuelles répliques sismiques et il n'est pas possible de la réparer. Le risque pour les usagers est très élevé, les dommages structuraux sont sévères et le risque d'effondrement est accru.
- **Proche de l'effondrement** : ce niveau de performance indique que l'effondrement est imminent. Le risque de blessures pour les occupants est très élevé. La réparation de cette structure peut être techniquement ou économiquement non faisable.

Ces niveaux de performance sont illustrés à la figure 2.8 où l'on trouve des critères de performance typiques et les endommagements [42].

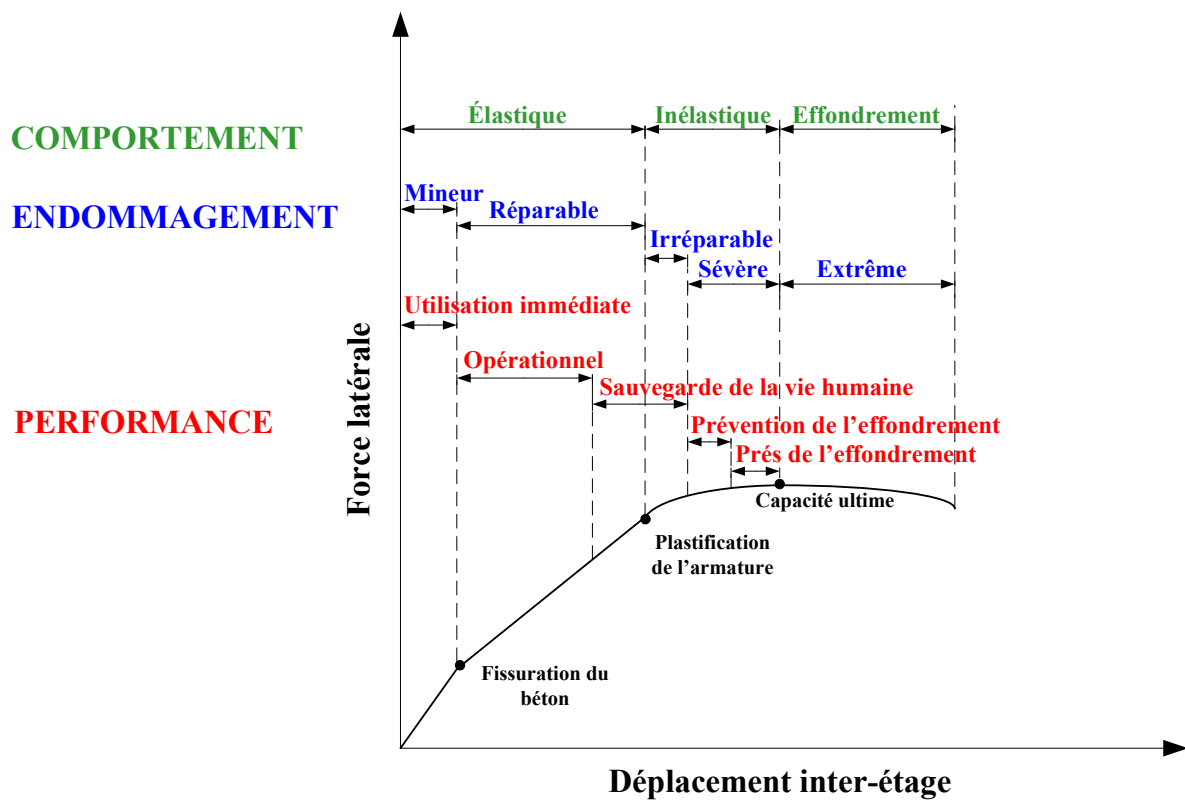


Figure 2.8 : Critères de performance typiques endommagement associé [42]

2.5 Relation entre niveaux de performance, performances fonctionnelles, économiques et locales

Les niveaux de performance opérationnelle sont liés aux objectifs de performances fonctionnelles (niveau de service post sismique), économiques ainsi qu'aux objectifs de performances locales (états d'endommagement des piles). Le tableau 2.6 rassemble les objectifs de performances fonctionnelles, économiques et locales en fonction des niveaux de performances opérationnelles [89].

Tableau 2.6 : Relation entre niveaux de performance, performances fonctionnelles, économiques et locales [89]

Niveau de performance	Niveau de service sismique	Description qualitative du niveau de performance	Description quantitative du niveau de performance	Réparation
Pleinement opérationnel	Circulation complète	Fissuration légère	Fissure à peine visible	Aucune réparation
Opérationnel	Circulation complète	Déformations des armatures longitudinales	Ouverture des fissures : < 1 mm	Injection des fissures à l'époxy
Opération retardée	Circulation limitée aux véhicules d'urgences	Apparition de déformation plastique ; léger éclatement du recouvrement de béton ; fissures longitudinales	Ouverture des fissures : 1-2 mm $\epsilon_c = -0,004$ $\epsilon_s = 0,015$	Injection des fissures à l'époxy ; réparation du recouvrement de béton
Non opérationnel	Fermé à toute circulation	Large ouverture des fissures ; important éclatement du recouvrement de béton ; flambement de l'armature longitudinale ; rupture des armatures longitudinales et transversales ; dégradation du béton confiné	Ouverture des fissures : > 2 mm Dégradation du noyau : $\epsilon_{cc} = \epsilon_{cc50}$ $\epsilon_s = 0,06$	Réparation très importante menant à la reconstruction complète de la pile

La figure 2.9 présente la relation entre les niveaux de services post sismique, les dommages encourus et les états limites sur une courbe de déplacement des piles de ponts en fonction de l'accélération maximale du sol lors d'un séisme [89].

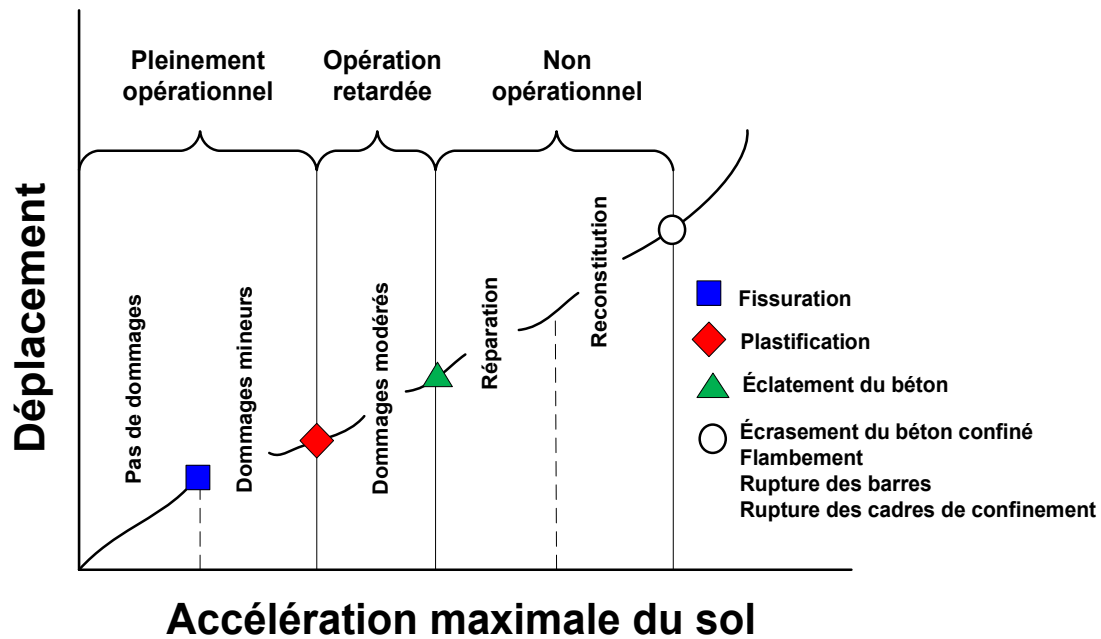


Figure 2.9 : Relation entre le niveau de service post-sismique et la performance locale d'un pont [89]

2.6 Processus d'endommagement d'un poteau de béton armé

De façon générale, le processus d'endommagement d'un poteau de béton armé se déroule de la façon suivante. Tout d'abord, on commence par atteindre la déformation maximale en traction dans le béton. A ce moment, il y a initiation et propagation de fissures dans l'enrobage de béton. Ces fissures marquent généralement le point où l'on remarque un changement de rigidité significatif, elles se propagent vers le noyau. Puisque le chargement se fait de façon cyclique, il y a frottement entre granulats au niveau des fissures existantes. Lorsque l'enrobage est trop fissuré, on assiste à l'écaillage de celui-ci. Pendant ce temps, les fissures dans le noyau ont pour effet d'augmenter le coefficient de Poisson du béton ; donc le noyau tend à prendre de plus en plus d'expansion latérale. Pour retenir cette expansion, les étriers ou spirales agissent à titre de confinement. Ensuite, on assiste à la plastification des armatures longitudinales qui survient avant l'écaillage.

À partir de ce moment, les étapes suivantes dépendent grandement de la géométrie des poteaux. Par exemple, un trop grand espacement entre les étriers ou spirales limite l'effet de confinement et le ferrailage transversal ne pourra pas retenir l'expansion du noyau de béton. Dans ce cas, on assiste à un écrasement du béton avant même la plastification des étriers ou spirales. D'un autre côté, lorsque l'espacement des armatures transversales est petit, l'effet de confinement est important et la plastification des étriers ou spirales se produit avant l'écrasement du béton. Il est donc possible d'affirmer que, pour un grand espacement entre les

armatures transversales, il se produira un écrasement du noyau (localement) accompagné d'un flambement des armatures longitudinales. Par contre, pour un petit espacement entre les étriers ou spirales, il se produira une plastification des armatures transversales qui correspond au deuxième changement de rigidité significatif suivi de l'écrasement du noyau. Ensuite, il y aura flambement des barres longitudinales qui représente un état limite important qui nécessite le remplacement total du poteau. La perte d'adhérence ou d'ancrage est un état limite qui ne doit pas survenir lors d'un séisme, ou elle doit survenir en dernier lieu. Il est donc important d'avoir une longueur d'ancrage des armatures longitudinales suffisante et de ne pas avoir de chevauchement dans la rotule plastique afin d'atteindre la rupture des barres avant d'assister à une perte d'ancrage. Cet état limite dite ultime est subjectif, une façon commune de le définir est d'identifier le moment où la résistance du poteau chute de plus de 20% de sa valeur maximale atteinte (voir la figure 2.10).

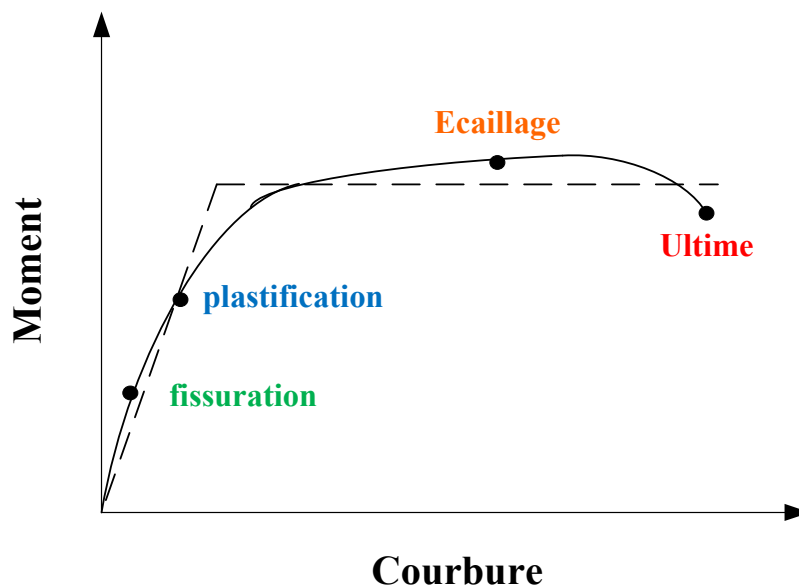


Figure 2.10 : Dommage en fonction du moment courbure

2.7 Définitions des états limites

Les niveaux de performance de l'ouvrage étant définis, il faut lier chaque niveau d'endommagement des éléments structuraux à un état limite. Le but consiste à lier l'endommagement à un ou plusieurs paramètres de réponse qui seront atteints pendant un tremblement de terre.

Les objectifs de performance sont directement liés aux états limites des piles de ponts. Un état limite étant un niveau d'endommagement, lors d'un chargement intense comme celui d'un tremblement de terre, une pile de pont passe par plusieurs états limites avant d'atteindre la rupture. Il convient donc de décrire les états limites des piliers de ponts afin de mieux comprendre leur comportement et le concept de performance de ceux-ci. Dans un premier temps, nous allons définir quelques états limites où les changements remarquables peuvent être locaux et ensuite, nous définirons ceux qui sont relatifs à une structure entière.

Dans la première catégorie, on a :

Fissuration du béton : elle se produit à des contraintes de traction très faibles et en général, elle n'est pas un signe de faiblesse. Cet état correspond aux niveaux de performance opérationnelle et d'occupation immédiate quand les fissures restent légères [34]. Lorsque la fissuration est grande, la durabilité de l'ouvrage peut être compromise.

Début de la plastification des barres d'acier : cet état correspond au comportement nommé écrouissage de l'acier, qui est le changement du comportement de l'acier qui passe de l'état élastique à l'état plastique. Il indique la présence de déformation permanente. Ainsi, il permet de passer du niveau de performance opérationnel à sauvegarde de la vie humaine.

Éclatement ou fragmentation de l'enrobage : ces derniers peuvent provoquer une rupture par glissement des barres de la section de béton, qui est une rupture fragile. L'atteinte de cet état indique si la sécurité des occupants est garantie ou non. L'éclatement ou la fragmentation de l'enrobage correspond au niveau de performance sauvegarde de la vie humaine.

Flambage et rupture de l'acier longitudinal : associé aux niveaux de performance prévention de l'effondrement et proche de l'effondrement, cet état limite est caractérisé par sa spontanéité et peut compromettre la stabilité de l'ouvrage. Une fois flambée, un poteau ne peut reprendre de façon sécuritaire les efforts horizontaux, donc si ce poteau fait partie du système de résistance aux sollicitations sismiques, cet état limite atteint peut avoir des conséquences néfastes pour les occupants.

Perte de capacité portante des charges de gravité : cet état limite, une fois atteint, peut provoquer des effondrements locaux ou partiels et dans des cas spécifiques, l'effondrement de la structure entière. Par conséquent, il peut se situer aux niveaux de performance sécurité limitée et de stabilité structurelle selon les risques d'effondrement partiel ou total. Dans la seconde catégorie, on retrouve les états limites qui concernent la structure au complet :

Le taux de déplacement latéral inter-étage (TDIE) : associé aux différents niveaux de performance, le TDIE indique le déplacement global du système.

Le taux résiduel latéral inter-étage : il est associé au niveau de performance sauvegarde de la vie humaine. Cet état limite commence lorsque le déplacement élastique est atteint et augmente avec la demande en ductilité.

La dégradation de la résistance du système : assimilable au niveau de performance prévention de l'effondrement, cet état limite peut être un indicateur de la stabilité d'une structure.

La stabilité structurale à l'effondrement : assimilable au niveau de performance prévention de l'effondrement [34], qui peut être considéré comme la perte de capacité portante des charges de gravité de plusieurs des éléments structuraux de la structure ou l'instabilité de la structure causée par les déplacements latéraux inter-étages excessifs dus aux effets P- Δ .

L'état limite d'effondrement : l'état limite d'effondrement est défini comme étant le point au-delà duquel l'ouvrage n'est plus capable de résister à son propre poids.

2.8 Détermination théorique des points limites

Plusieurs travaux de recherche ont porté et portent encore actuellement sur la détermination des forces, des déplacements ou des déformations dans les éléments et matériaux à l'atteinte des différents états limites. L'instant où un état limite est atteint et nommé point limite. Les expressions théoriques proposées afin de prédire l'atteinte des différents points limites sont présentés sommairement dans ce qui suit puisqu'une description plus extensive de chaque état limite a été effectuée précédemment dans la revue de littérature.

Limite de linéarité du béton

Le comportement du béton est pratiquement linéaire jusqu'à environ 50% de la résistance du béton en compression. À ce stade, il y a formation de microfissures longitudinales à peine visibles à l'œil nu. Donc, l'état limite linéaire du béton est considéré atteint lorsque le béton de recouvrement atteint une contrainte équivalente à $0,5f_c$ [71].

Plastification des armatures longitudinales

Dans la phase élastique, la déformation unitaire de l'acier ($\epsilon_s = \Delta L/L$) est directement proportionnelle à la contrainte. La courbe représentant la phase élastique est une droite et la pente est définie par le module de Young (E_s). La plastification de l'acier survient lorsque ϵ_y est atteint. Selon la loi de Hooke, la déformation à la plastification est :

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots(2. 1)$$

Dans l'équation, (E_s) est le module d'élasticité des barres d'armatures et f_y est la limite élastique spécifiée des barres d'armatures.

Perte du recouvrement de béton

La déformation maximale en compression présente dans le béton devrait être de -0,004 mm/mm est supposée l'atteinte de l'état limite de perte du recouvrement ([89], [51]). Ce critère de performance est également proposé par l'Applied Technology Council ATC [3]. Finalement, la déformation de l'acier d'armature longitudinale en traction ne devrait pas excéder 0,015 mm/mm [51].

Flambement des barres longitudinales

Le modèle [45] permet de prédire le flambement des barres d'armatures. Ce modèle permet de prédire le flambement entre deux étriers adjacents (équation 2.2). Toutefois, comme il a été observé dans les essais de Lehman [56], le flambement peut survenir sur plusieurs étriers. Le modèle [75] est donc limité dans la prédiction de l'initiation du flambement.

$$\varepsilon_s = \left(\frac{1,2d}{2s} \right)^2 \dots\dots\dots(2. 2)$$

Pour pallier ce problème, l'équation (2.3) permet de prédire la déformation en traction de l'acier d'armature au moment du flambement des barres d'armatures longitudinales sur plusieurs étriers [11]. Selon cette expression, la déformation en traction à l'apparition du flambement augmente avec le taux de confinement effectif ($\rho_s f_{yh} = f'_c$).

$$\varepsilon_{s_{flambement}} = 0,045 + 0,25 \left(\frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right) \dots\dots\dots(2. 3)$$

Donc, l'état limite du flambement des barres d'armatures longitudinales est considéré comme étant atteint lorsque la valeur d'une des deux équations permettant de prédire le flambement des barres est atteinte.

Rupture des étriers

La déformation que peut atteindre la fibre la plus comprimée du noyau confiné est limitée par la rupture de l'armature transversale qui n'est plus en mesure d'appliquer la pression de confinement.

Cette rupture peut être déterminée en égalant l'énergie de déformation de l'armature transversale à la rupture à l'augmentation de l'énergie emmagasinée dans le béton ([70], [71]). La formule (2.4) permet de prédire une valeur de la déformation du béton à la rupture des étriers.

$$\epsilon_{ccu} = 0,004 + 1,4 \rho_{sh} \epsilon_{su} \frac{f_{yh}}{f'_{cc}} \dots\dots\dots(2.4)$$

Où ϵ_{su} est la déformation ultime de l'acier d'armature transversale, f_{yh} est la limite élastique de l'acier d'armature transversale, ρ_{sh} est le taux volumique d'armature de confinement et f'_{cc} est la résistance en compression du béton confiné [77]. Toutefois, lorsque l'équation (2.4) est utilisée pour prédire la déformation du béton confiné à la rupture des barres d'armatures transversales des sections soumises à une charge combinée de compression et de flexion, le résultat de cette équation a tendance à être conservateur d'au moins 50% puisque l'équation (2.4) a été développée pour des charges de compression uniquement [77]. Il existe une autre méthode de prédiction de la déformation du béton confiné à la rupture des étriers [57]. Cette méthode est également basée sur le bilan d'énergie à la rupture des barres transversales. Selon cette méthode, l'augmentation de l'énergie de déformation à la rupture, résultant du confinement (zone hachurée sur la figure 2.11), ne peut être fournie que par l'énergie de déformation de l'armature de confinement. En égalant l'énergie de déformation emmagasinée dans les barres d'armatures transversales (U_{sh}) à la différence d'énergie définie par les courbes contraintes-déformations du béton confiné (U_{cc}) et du béton non confiné (U_{co}) additionnées à l'énergie de déformation des barres longitudinales (U_{sc}), la contrainte de compression axiale du béton confiné correspondant à la rupture des étriers peut être calculée [58]. L'équation (2.5) définit la méthode de prédiction de la déformation du béton confiné à la rupture des étriers [57].

$$U_{sh} = U_{cc} + U_{sh} - U_{co} \dots\dots\dots(2.5)$$

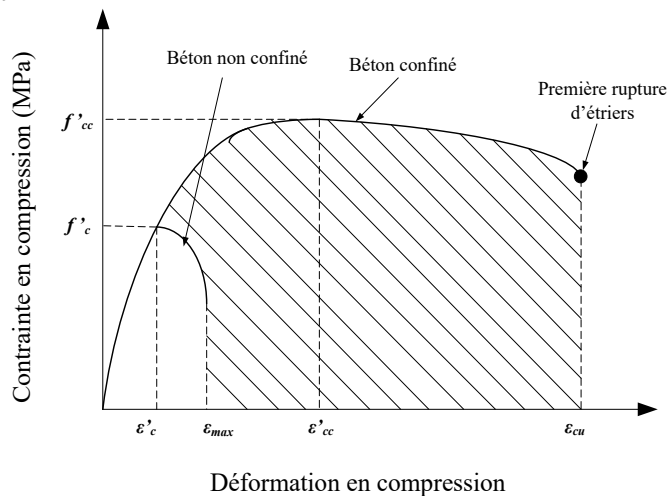


Figure 2.11 : Courbes contraintes-déformations du béton confiné et non confiné

Rupture des barres longitudinales

Les déformations ultimes minimum des barres d'armature régulières se situent entre 6% et 12% [71]. Une valeur sécuritaire de $\varepsilon_s = 0,07$ est retenue afin de prédire l'atteinte de l'état limite à la rupture des barres longitudinales.

Dégradation du noyau de béton confiné

Une dégradation du noyau de béton est supposée se produire lorsque la contrainte dans le béton confiné atteint la déformation axiale post-pic du béton ε_{cc50} correspondant à une diminution de 50% de la contrainte maximale du béton confiné en compression comme le recommande [48]. Une représentation visuelle, sous forme matricielle, de la corrélation entre les différents états d'endommagement (états limites) présents pour chaque classe opérationnelle est présentée au tableau 2.7 [56].

Tableau 2.7 : Corrélation entre les états d'endommagements et les classes opérationnelles [56]

	Classe opérationnelle			
	Pleinement opérationnelle	Opérationnel	Opération retardée	Non opérationnel
<ul style="list-style-type: none"> - Fissuration - Plastification des armatures longitudinales - Eclatement du recouvrement du béton - Rupture des barres transversales - Flambement et ruptures des barres longitudinales - Dégradation du noyau confiné 				

2.9 États limites

Après l'apparition de la philosophie du dimensionnement basé sur la performance, le besoin de mieux comprendre et de connaître les états limites s'est accru, car ce sont ceux-là mêmes qui permettent de faire la liaison entre l'endommagement et les objectifs de performance et par la suite, de rendre applicable cette philosophie. Généralement, l'endommagement a une phénoménologie (c.-à-d. qu'il apparait dans un ordre séquentiel), raison pour laquelle les états limites sont établis avec une chronologie homologue et puis séparés dans au moins deux niveaux. Les états limites peuvent être définis de trois façons différentes : états limites par observation, états limites de fonctionnalité ou qualitatifs et états limites analytiques ou

quantitatifs [98]. Le développement du DBP sismique a mené aux méthodologies et procédés déterministes de même que probabilistes. Par exemple, la méthode basée sur les déplacements est un procédé déterministe, tandis que l'analyse de fragilité ou les courbes de fragilité font partie des procédés probabilistes. Néanmoins, encore une fois, ce sont les états limites qui forment la base rendant applicable n'importe lequel des deux procédés.

Cette section du document présente un aperçu des différents travaux en lien avec les états limites qualitatifs ainsi que quantitatifs des piles de ponts en béton armé.

2.9.1 États limites qualitatifs

Les états limites qualitatifs sont ceux définis de façon observationnelle et descriptive. Ils peuvent être déterminés lors des évaluations d'endommagements après un évènement sismique ou lors des recherches grâce aux essais expérimentaux. En effet, les tremblements majeurs du passé ont été la source fondamentale de l'information que nous possédons aujourd'hui. Par exemple, Basoz et al. [8] ont présenté une description détaillée des états d'observation d'endommagement qualitatifs et ces définitions sont basées sur les observations de dommages causés par des tremblements de terre au Japon et en Californie. Les projets HAZUS 1997 [63] – 2003 [35] ont présenté des états limites qui sont basés sur des observations. Les états limites contenus dans ces deux rapports ont servi de point de départ à de nombreuses études afin de décrire les états limites de façon qualitative. Plus spécifiquement, le HAZUS 2003 [35] a défini cinq états d'endommagement pour les ponts : aucun, léger, modéré, important et complet. Ils ont été décrits en fonction du glissement des barres d'acier, du déplacement et de la ductilité. Des courbes de fragilité ont été développées afin d'exprimer la probabilité d'occurrence des états d'endommagement pour des états limites donnés. Ce rapport précise les correspondances entre les courbes de fragilité et les définitions des états limites.

Tableau 2.8 : Etats limites d'endommagement qualitatif pour les piles de pont [35]

États d'endommagement	Description
Aucun	Pile ne présentant aucun dommage
Léger	Écaillage mineur du béton et fissures dans la zone de rotule plastique (ces dommages ne requièrent qu'une réparation superficielle de la pile).
Modéré	Pile présentant des fissures en cisaillement et éclatement du béton d'enrobage (la pile est encore stable structurellement).
Important	Dégradation sévère du pilier sans effondrement, rupture par cisaillement observée (la pile est instable structurellement).
Complet	Effondrement total de la pile

Un autre bon exemple des états limites qualitatifs est ceux proposés par Hose et Seible [47]. Ces états limites ont été amplement utilisés lors de recherches à l'université de la Californie. En effet, le catalogue pour l'inspection visuelle et l'évaluation de la capacité sismique des composantes endommagées de ponts en béton armé les a employés. Ce catalogue a été fait en 2006 par cette université en collaboration avec le ministère des Transports de la Californie [103]. Il a pour objectif de faciliter l'inspection et l'évaluation de la capacité post-séisme des ponts en béton armé. Les tableaux 2.9 et 2.10 montrent les états limites et le catalogue pour l'inspection visuelle et l'évaluation de capacité sismique des composantes endommagées de ponts en béton armé, respectivement [8]. En comparant ces deux tableaux, on peut constater les différences et similitudes entre les auteurs pour définir les états limites. Les descriptions peuvent dénoter un certain degré de subjectivité, néanmoins, les différences ne sont pas très significatives, car les concepts pour les définir demeurent les mêmes ou essentiellement équivalents. Cette comparaison peut être répandue en regardant différentes définitions des états limites qui se trouvent dans la littérature actuelle.

Tableau 2.9 : Définitions des états d'endommagements observationnels [8]

Etat d'endommagement		Description
0	Aucun	Aucun dommage
1	Mineur	<ul style="list-style-type: none"> i. Fissures fines. ii. Fissures en bas et en haut du poteau entre 1.4 mm et 1.6 mm et un éclatement mineur. iii. Eclatement des faces du poteau, éclatement des évases du poteau (rapport de la hauteur de l'évase/longueur du poteau < 1/3 ou ferrailage inadéquat). iv. Fissures dans la connexion du poteau à la poutre de chevêtre.
2	Modéré	<ul style="list-style-type: none"> i. Fissures de cisaillement ii. Éclatement des évases du poteau (rapport de la hauteur de l'évase/longueur du poteau < 1/3 ou ferrailage inadéquat). iii. Rupture en flexion (développement de la rotule plastique, flambement des armatures longitudinales sur une longueur d'un diamètre de colonne). iv. Fissures exposant le noyau du béton.
3	Sévère	<ul style="list-style-type: none"> i. Rupture par cisaillement. ii. Rupture en flexion (sans le développement de la rotule plastique dû au confinement inadéquat, lié à la rupture de l'acier ou aux soudures, ancrage ou chevauchements de l'acier longitudinal insuffisant). iii. Arrachement vertical des armatures longitudinales. iv. Déplacement du sol à la base du poteau. v. Inclinaison de la sous-structure due à la rupture de la fondation.
4	Effondrement	Effondrement de la colonne.

Tableau 2.10 : Définitions des états d'endommagements [47]

Niveau d'endommagement	Classification de l'endommagement	Description
I	Aucun	i. Début des fissures minces.
II	Mineur	i. Elargissement des fissures. ii. Première plastification théorique de l'acier longitudinal.
III	Modéré	i. Initiation des déformations inélastiques. ii. Début de l'éclatement du béton. iii. Développement de fissures diagonales.
IV	Sévère	i. Développement des fissures épaisses. ii. Prolongation de l'éclatement du béton.
V	Rupture locale /Effondrement	i. Flambement des armatures longitudinales. ii. Rupture des armatures transversal. iii. Ecrasement du noyau du béton.

2.9.2 États limites quantitatifs

Les états limites quantitatifs sont ceux corrélés aux états limites qualitatifs par une réponse de déformation définissable, par exemple des déformations, des courbures, des rotations ou des paramètres typiques de demande d'ingénierie (en anglais *engineering demand parameters (EDP)*). Ces valeurs sont obtenues par des expériences de laboratoire ou des modélisations numériques sur des composants de ponts, d'assemblages ou de sous-assemblages, et de systèmes.

Un autre développement des états limites pour des piles de ponts en utilisant le taux de déplacement relatif comme le paramètre quantitatif [30]. Ces états limites ont été développés pour prendre en compte un facteur d'évolution de l'endommagement utilisé pour définir la capacité des colonnes. Les limites ont été définies en fonction du taux de déplacement relatif pour la conception non sismique et sismique des colonnes. Le tableau 2.11 résume ces résultats.

Tableau 2.11 : Etats limites [30]

Etat d'endommagement	Non conçu sismiquement	Conçu sismiquement
Première plastification	θ_y	θ_y
Fissuration et éclatement de l'enrobage	0.008	0.010
Perte de résistance au niveau de l'ancrage	0.010	0.025
Début de l'éclatement	0.020	0.050
Effondrement	0.050	0.075

Le développement des états limites et la détermination de l'endommagement d'une pile en fonction du taux de ductilité [49]. Ce taux de ductilité est obtenu en liant le déplacement relatif en tête de la pile, obtenu par l'analyse de la réponse du pont, au déplacement relatif de l'armature verticale a sa base au moment de la première plastification. Le tableau 2.12 présente quatre niveaux d'endommagement qui a été quantifié en termes de taux de plastification.

Tableau 2.12 : Etats limites [49]

Etat d'endommagement	Ductilité en déplacement	Valeur moyenne
Léger	μ_{cy1}	1.00
Modéré	μ_{cy}	1.20
Important	μ_{c2}	1.76
Complet	μ_{cmax}	4.76

D'autres études sur les risques sismiques ont utilisé la ductilité de la pile comme premier paramètre d'évaluation des dommages primaires. Un projet développé au département de génie civil et environnemental du Georgia Institute of Technology a défini les états de dommages en fonction du taux de plastification. Ces projets sont basés sur les recommandations des études faites auparavant, sur des résultats expérimentaux et sur des descriptions des dommages du projet HAZUS. Le tableau 2.13 présente les états de dommages différents utilisés par chaque auteur.

Tableau 2.13 : Etats limites, utilisés par l'Institut de Géorgie de Technologie [49]

Etat d'endommagement Type	Choi [21] Ductilité en déplacement	Choi et al.[22] Ductilité en courbure	Nielson [65] Ductilité en courbure	Padgett [67] Ductilité en courbure
Léger	$1.0 < \mu < 1.2$	$1.0 < \mu_{\phi} < 2.0$	$1.0 < \mu_{\phi} < 1.58$	$1.29 < \mu_{\phi} < 2.10$
Modéré	$1.2 < \mu < 1.76$	$2.0 < \mu_{\phi} < 4.0$	$1.58 < \mu_{\phi} < 3.22$	$2.10 < \mu_{\phi} < 3.52$
Important	$1.76 < \mu < 4.76$	$4.0 < \mu_{\phi} < 7.0$	$3.22 < \mu_{\phi} < 6.48$	$3.52 < \mu_{\phi} < 5.24$
Complet	$4.76 < \mu$	$7.0 < \mu_{\phi}$	$6.84 < \mu_{\phi}$	$5.24 < \mu_{\phi}$

La détermination des états limites pour une pile de pont a été effectuée, en se basant sur les références trouvées dans la littérature, l'analyse sectionnelle et la mécanique de l'endommagement [99]. Les états d'endommagement ont été obtenus à l'aide d'un programme d'éléments finis qui prend en compte la mécanique de l'endommagement, EFiCoS [53].

Ce logiciel est capable de prédire, d'évaluer et de localiser les dommages d'un élément. Il a été utilisé pour sa capacité à présenter des résultats tels que la fissuration et l'éclatement du béton, la plastification de l'acier, le flambement des barres d'armature ou la rupture de l'armature.

Le tableau 2.14 montre la relation entre l'endommagement du béton et l'acier par rapport à la courbe force déplacement. Étant donné que la section de la pile présente une asymétrie due à la distribution des barres d'acier longitudinales, suivant trois cas de chargement différents : monotone en poussant, monotone en tirant, et par la suite cyclique. Les trois états limites quantitatifs, drift (déplacement relatif de la pile par rapport au sol), la ductilité en déplacement et la ductilité en courbure) trouvés dans cette étude sont présentés au tableau 2.15. Les auteurs ont remarqué la différence entre les valeurs obtenues et celles rapportée dans la littérature pour les états limites intermédiaires et ils ont expliqué que cette différence devait avoir un lien avec le mécanisme complexe de rupture du poteau.

Tableau 2.14 : Relation de l'endommagement du béton et de l'acier à la courbe force déplacement [99]

Paramètre qualitatif	Cas de chargement - Déplacement à la moitié de la hauteur de la colonne réelle (m)		
	Monotone (poussée)	Monotone (tirée)	Cyclique
Première fissuration du béton	0.002	0.002	0.002
Éclatement du béton significatif ($DT > 0,5$)	0.003	0.003	0.003
Endommagement du béton en compression significative (+) ($DC > 0,5$)	0.034	0.034	0.036
Plastification de l'acier longitudinal	0.013	0.014	0.013
Flambement du renforcement longitudinal	0.086	0.088	0.095

Tableau 2.15 : États limites d'une pile de pont [99]

État d'endommagement	Niveau de service	Indices de dommages Compression et traction	TDIE δ	μ	μ_{ϕ}
Léger	Complètement opérationnel	DC=0,1 DT≈0,0	0.005	1.00	1.00
Modéré	Opérationnel	DC=0,2	0.007	1.15	1.50
Important	-	DC=0,5 DT=0,5	0.011	1.76	3.22
Complet	Stabilité	DC=0,9 DT=0,9	0.030	3.00	6.84

2.10 Conclusion

Dans ce chapitre, une revue de la philosophie basée sur la performance, en prenant soin de définir les niveaux de performance a été présentée. En second lieu, les procédures et les recommandations pour la conception parasismique ont été exposées. La définition des états limites, la qualification des états d'endommagement et la quantification de ces derniers ont été abordées.

En grande partie, les procédures et les recommandations pour la conception des ponts se sont améliorées à la suite des observations de dommages faites lors des récents tremblements de terre, particulièrement celui de 1971 à San Fernando ou de Northridge en 1994. Il en est de même pour les travaux sur la quantification des états d'endommagement.

CHAPITRE 3

VALIDATION DU MODELE NUMERIQUE

Avant d'être en mesure d'effectuer des analyses dynamiques sur des piles de ponts, la méthode de modélisation présentée au chapitre suivant doit être validée au niveau des réponses globales et locales. Pour ce faire, la stratégie de modélisation proposée est d'abord évaluée en comparant la réponse numérique force-déplacement à la réponse force-déplacement expérimentale obtenue lors d'essais sur des piles de ponts en béton armé. Pour évaluer la capacité du modèle, les résultats expérimentaux de dix piles de ponts testées sous chargement cyclique par Sakai et Kawashima [83] sont utilisées. Ces dix poteaux couvrent les principaux paramètres d'intérêt pour les piles de ponts typiques tels que le rapport d'élancement, le taux d'armature longitudinal et transversal ainsi que le taux de charge axiale.

Ce chapitre traite les résultats brutes d'un programme expérimental [83] utilisé dans le cadre de cette thèse. Le programme comprend l'essai d'un poteau carré en béton armé à échelle réduite soumis à des cycles de chargement latéral en plus d'une charge axiale représentative du niveau de chargement.

La première section de ce chapitre représente les caractéristiques des spécimens testés. La section suivante représente les caractéristiques des matériaux utilisés, ensuite le protocole expérimental de chargement et en finale les résultats en effectuant des études comparatives entre les spécimens en termes de courbe d'hystérésis globale, de dissipation d'énergie, de dégradation de la rigidité, et d'amortissement visqueux équivalent a été menée.

3.1 Description des spécimens

Les six spécimens, tp001 à tp006 ont une hauteur effective de 1.245m, la hauteur du spécimen est fixée à 1.430 m en considérant l'espace additionnel nécessaire pour la mise en place des vérins, et avec une section de 400 mm × 400 mm.

Les spécimens sont armés longitudinalement par 20 barres D13 et transversalement par des barres D6 avec un espacement de 70 mm. Les détails de ferrailage du spécimen sont illustrés dans la figure 3.1.

La Résistance à la compression du béton varie entre 33,2 et 36.8MPa, voir le tableau 3.1 et la force axiale constante de 156.8kN a été appliquée, résultant d'une contrainte axiale de 0.98MPa dans la pile. Basé sur le calcul, le déplacement initial est de 6 mm, ce qui est à peu près égal à un drift de 0,48%.

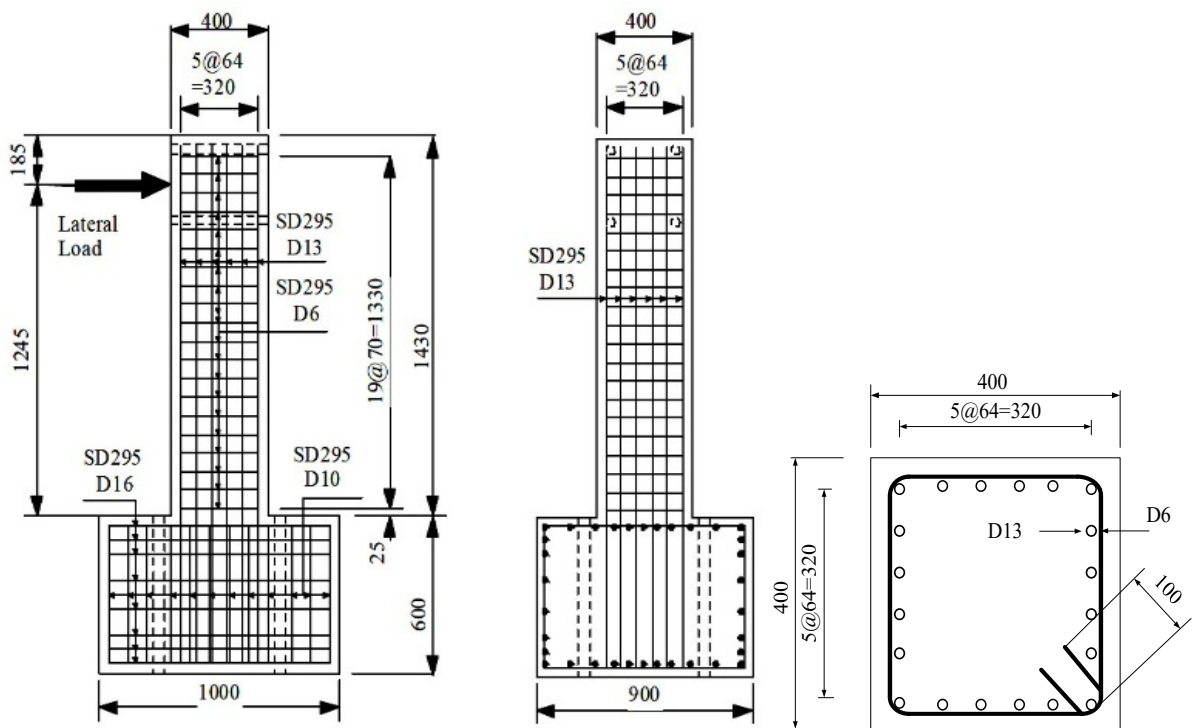


Figure 3.1 : Détails de ferrailage des spécimens tp001~tp006

Tableau 3.1 : Caractéristiques des spécimens tp001~tp006

Spécimen	tp001	tp002	tp003	tp004	tp005	tp006
Dimensions de la section (mm)	400×400 (carré)					
Hauteur effective (mm)	1245					
Largeur utile (mm)	360					
Ratio des dimensions	3.46					
Ratio de ferrailage longitudinal (%)	1.58					
Ratio du ferrailage transversal (%)	0.57					
Résistance à la compression du béton (Mpa)	35.9	35.7	34.3	33.2	36.8	35.9
Ferrailage longitudinal / (limite élastique)	SD295 D13 / 363MPa					
Ferrailage transversal / (limite élastique)	SD295 D6 / 368MPa					
Charge axiale en tête (kN)	157					

Les quatre autres spécimens appelés tp031 à tp034 sont représentés sur la figure 3.2.

Les spécimens ont une hauteur effective de 1,35m avec une section carrée de 400 mm × 400 mm, ferrailés longitudinalement par vingt barres D13 et transversalement par des bars D6 avec un espacement de 50 mm. La limite d'élasticité des aciers D13 et D6 sont respectivement 374MPa et 363MPa. Le ratio de ferrailage longitudinal et le ratio de ferrailage transversal sont 1,58% et 0,79%, respectivement. La résistance à la compression du béton varie entre 22.9 et 23.0MPa.

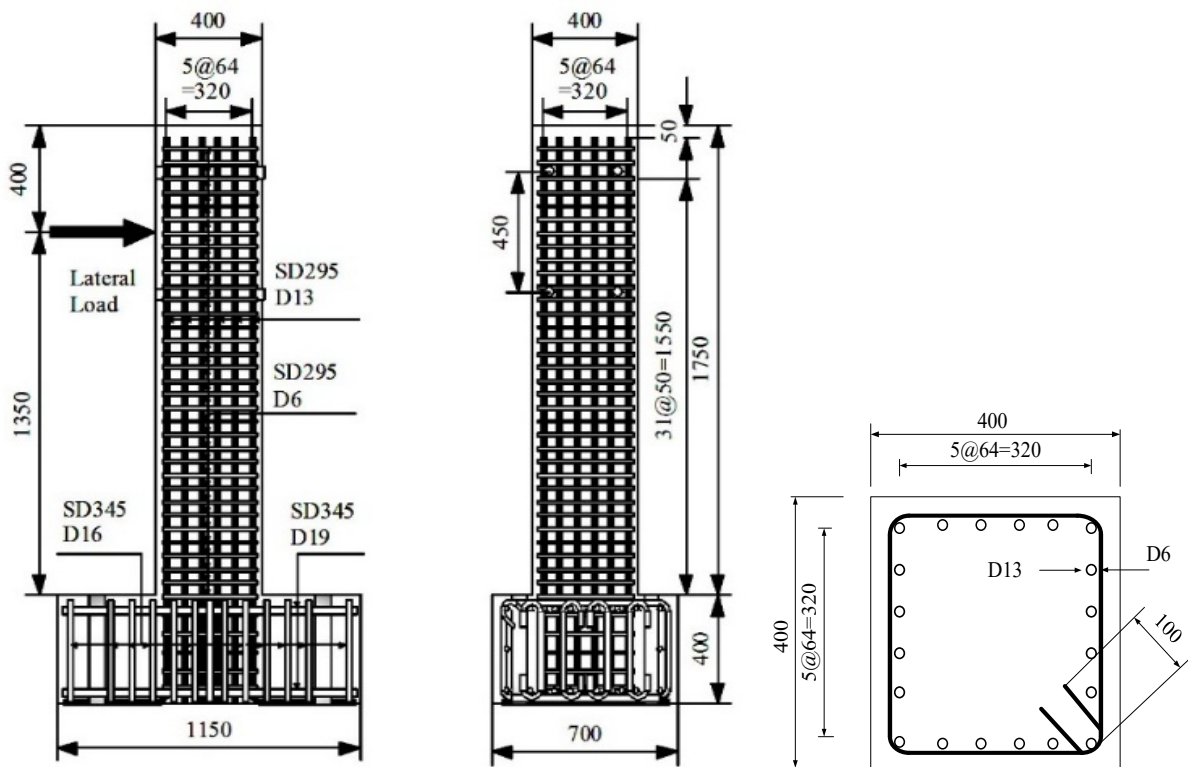


Figure 3.2 : Détails de ferrailage des spécimens tp031~tp034

Tableau 3.2 : Caractéristiques des spécimens tp031~tp034

Spécimen	tp031	tp032	tp033	tp034
Dimensions de la section (mm)	400×400 (carré)			
Hauteur effective (mm)	1350			
Largeur utile (mm)	360			
Ratio des dimensions	3.75			
Ratio de ferrailage longitudinal (%)	1.58			
Ratio du ferrailage transversal (%)	0.79			
Résistance à la compression du béton (Mpa)	22.9	23.0	22.9	23.0
Ferrailage longitudinal / (limite élastique)	SD295 D13 / 374MPa			
Ferrailage transversal / (limite élastique)	SD295 D6 / 363MPa			
Charge axiale en tête (kN)	470 Constante	-170 Constante	-10~310 Variable	-170~420 Variable

3.2 Procédure d'essais

Un chargement cyclique est obtenu en appliquant à l'extrémité libre une charge qui augmente à chaque cycle et crée un mouvement différentiel de haut en bas semblable à celui créé par un séisme. Ce type de chargement est nommé quasi-statique. Les paramètres enregistrés lors du chargement sont la charge, en kN, et le déplacement à l'extrémité libre du spécimen, en millimètre. Ces informations sont ensuite reportées (la charge en ordonnée et le déplacement en abscisse) sous forme graphique pour obtenir des courbes hystérétiques permettant l'interprétation du comportement cyclique.

La charge cyclique est appliquée d'abord avec contrôle en force avant l'écoulement plastique de l'acier d'armature longitudinale contenu dans le spécimen (voir figure 3.3). Le déplacement à l'extrémité libre correspondant à l'écoulement plastique, Δ_u , est défini lorsque les lectures des jauges de déformations placées sur l'armature longitudinale du spécimen affichent une déformation de 0,2 ‰. Par la suite, la charge cyclique est appliquée en contrôle de déplacement puisqu'après l'écoulement plastique, la charge augmente peu à chaque cycle supplémentaire comparativement au déplacement. Donc, pour obtenir une courbe plus continue après le pic des points charge/déplacement, il est plus facile d'augmenter le déplacement à l'extrémité libre de la pile à un pas régulier, soit Δ_y . En contrôle de déplacement, chaque cycle supplémentaire est identifié par le facteur de ductilité en déplacement, μ_Δ défini par :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \dots\dots\dots(3. 1)$$

Où Δ_{\max} est le déplacement maximal au point d'application de la charge à chaque cycle et Δ_y est l'écoulement plastique.

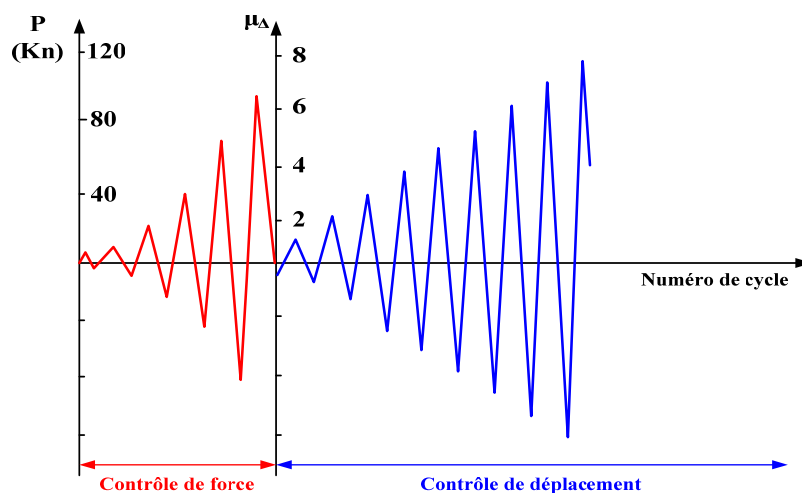


Figure 3.3 : Chargement cyclique appliqué

Le programme de chargement comprend une combinaison de charge axiale variable et constante et déplacement latéral cyclique. La figure 3.4 montre les chargements cycliques qui sont basés sur le processus de l'augmentation du déplacement latéral. Les cycles ultérieurs pendant l'essai ont été réalisés dans le contrôle de déplacement. Six chargements cycliques, sont représentés sur la figure. 3.4, ont été utilisés pour les spécimens tp001 à tp006. Les types 1, 2, et 3 ont pour but d'étudier l'effet de l'intensité du nombre de cycles. Le type 4 représente une diminution par paliers de chargement. Les type 5 et 6 ont pour objectif l'étude des déplacements résiduel dans une direction.

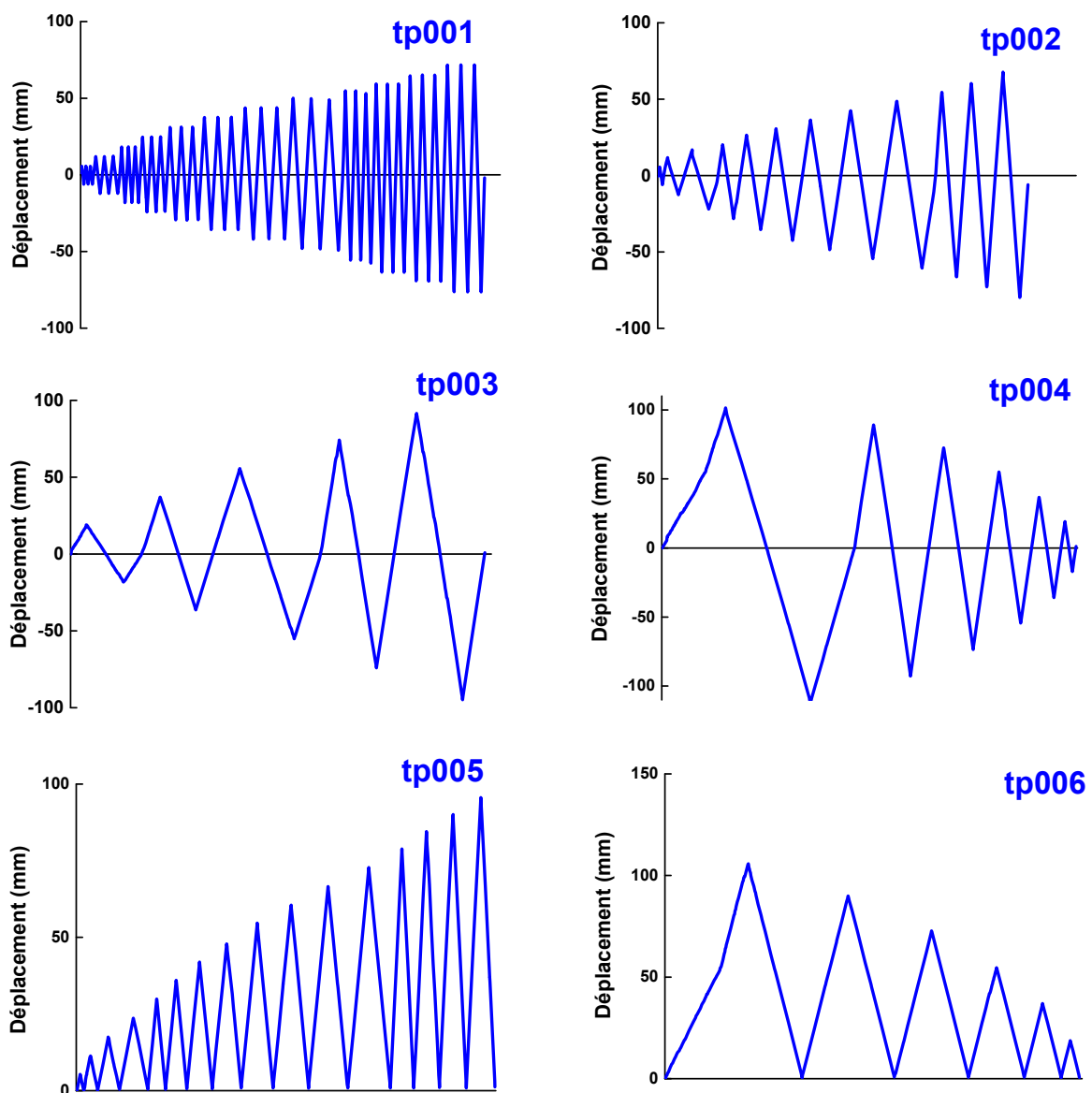


Figure 3.4 : Chargement cyclique pour les spécimens tp001 à tp006

La figure. 3.5 montre les chargements cycliques utilisés pour les spécimens tp031 à tp034, chargés dans la direction latérale sous quatre chargements différents.

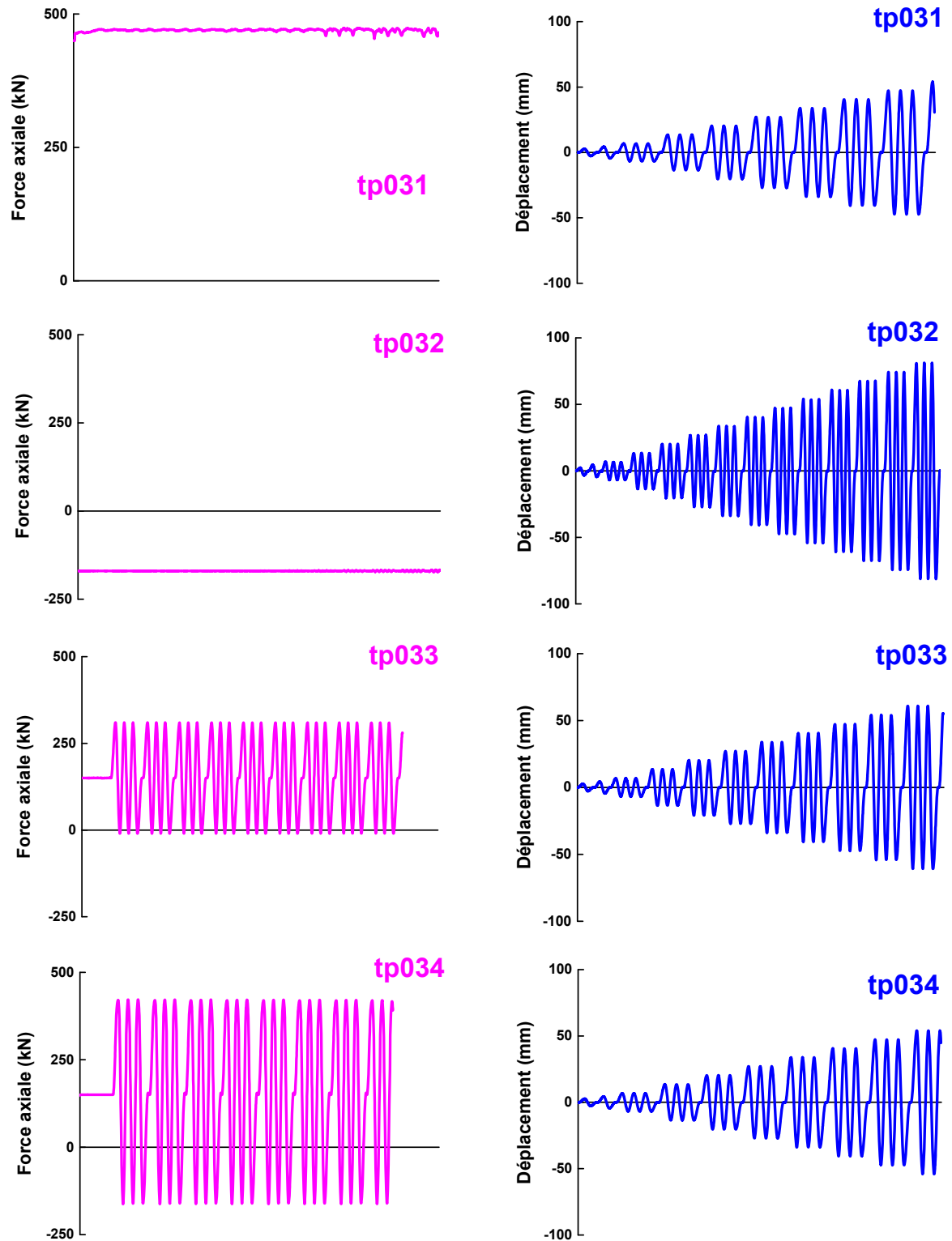


Figure 3.5 : Chargement cyclique pour les spécimens tp031 à tp034

Le spécimen tp031 soumis à une charge axiale de compression constante correspondant à charge axiale normalisée ($N/f_c A_g$) de 12,8% ; le spécimen tp032 soumis à une charge de traction constante axiale correspondant à -4,6% de la charge axiale normalisée; le spécimen tp033 est soumis à une charge axiale variable (compression-traction) correspondant à un intervalle de -0,3% à 8,5% de la charge axiale normalisée; et en finale le spécimen tp034 est soumis à une charge axiale variable (compression-traction) correspondant à -4,6% jusqu'à 11,4% de la charge axiale normalisée. Le déplacement latéral a été augmenté par étapes de 0,5%, 1%, 1,5% du drift (déplacement latéral relatif), jusqu'à la ruine, avec un pas de trois cycles pour chaque drift.

3.3 Equipement d'essais et instrumentation

Les modèles sont soumis à un chargement cyclique appliqué à une distance de l'extrémité libre du spécimen à l'aide d'un vérin hydraulique.

Une force axiale constante représentant un pourcentage de la capacité ultime en compression est appliquée au poteau durant l'essai de chargement.

Les modèles sont instrumentés à l'aide de jauges électriques, des LVDT (Linear Variable Displacement Transducers) et de cellules de charge. Des jauges électriques sont collées sur les armatures longitudinales du spécimen afin d'en mesurer l'élongation. La jauge la plus proche de la face de la pile et le point (ou le seuil) d'écoulement plastique, Δ_y de l'armature. De même, cinq jauges électriques sont collées sur une baguette d'aluminium. Celle-ci est ancrée en trois points sur le poteau afin d'en mesurer l'état des déformations. Les trois LVDT mesurent les déplacements de la pile, à 18.5 cm et à 124.5 cm de l'application de la charge et sur la fondation des spécimens tp001~tp006, et à 40 cm et à 135 cm de l'application de la charge et sur la fondation des spécimens tp031~tp034. Les cellules de charges enregistrent quant à elles les charges appliquées [52].

3.4 Résultats des essais

3.4.1 L'influence du type de chargement

Les figures 3.6, 3.7 et 3.8 représentent les courbes d'hystérésis expérimentales des spécimens tp001 à tp003 respectivement. Les courbes force-déplacement latéral montrent l'effet du nombre de pas par cycles de chargement, il en résulte que quand le chargement augmente, le déplacement ultime diminue.

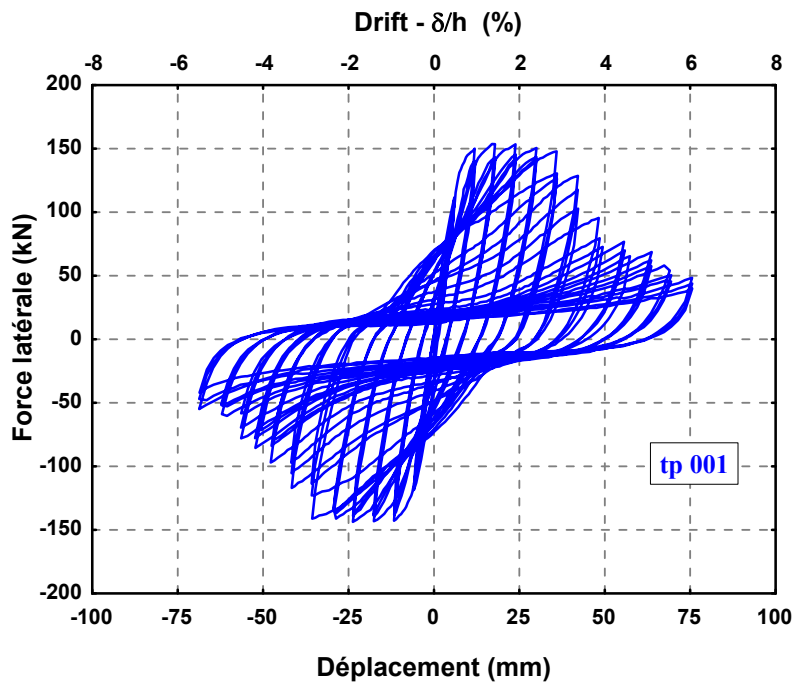


Figure 3.6 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp001

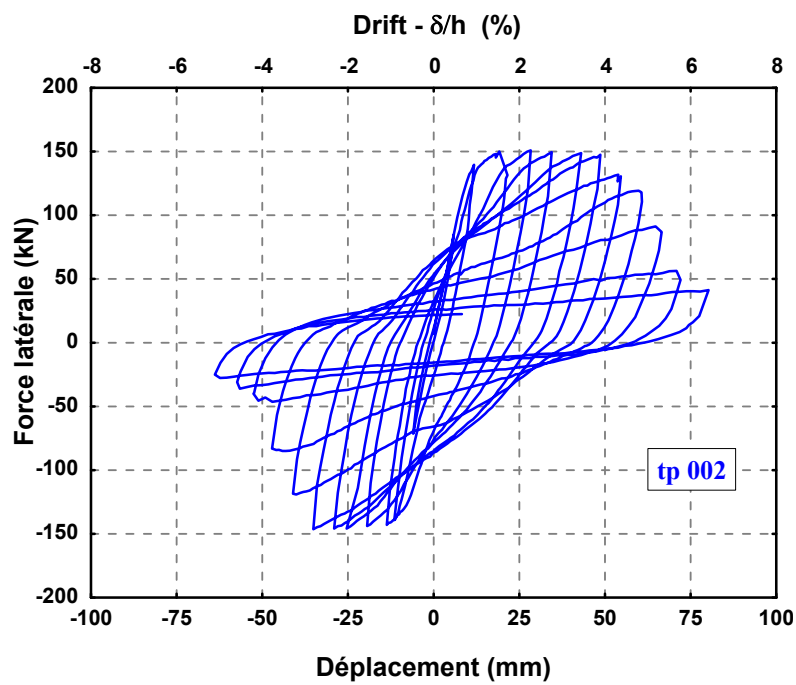


Figure 3.7 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp002

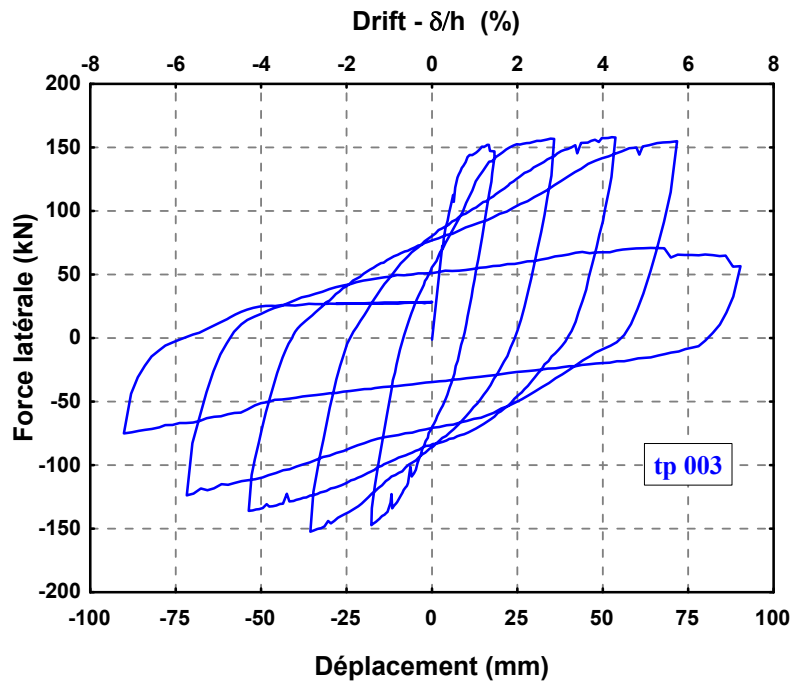


Figure 3.8 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp003

La figure 3.9 montre la courbe d'hystérésis du spécimen tp004, dont le chargement présente une diminution de cycles. Comparé à tp003 qui a une augmentation de cycles de chargement, la force latérale pour le premier cycle est stable jusqu'à $18\delta_y$ (8,7% drift) en vertu de la diminution progressive de chargement, tandis que la force latérale pour le spécimen tp003 sous l'augmentation progressive de chargement commence à se détériorer de manière significative après $12\delta_y$.

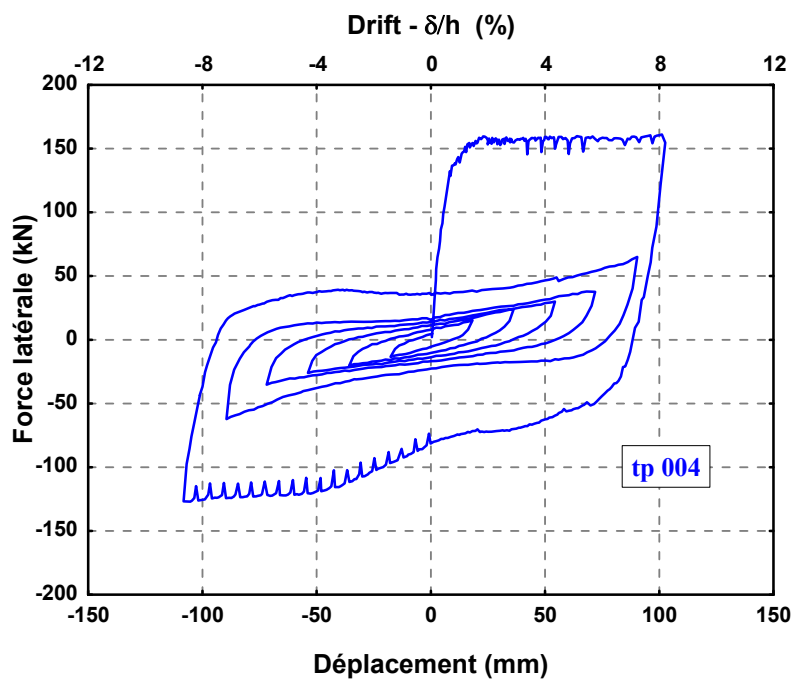


Figure 3.9 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp004

Les figures 3.10 et 3.11 montrent la relation entre la force latérale par rapport au déplacement latéral des spécimens tp005 et tp006 soumis à un chargement unidirectionnel.

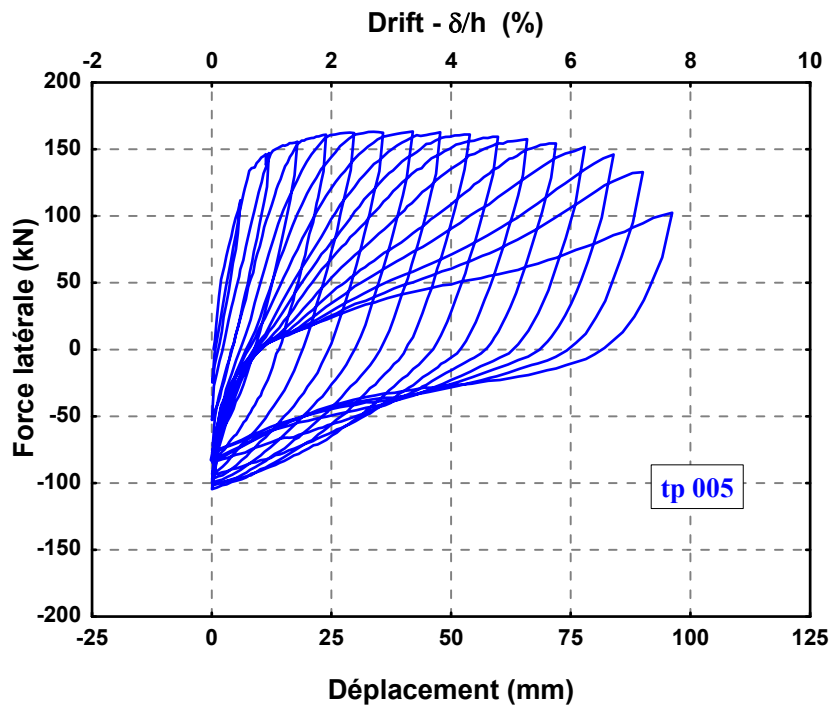


Figure 3.10 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp005

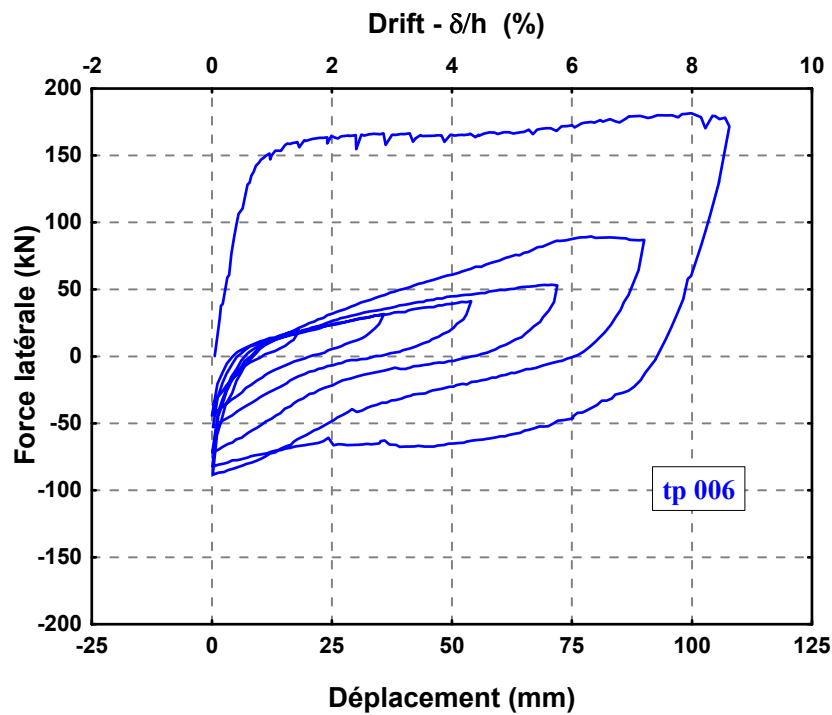


Figure 3.11 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp006

La figure 3.12 montre une comparaison entre les spécimens tp003 et tp004. Il est clairement démontré que le spécimen tp004 a une mauvaise performance comparant au tp003. La boucle d'hystérésis du spécimen tp003 montre une forme de parallélogramme, ce qui implique que la capacité de dissipation d'énergie est assez grande. Cependant, pour le spécimen tp003, une baisse significative de la force latérale a été observée à moins de 6% drift.

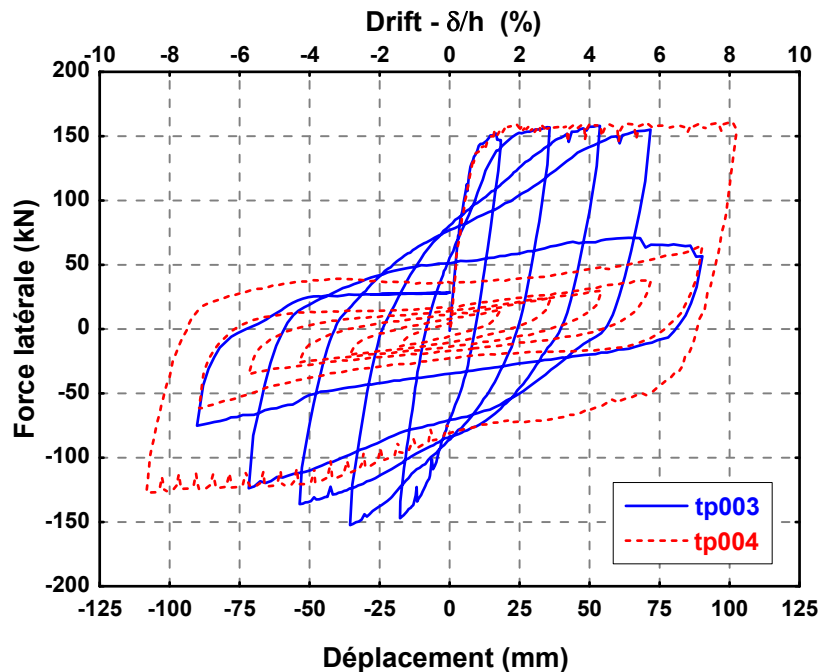


Figure 3.12 : Comparaison forces latérales /déplacements pour les spécimens tp003 et tp004

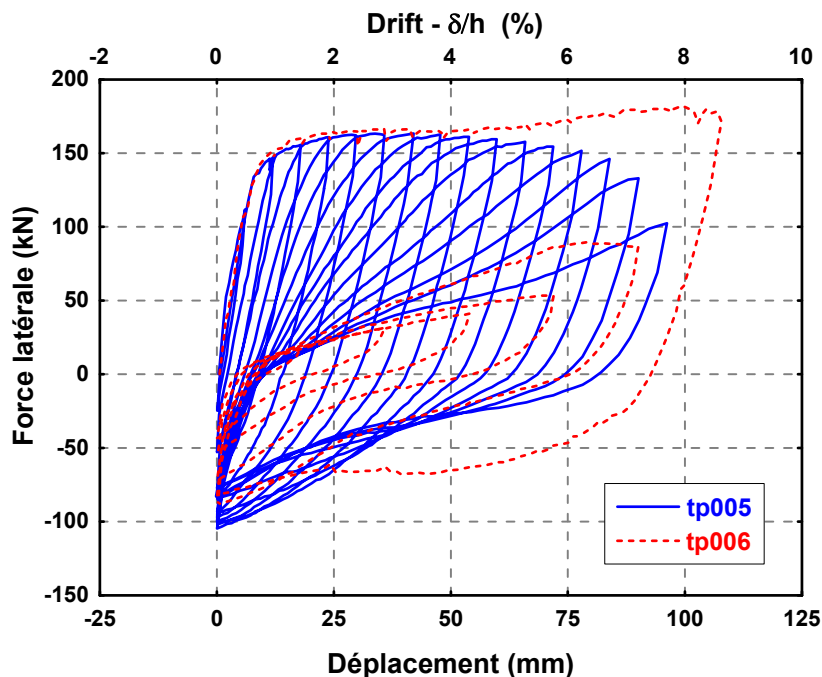


Figure 3.13 : Comparaison forces latérales /déplacements pour les spécimens tp005 et tp006

La différence de la baisse et l'augmentation de la charge par cycle était également évident pour les spécimens tp005 et tp006 chargés dans un sens comme indiqué sur la figure 3.13. La courbe d'hystérésis du spécimen tp006 était stable jusqu'à 8% du drift pour le premier cycle. Toutefois, dans le second cycle la force latérale est seulement 88kN, montrant une chute de 45% de la force par rapport au premier cycle.

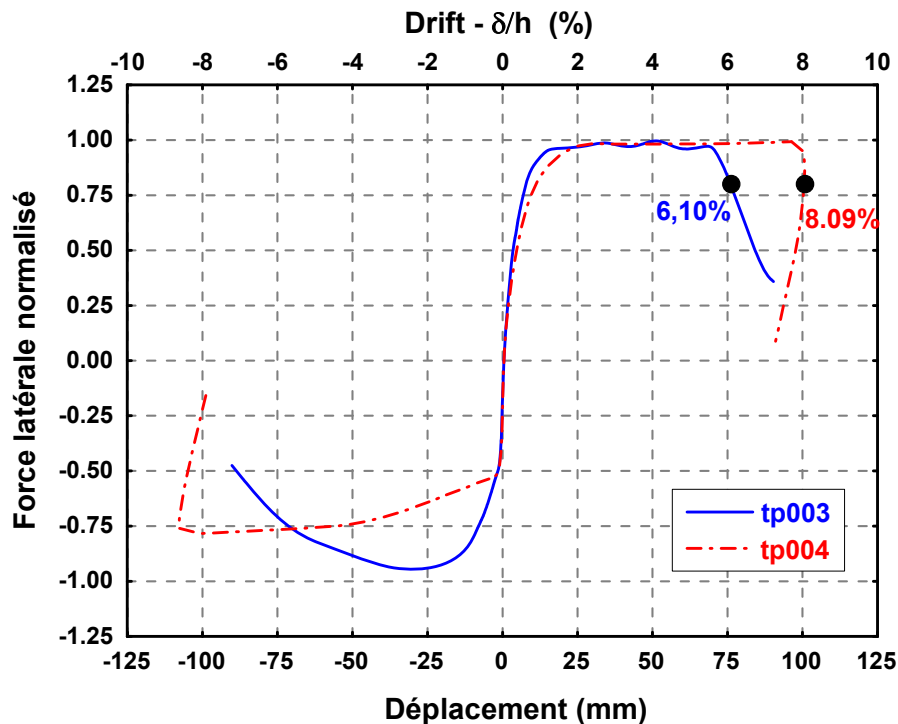


Figure 3.14 : Comparaison entre les forces latérales et les déplacements (tp003-tp004)

Les figures 3.14 et 3.15 montrent les courbes enveloppes normalisées des spécimens tp003-tp004 et tp005-tp006, respectivement. La force normalisée a été définie comme le rapport entre les forces latérales réelles de la force maximale. Les points noirs sur les graphes correspondent à une chute de 20% de la résistance. Pour les spécimens tp004 et tp006, sous un chargement avec une diminution progressive, ont un drift supérieur par rapport aux spécimens tp003 et tp005. En outre, une différence significative a été observée du côté négatif du chargement pour la courbe enveloppe des spécimens tp003 et tp004. De cette observation, nous pouvons dire que la performance sismique d'une structure ou de ses composantes en général, dépend du type de chargement. En d'autres termes, la performance de la structure dépend de la nature du chargement (diminution ou progression), il peut être similaire à un séisme lointain ou proche.

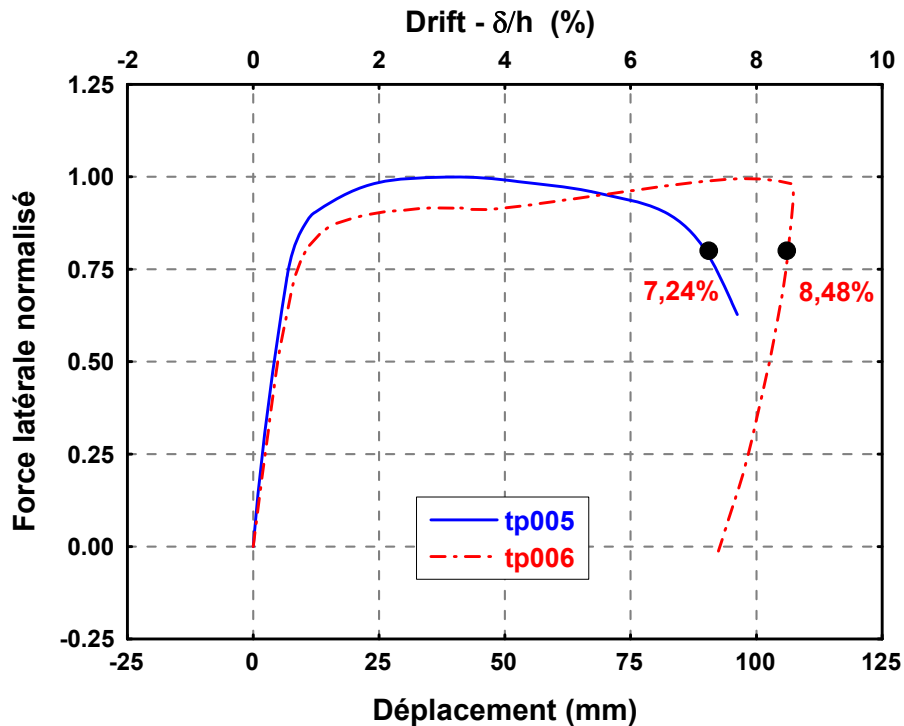


Figure 3.15 : Comparaison entre les forces latérales et les déplacements (tp003-tp004)

3.4.2 L'effet de la charge axiale

Les courbes hystérésis des spécimens tp031 à tp034 sont illustrées dans les figures 3.16, 3.17, 3.18 et 3.19 respectivement. Une courbe symétrique a été obtenue pour les spécimens tp031 et tp032 ; la première avec un chargement de compression constante et la deuxième avec une traction constante de charge axiale. La force latérale maximale obtenue pour le spécimen tp032 était seulement de 55% de celle obtenue pour le spécimen tp031. Ce résultat accentue l'importance de la contribution concrète à la performance globale d'un échantillon lors d'un événement sismique. Il a été rapporté que pour l'échantillon tp032, le mouvement de cisaillement se produit le long des fissures de cisaillement, mais n'a pas abouti à une détérioration significative de la force latérale. La force latérale commence à se détériorer à 3,5~4% drift lorsque l'enrobage commencé à s'écailler. À 4,5% de drift, la force a été réduite d'environ 60% des valeurs maximales. Le test a été résilié à 6% de drift après la coupure de la barre longitudinale. A ce stade, non seulement l'enrobage mais aussi le béton de base a souffert énormément pour près de 40% de la superficie totale de la section. Parmi les 20 barres longitudinales, une s'est rompue et 19 bars sont pliées. La rupture en cisaillement n'a pas eu lieu jusqu'à la fin de l'essai [83].

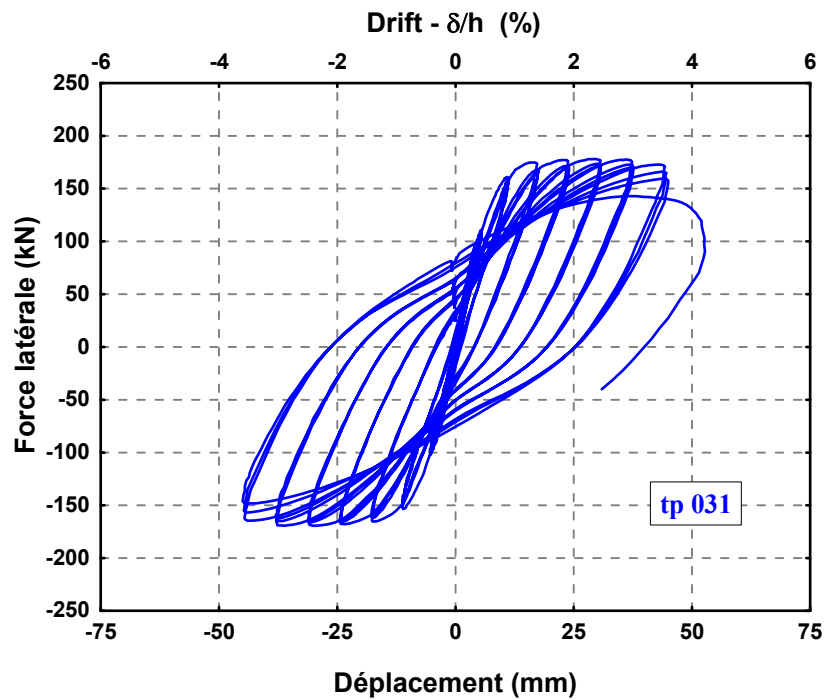


Figure 3.16 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp031

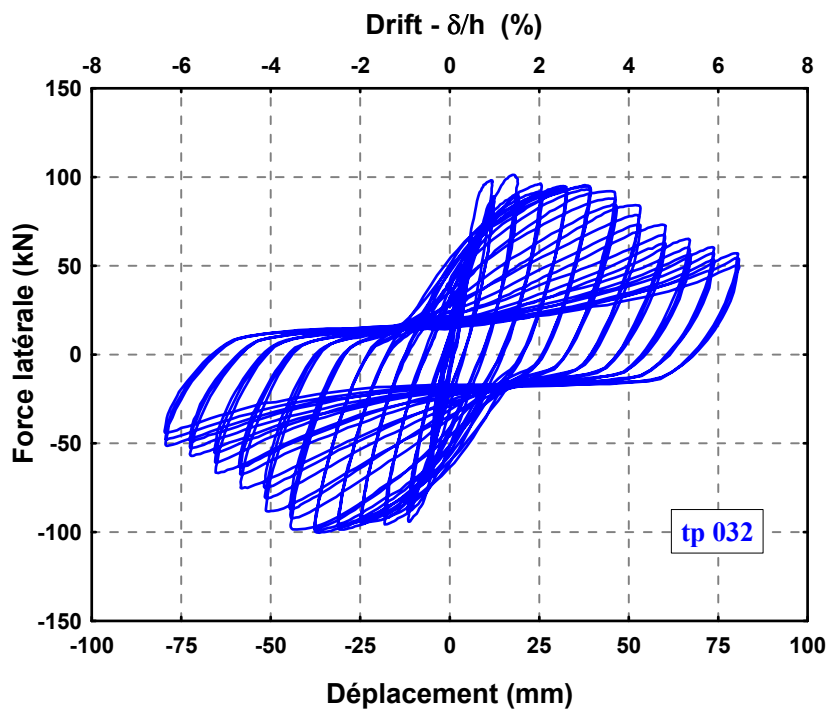


Figure 3.17 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp032

Pour les échantillons tp033 et tp034, les forces latérales étaient toujours plus importantes aussi bien dans le sens du déplacement positif que négatif. Cela était dû à la compression verticale, charge accrue dans le déplacement latéral positif. Il peut également être noté que la

détérioration de la force est plus grande dans le déplacement latéral positif que dans le déplacement latéral négatif qui était presque invisible.

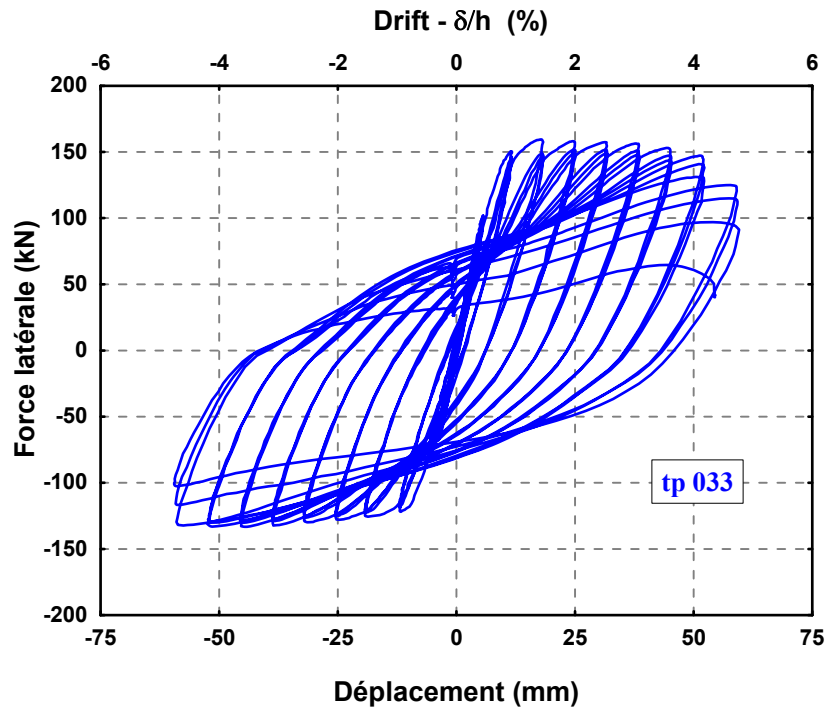


Figure 3.18 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp033

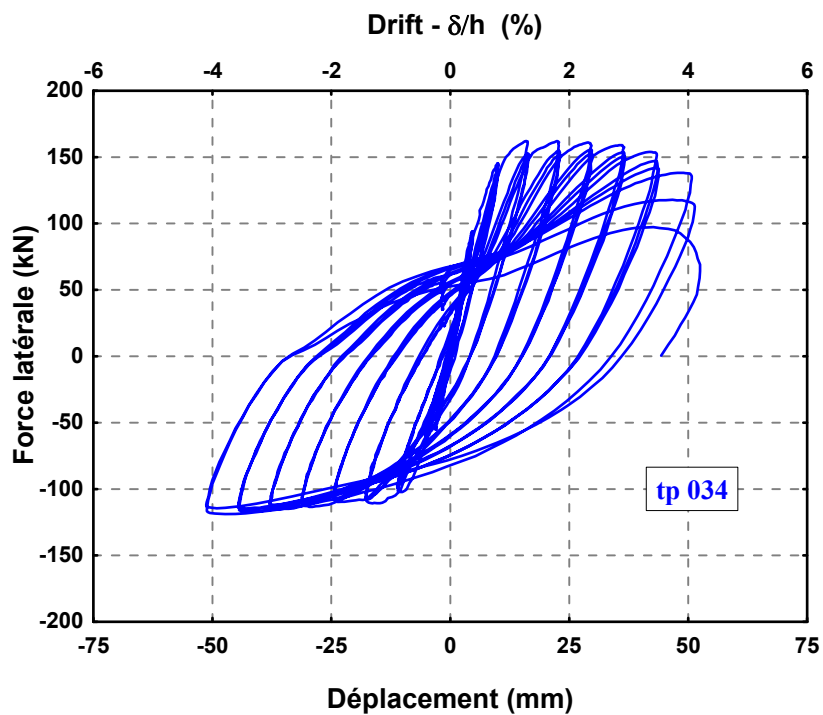


Figure 3.19 : Courbe hystérésis pour le spécimen tp034

Par ailleurs, l'effet de l'intensité de la charge axiale sur les rapports force/drift n'a pas été clairement observé en comparant les courbes enveloppes des spécimens tp031, tp032, tp033 et tp034 comme illustré sur les figures 3.20, 3.21, 3.22 et 3.23.

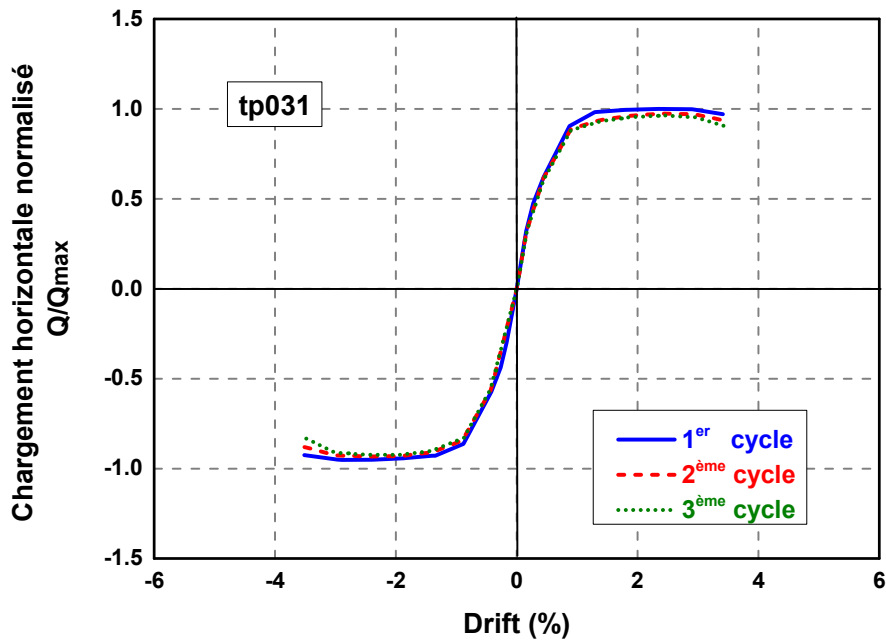


Figure 3.20 : Relation entre la force normalisée et le drift pour le spécimen tp031

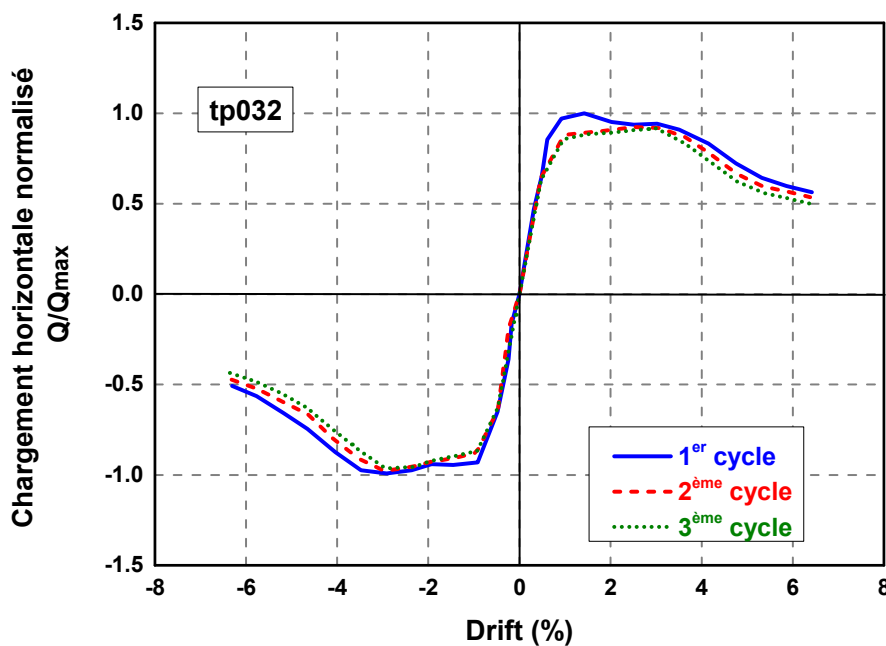


Figure 3.21 : Relation entre la force normalisée et le drift pour le spécimen tp032

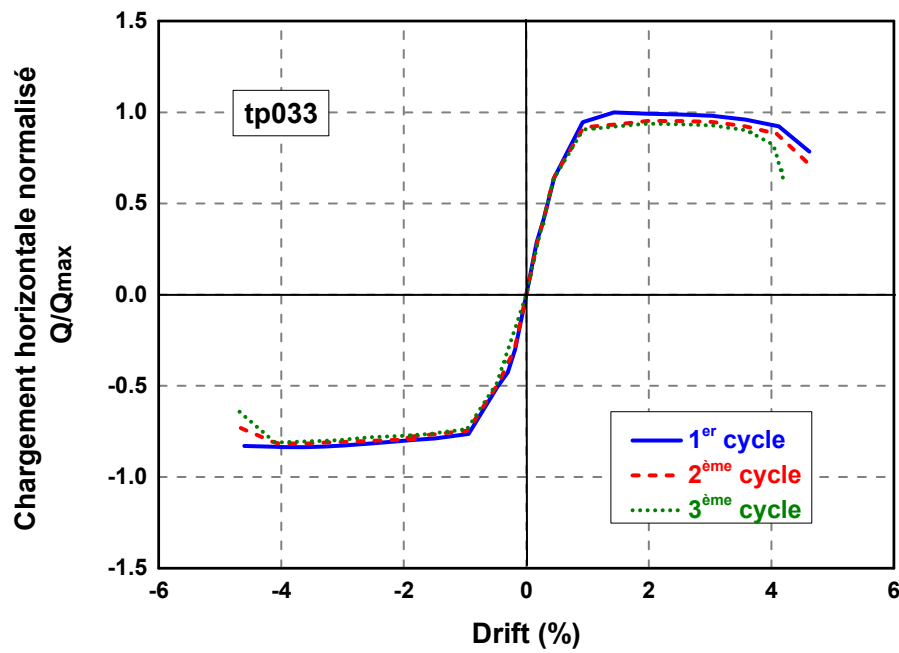


Figure 3.22 : Relation entre la force normalisée et le drift pour le spécimen tp033

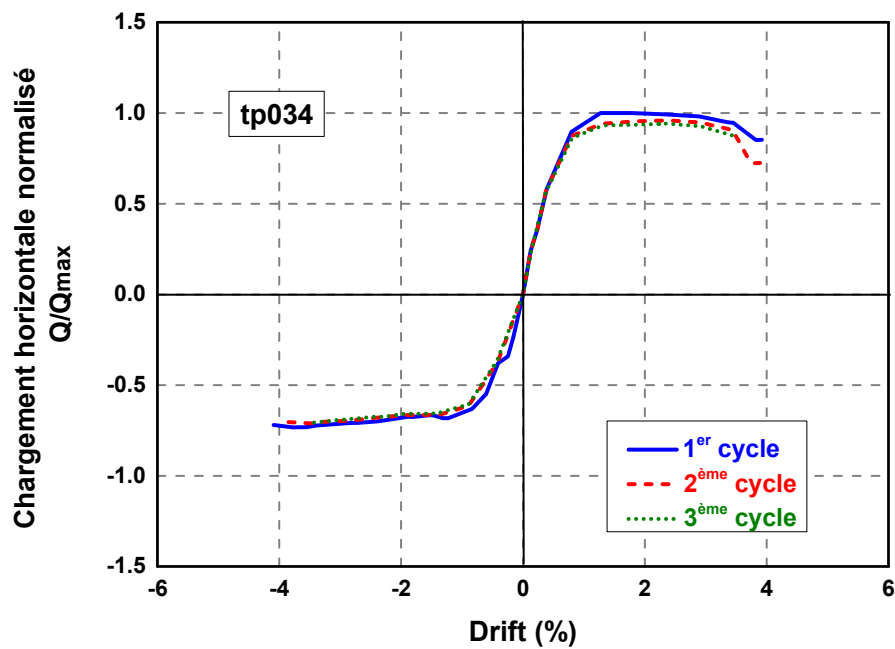


Figure 3.23 : Relation entre la force normalisée et le drift pour le spécimen tp034

Ceci est principalement dû à la petite intensité de la charge axiale normalisée qui était dans le pire des cas, seulement 12,8% pour l'échantillon tp031. Le second co-auteur a réalisé un programme de test [10] où il a constaté que la dégradation de la résistance est très dépendante de l'intensité de la charge axiale.

A titre d'exemple la figure 3.24 montre un résultat expérimental du spécimen testé L2NVC sous une charge variable qui varie avec la charge axiale maximale normalisée de 0,6. Le spécimen a été chargé avec quatre cycles à chaque drift prescrit. Sous une grande charge axiale correspondant à un drift négatif, une forte baisse de la charge horizontale normalisée a été observée dès le premier cycle de la courbe enveloppe par rapport aux autres cycles. Cependant, sous une faible charge axiale correspondant à un drift positif, la différence était minime entre les courbes enveloppes du deuxième, troisième et quatrième cycle.

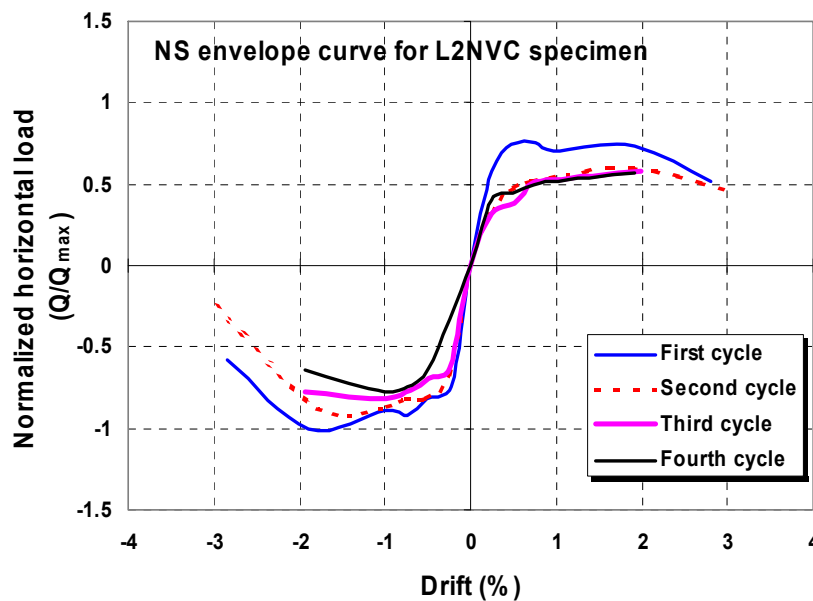


Figure 3.24 : Relation entre la force normalisée et le drift L2NVC [92]

3.4.3 Dissipation d'énergie

La capacité de dissipation d'énergie dicte le comportement sismique d'un élément. Plus un élément est doté d'une grande capacité de dissipation d'énergie, plus son comportement sismique est favorable puisqu'il doit alors moins se déformer pour dissiper l'énergie introduite par le séisme. À déformation égale, le séisme supporté est donc d'autant plus grand que la capacité de dissipation d'énergie est grande (et conséquemment la ductilité). L'énergie cyclique représente donc la mesure de l'énergie dissipée lors de la déformation inélastique au cours des cycles.

L'énergie dissipée par la déformation inélastique pendant un cycle de chargement est représentée par l'aire enfermée par une boucle d'hystérésis, correspondant à l'aire hachurée E_i de la figure 3.25.

Elle équivaut à l'énergie irréversiblement consommée pour endommager la structure et qui se dissipe principalement par la fissuration du béton, la plastification des armatures, l'endommagement des interfaces, etc. L'énergie dissipée peut mathématiquement être quantifiée selon l'équation (3.2).

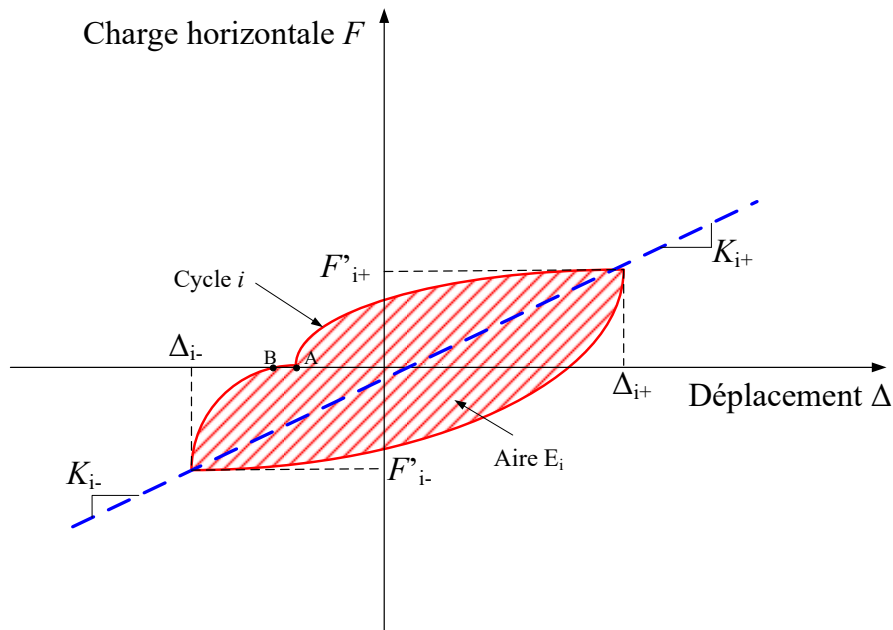


Figure 3.25 : Courbe enveloppe pour déterminer l'énergie dissipée par cycles

$$E_i = \int_{\Delta_{i-}}^{\Delta_{i+}} (F'_{i+}(\Delta) - F'_{i-}(\Delta)) d\Delta \dots\dots\dots(3. 2)$$

L'énergie totale dissipée durant l'essai E_{hyst} est obtenue en additionnant les énergies sur les n cycles jusqu'à la ruine.

$$E_{hyst} = \sum_{i=1}^n \Delta E_i \dots\dots\dots(3. 3)$$

Les figures 3.26, 3.27 et 3.28 montrent une comparaison entre les cycles d'hystérésis des quatre spécimens tp031, tp032, tp033 et tp034 à 1,5%, 2,5% et 3,5% drift, respectivement. Le pincement de la courbe d'hystérésis du spécimen tp032 est observé à 3,5% drift.

Les spécimens tp034 et tp032 montrent presque la même variation pour les trois valeurs du drift. Le spécimen tp031, sous une charge axiale constante de compression montre un grand cycle d'hystérésis pour 3,5% drift, ce qui montre une bonne capacité de dissipation d'énergie.

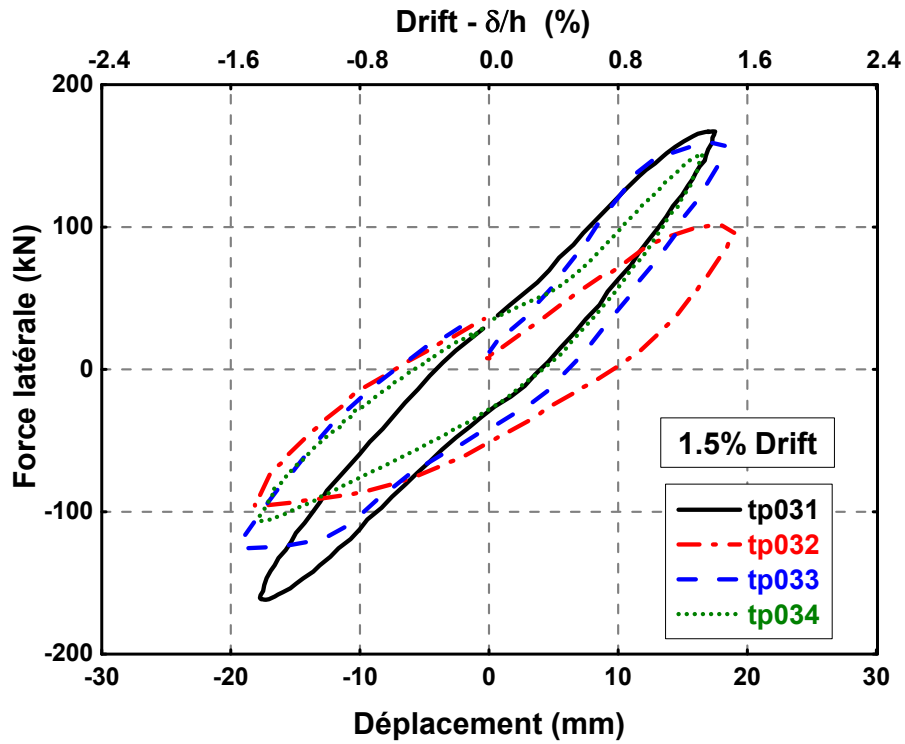


Figure 3.26 : Comparaison des boucles hystérésis pour à 1.5% drift

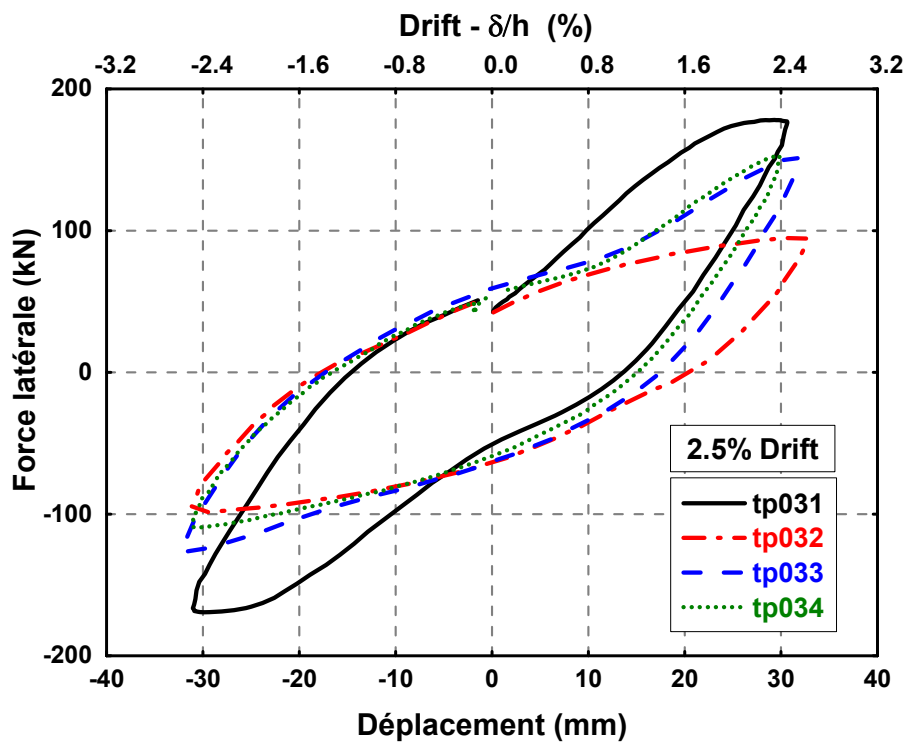


Figure 3.27 : Comparaison des boucles hystérésis pour à 2.5% drift

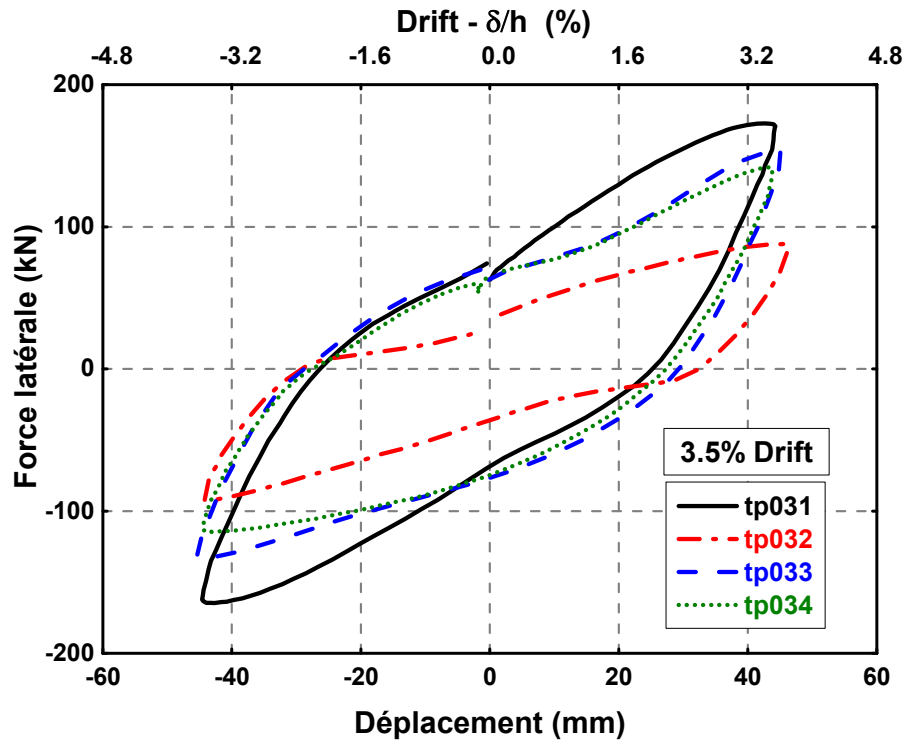


Figure 3.28 : Comparaison des boucles hystérésis pour à 3.5% drift

Les figures 3.29 et 3.30 montrent l'énergie dissipée par cycle et l'énergie dissipée cumulatif des spécimens tp031 à tp034.

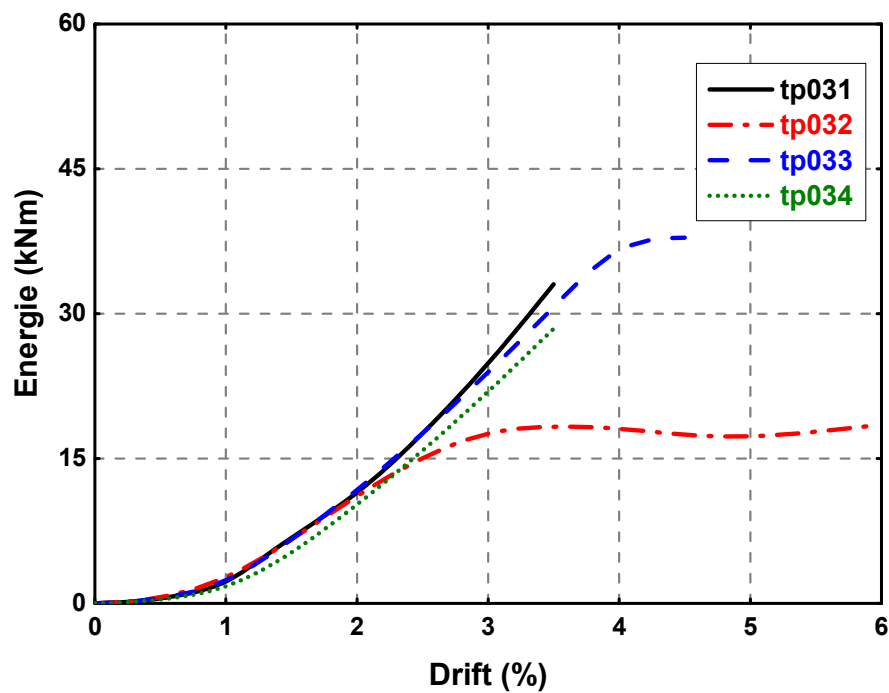


Figure 3.29 : Energie dissipée par cycle

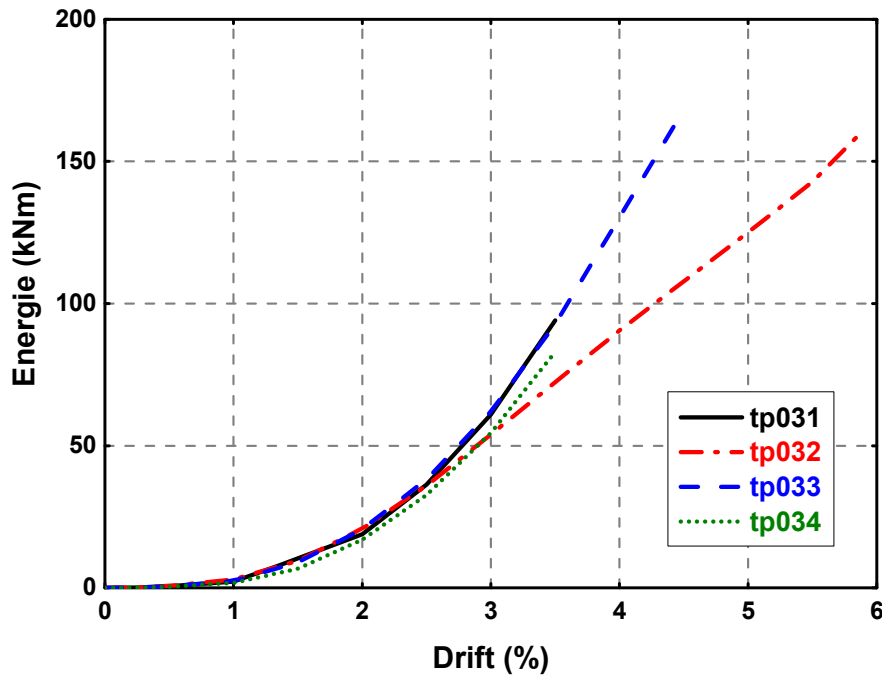


Figure 3.30 : Energie dissipée cumulée

On peut observer que l'énergie dissipée par cycle pour le spécimen tp032 est constante de 3 % à 6 % de drift, ce qui n'était pas le cas pour les trois autres spécimens. Cela est dû principalement à la charge axiale constante appliquée au spécimen tp032. La quantité d'énergie dissipée par cycle est identique pour les quatre spécimens jusqu'à 2% de drift. Au-delà, on observe une bifurcation. L'énergie dissipée cumulée illustrée à la figure 3.30, montre à 4,5 % de drift, l'énergie dissipée cumulée du spécimen tp032 est seulement de 65 % de celle du spécimen tp033.

3.4.4 Amortissement visqueux équivalent

L'amortissement est le mécanisme par lequel une structure dissipe de l'énergie. Pour les ponts, trois types d'amortissement sont les plus courants. Tout d'abord, l'amortissement de Coulomb ou de friction, que l'on retrouve principalement dans la superstructure du pont aux appuis ou par le mouvement des joints. Cet amortissement est indépendant de la vitesse ou du déplacement.

Ensuite, l'amortissement par radiation, qui est dû à l'interaction sol-structure en dissipant l'énergie en forme d'ondes de la fondation au sol qui l'entoure. Finalement, l'amortissement hystérétique, qui est physiquement la façon la plus évidente de dissiper l'énergie d'un pont en raison de sa réponse force-déplacement [77].

La figure 3.31 présente les paramètres qui interviennent dans l'évaluation de l'amortissement pendant un cycle i . La courbe est appelée boucle d'hystérésis, qui est proportionnelle à l'énergie dissipée par cycle pour une structure linéaire. L'amortissement cyclique traduit cette énergie. De ce fait, l'amortissement hystérétique est un paramètre déterminant dans l'étude du comportement de la réponse de la structure. Pour une structure non linéaire, la détermination de l'amortissement peut être faite en appliquant la méthode de « structures équivalentes ». Cette méthode consiste à remplacer la structure non linéaire par une structure linéaire avec un amortissement équivalant à l'amortissement critique.

L'amortissement visqueux, d'après la dynamique des structures, est proportionnel à la vitesse $f_D = c\dot{u}$ [71]. Toutefois, l'amortissement hystérétique ne remplit pas cette condition. Pour contourner le problème, on l'exprime par un amortissement visqueux équivalent. Le taux d'amortissement visqueux équivalent H_{eq} se calcule par l'équation (3.4).

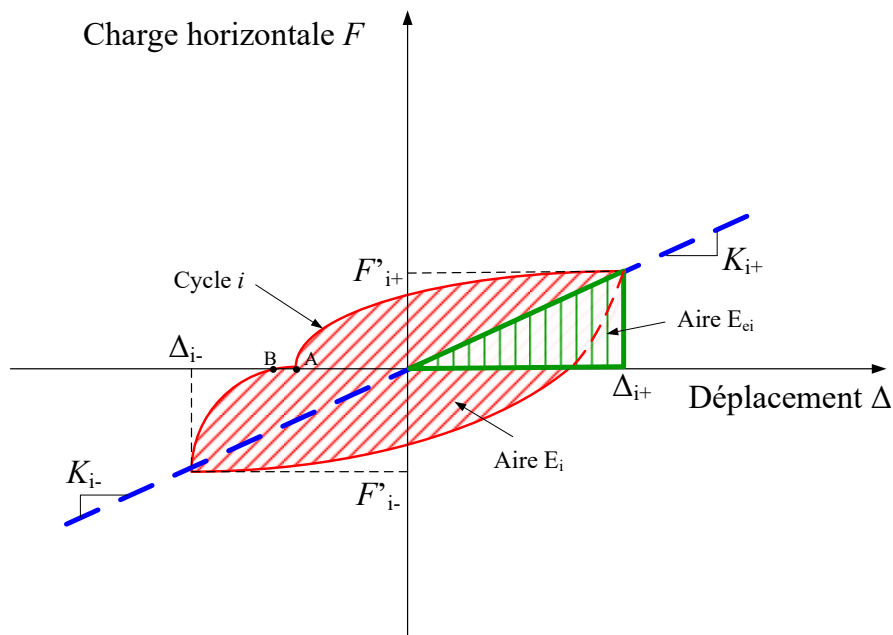


Figure 3.31 : Définition de l'amortissement visqueux équivalent

$$H_{eq} = \frac{E_i}{4\pi E_{ei}} \dots\dots\dots(3.4)$$

Dans lequel E_i est l'énergie dissipée au cours d'un cycle inversé et E_{ei} est l'énergie élastique tel que montré sur la figure 3.31.

Les figures 3.32, 3.33 et 3.34 montrent la variation de l'amortissement visqueux équivalent, le H_{eq} des spécimens tp031, tp033 et tp034 montrent la même variation jusqu'à 3.5 % de drift, quels que soient le premier, le second ou le troisième cycle.

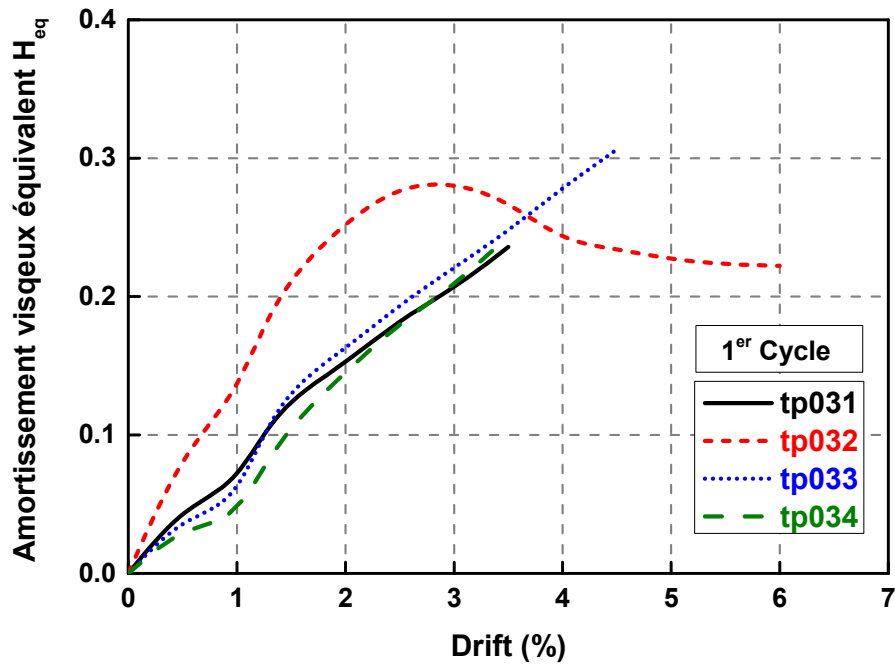


Figure 3.32 : Variation d'amortissement visqueux équivalent pour le premier cycle

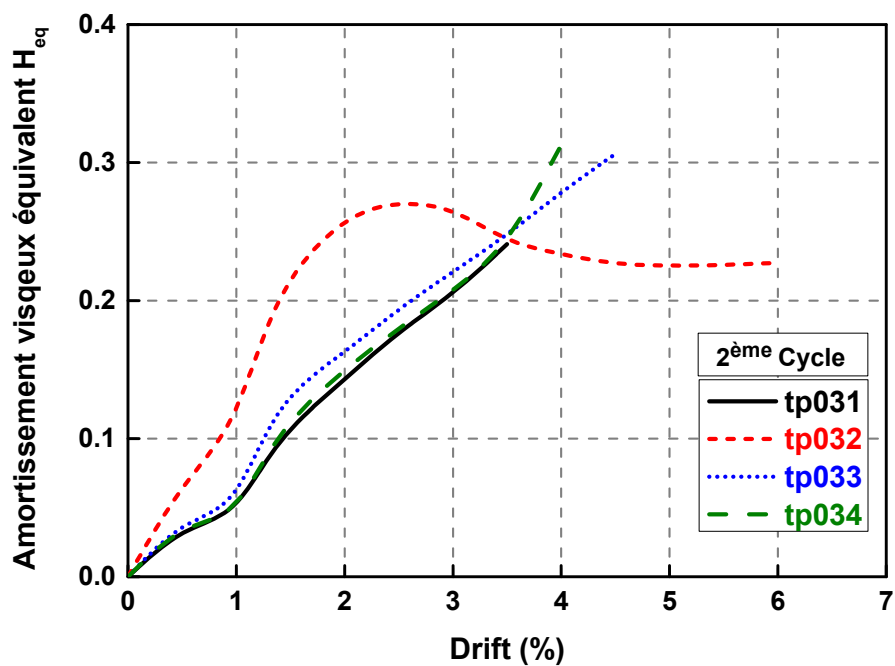


Figure 3.33 : Variation d'amortissement visqueux équivalent pour le deuxième cycle

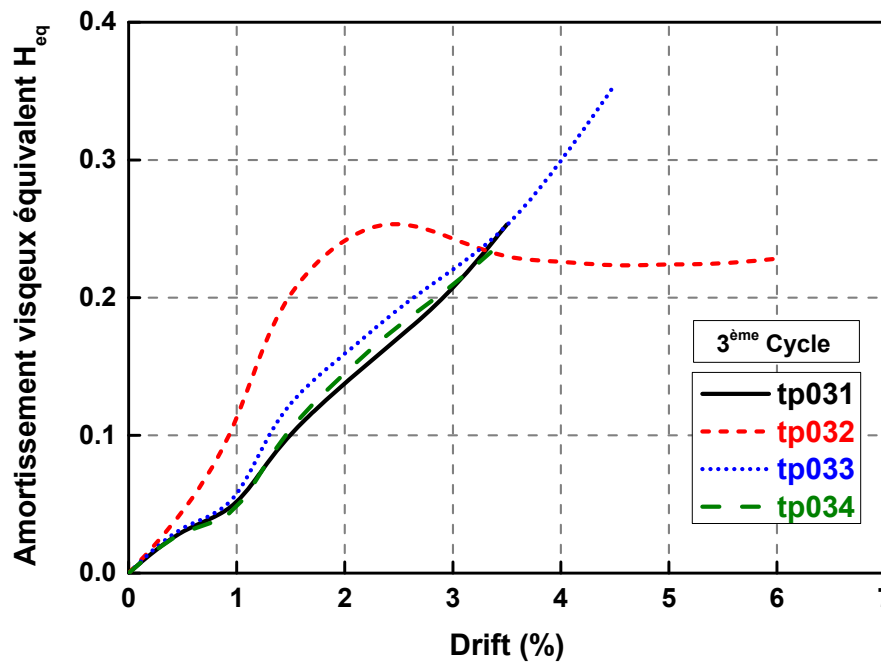


Figure 3.34 : Variation d'amortissement visqueux équivalent pour le troisième cycle

Pour ces spécimens on observe une augmentation graduelle du H_{eq} jusqu'à la fin de l'essai. Toutefois, pour le spécimen tp032, la valeur du pic de l'amortissement visqueux équivalent a été observée à 2,5 % de drift pour les trois cycles qui a pour valeur 0,27 %. En outre, H_{eq} a diminué et devient constant après 4 % de drift avec une valeur de 0,22 %.

3.4.5 Rigidité normalisée équivalente

La rigidité tangente est définie pour les cycles suivant l'écoulement plastique comme la pente de la tangente (kN/mm) de la courbe hystérétique traversant l'axe de l'ordonnée. Si chaque demi-cycle (voir figure 3.25). La dégradation de la rigidité diminue à chaque cycle puisqu'il y a fissuration causée par la dissipation d'énergie. Le taux de dégradation de la rigidité, où la diminution de cette rigidité, est exprimée en pourcentage. Plus le taux est élevé, moins l'assemblage est rigide donc plus les dégradations sont importantes.

La variation de la rigidité normalisée (k/k_0) par rapport au drift est illustrée à la figure 3.35, où k est la rigidité à un drift donné et (k_0) la rigidité élastique initiale. On observe que la courbe de la dégradation de rigidité a la même forme pour les quatre spécimens. À $k/k_0 = 0,25$, les drifts correspondants ont pour valeur 2,5, 2,8, 3,15 et 3,5 pour tp031, tp032, tp034 et tp033, respectivement.

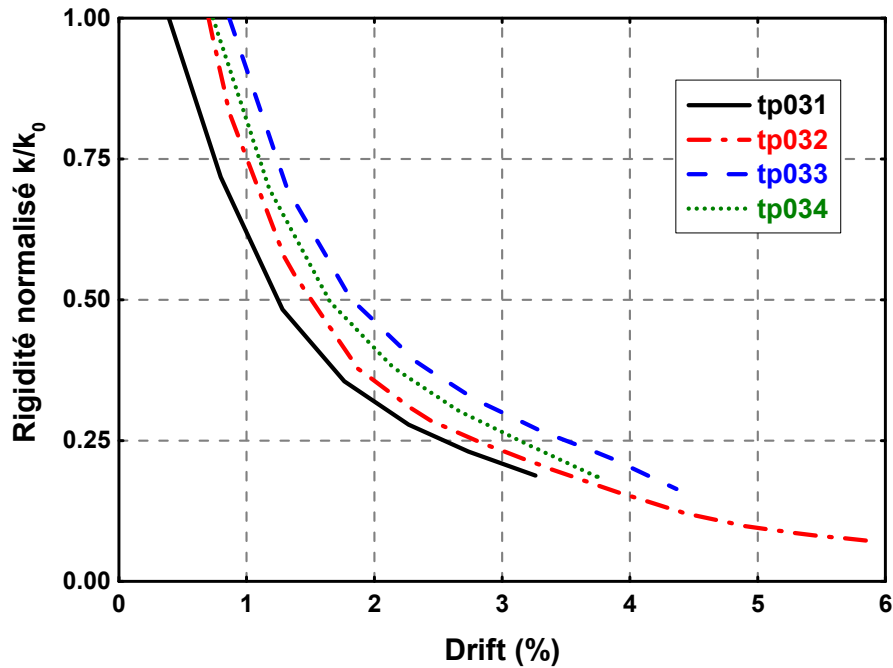


Figure 3.35 : Variation de la rigidité normalisée

3.4.6 Dégradation de la résistance

La dégradation de la résistance survient dans les cycles suivant la charge maximale appliquée, soit en demande de ductilité, et est définie comme la perte de résistance sur la résistance maximale. Les valeurs de résistance se retrouvent aux sommets des courbes hystérétiques.

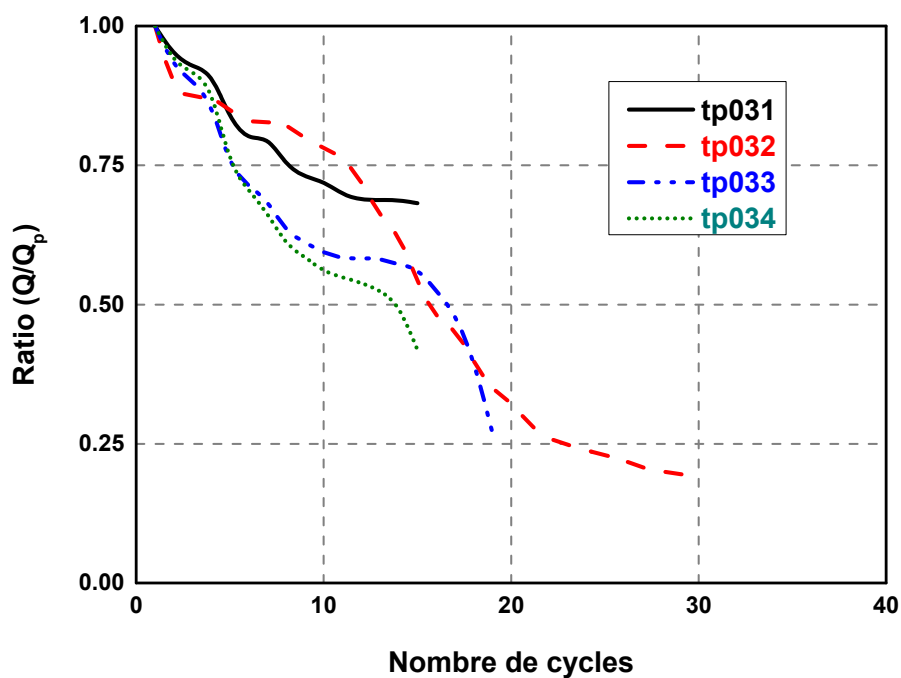


Figure 3.36 : Dégradation de la résistance normalisée en fonction du nombre des cycles

La dégradation de la résistance permet de quantifier le taux de dégradation de la résistance en demande de ductilité, soit la perte de la résistance par rapport à la résistance maximale exprimée en pourcentage. Plus le taux est élevé, moins l'assemblage est ductile.

La figure 3.36 montre la décroissance en termes de capacité de charge horizontale des quatre spécimens. Jusqu'à 4 cycles on n'a pas de grande différence entre les spécimens. Cependant, au-delà de cette limite, la dégradation de la résistance est significative pour le spécimen tp034. À titre d'exemple, à 15 cycles, les ratios (Q/Q_p) de la force à un drift donnée, Q , le pic de résistance, Q_p , est respectivement 0,42, 0,57, 0,54 et 0,68 pour les spécimens tp034, tp033, tp032 et tp031.

3.5 Conclusion

Ce chapitre avait comme objectif de présenter une analyse des résultats obtenus lors des essais expérimentaux effectués au Japon par Sakai et Kawashima [83] sous charge cycliques sur des piles de pont en béton armé afin d'évaluer leur performance sismique.

Il présente les divers résultats expérimentaux des spécimens. Les données recueillies, relativement au comportement de chaque pile soumise à différents types de chargements cycliques (tp001~tp006) et différentes charges axiales (tp031~tp034), nous ont permis de comparer les calculs théoriques avec les résultats obtenus expérimentalement.

Les résultats des spécimens ont été commentés par des illustrations graphiques. Enfin, une étude comparative entre les spécimens en termes de courbe d'hystérésis globale, de dissipation d'énergie, de dégradation de la rigidité, et d'amortissement visqueux équivalent a été menée et les résultats ont été interprétés.

CHAPITRE 4

MODELISATION NUMERIQUE

Un bon moyen de caractériser la performance des ouvrages d'art est d'effectuer des essais en laboratoire sur des modèles en vraie grandeur ou à échelle réduite. Toutefois, cela exige beaucoup de ressources matérielles, humaines et, par là même, économiques. Par contre, la modélisation numérique des piles de ponts permet d'obtenir des informations sur leur comportement sous charges sismiques, et ce, à peu de frais. Ce chapitre présente donc les stratégies utilisées pour modéliser les piles de ponts afin de prédire avec précision leur comportement sous charges sismiques, les forces globales et locales, les déformations ainsi que la progression des dommages.

Les modèles numériques pour les spécimens testés ont été développés et analysés à l'aide du logiciel SeismoStruct [88]. Ce logiciel est un ensemble d'éléments finis capable de prédire le comportement de grands déplacements de structures spatiales sous chargements statique ou dynamique, prenant en compte la non linéarité géométrique et l'inélasticité des matériaux.

Le programme possède une grande bibliothèque d'éléments finis et des modèles de matériaux non linéaires.

Le modèle réalisé avec le logiciel SeismoStruct [88] offre la possibilité d'utilisation d'éléments multifibres qui tiennent compte de la non linéarité matérielle (loi de comportement) et géométrique (effet $P-\Delta$).

4.1 Loi de comportement

Afin de prédire avec précision le comportement d'un poteau en béton armé, des lois de comportement de matériaux fiables doivent être employées. Dans le présent modèle, deux lois de comportement sont utilisées, soit pour le béton et pour l'acier.

4.1.1 Béton

Afin de prédire la réponse latérale d'un poteau dans le domaine inélastique, il est nécessaire de déterminer la capacité ultime en rotation disponible dans les régions de rotule plastique des membrures en béton armé. Avant de calculer cette rotation il faut donc évaluer avec une précision raisonnable la déformation ultime en compression du béton afin d'estimer la capacité en courbure ultime du poteau.

De nombreuses études récentes sur la déformabilité du béton en compression dans les structures en béton armé ont conduit à plusieurs formulations pour cette déformation ultime en compression ε_{cu} .

La déformation ultime du béton en compression se définit comme la déformation longitudinale à laquelle la première rupture de frette intervient. Cette déformation correspond à la limite de la courbe contrainte-déformation du béton confiné comme illustré à la figure 4.1. Après la rupture de la première frette, il y a d'habitude une chute soudaine de la capacité portante du noyau de béton du poteau dû à la réduction du confinement qui prédispose les armatures longitudinales au flambement

Pour calculer la déformation ultime du béton en compression Mander et al [58] ont proposé une approche basée sur l'équilibre énergétique ; ils ont formulé une équation simplifiée qui prend en considération la déformation ultime en compression du béton non confiné et l'effet du confinement fourni par les armatures transversales. Selon cette approche, la déformation ultime en compression du béton confiné, ε_{cu} , s'exprime par :

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_h f_{yh} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \dots\dots\dots (4. 1)$$

Où f_{yh} est la limite élastique des armatures transversales, ε_{su} la déformation correspondante à l'écroutissage de l'acier, ρ_h est le ratio volumétrique des armatures transversales et f_{cc} est la résistance ultime en compression du béton confiné, déterminée par l'équation (4.3).

L'effet de la charge axiale de compression est de réduire la ductilité en déplacement disponible. Il est donc nécessaire de confiner le noyau de béton avec des armatures transversales correctement dimensionnées et ancrées afin de se prémunir de tout flambement des armatures longitudinales pour éviter une rupture du poteau. Conjointement avec les armatures longitudinales, un espacement étroit des frettes empêche l'expansion du béton lors de l'apparition des premières fissures en maintenant l'intégrité du noyau de béton. Un confinement latéral adéquat des poteaux augmente donc non seulement la résistance en compression mais aussi permet au béton d'augmenter sa déformation maximum en compression, ε_{cu} , d'environ 0.005 à 0.03, comme indiqué schématiquement sur la figure 4.1.

Dans ces relations, la déformation à la contrainte maximum pour le béton confiné, ε_{cc} , est calculée en considérant pour la déformation maximum du béton non confiné, ε_{co} une valeur de 0.002. La courbe contrainte-déformation du béton s'exprime alors sous la forme :

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \dots\dots\dots(4. 2)$$

Avec :

$$f_{cc} = f_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f_{co}} - 1.254 \right) \dots\dots\dots(4. 3)$$

Où f_l correspond à la pression de confinement latéral effectif.

La courbe contrainte déformation du béton confiné suit alors les relations suivantes :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \dots\dots\dots(4. 4)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots(4. 5)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \dots\dots\dots(4. 6)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_{co}} \dots\dots\dots(4. 7)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \dots\dots\dots(4. 8)$$

La pression latérale maximum possible dans le béton f_l , a lieu quand les armatures transversales sont tendues à leur limite élastique f_{yh} . Par équilibre on obtient

$$f_l = \frac{2 f_{yh} A_{sp}}{D \cdot s} \dots\dots\dots(4. 9)$$

Où D est le diamètre des frettes ou spirales, A_{sp} est la section de l'armature transversale et s est l'espacement longitudinal de ces armatures transversales.

L'effort de confinement latéral effectif, f'_l , correspond à la moyenne de la pression latérale ramenée pour une section circulaire :

$$f'_l = K_e \cdot f_l \dots\dots\dots(4. 10)$$

Pour une section rectangulaire avec des ratios d'armatures transversales ρ_x et ρ_y différents dans les directions principales, des efforts de confinement différents ont été développés :

$$f'_{lx} = K_e \cdot \rho_x \cdot f_{yh} \dots\dots\dots(4. 11)$$

$$f'_{ly} = K_e \cdot \rho_y \cdot f_{yh} \dots\dots\dots(4. 12)$$

Dans les équations (4.11) et (4.12), K_e correspond au coefficient d'efficacité du confinement. Ce coefficient dépend de l'aire effective du noyau de béton confiné par rapport à l'aire nominale du béton délimitée par la ligne moyenne des armatures transversales. Les valeurs typiques adoptées pour K_e sont 0.95 pour une section circulaire, 0.75 pour une section rectangulaire et 0.6 pour une section de mur rectangulaire.

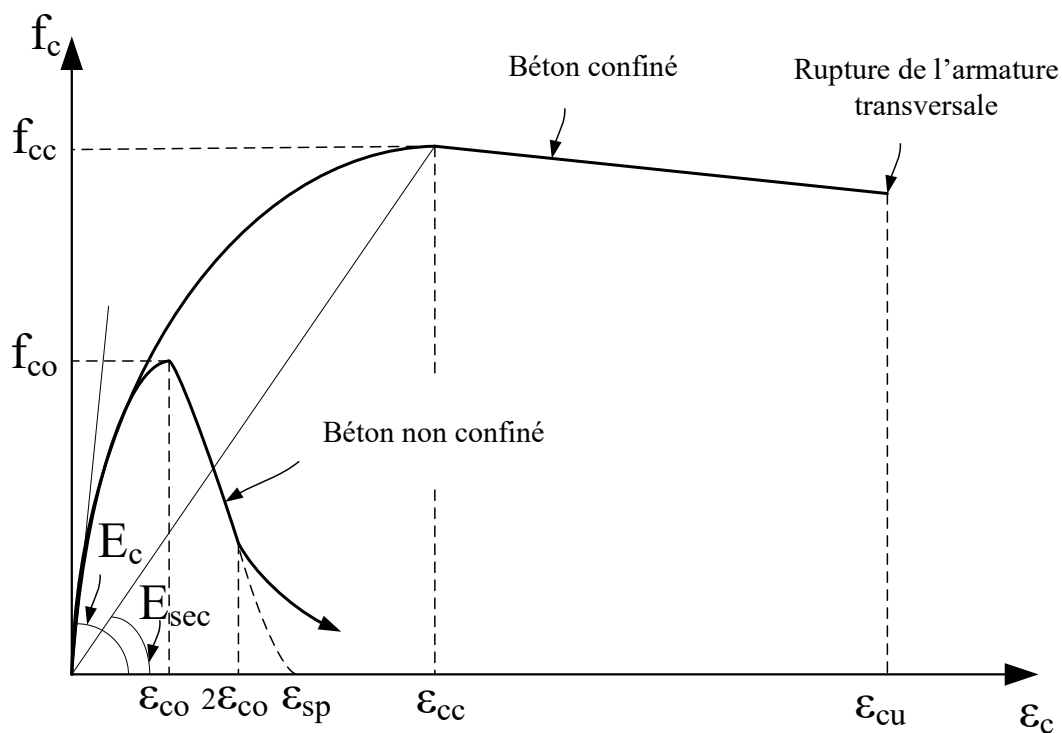


Figure 4.1 : Courbe contrainte-déformation pour le béton confiné [58]

Les symboles dans cette courbe correspondent à :

ϵ_{co} : déformation à la contrainte maximum pour le béton non-confiné

ϵ_{sp} : déformation ultime pour le béton non-confiné

ϵ_{cc} : déformation à la contrainte maximum pour le béton confiné

ϵ_{cu} : déformation ultime pour le béton confiné

ϵ_t : déformation en traction

f_t : résistance en traction

f_{co} : résistance en compression du béton non-confiné

f_{cc} : résistance en compression du béton confiné

E_c : module d'élasticité du béton

E_{sec} : module d'élasticité sécant du béton

Le béton confiné et non confiné sont modélisés dans le logiciel SismoStruct [88] en utilisant un modèle de contrainte-déformation unifiée basé sur la formulation proposée initialement par Mander et al. [58] (Voir la figure 4.2), pour une charge uni axiale de compression du béton et confiné, avec des armatures transversales. La déformation à la contrainte maximale a été prise comme $\epsilon_c = 0,002$ mm/mm ; le facteur de confinement a été supposé comme 1.2 pour béton confiné et 1 pour le béton non confiné.

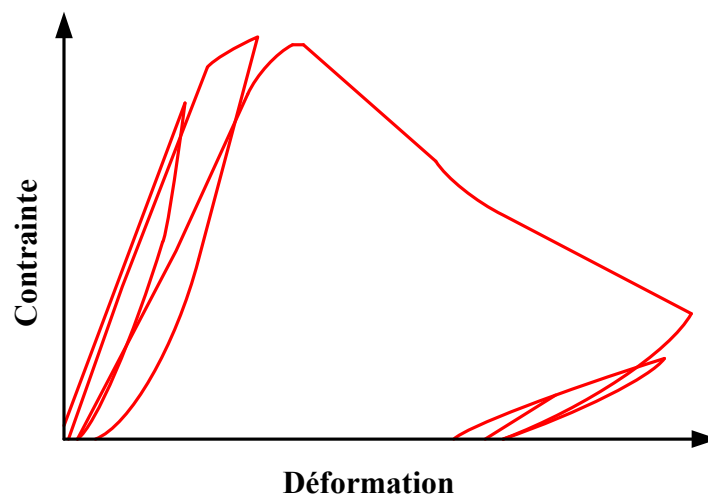


Figure 4.2 : Modèle non linéaire du béton adopté dans SeismoStruct [88]

4.1.2 Acier

Le comportement de l'acier utilisé dans cette étude est représenté par le modèle modifié de Menegotto et Pinto [60]. Ce modèle est généralement utilisé pour simuler le comportement des barres d'acier sous chargement cyclique.

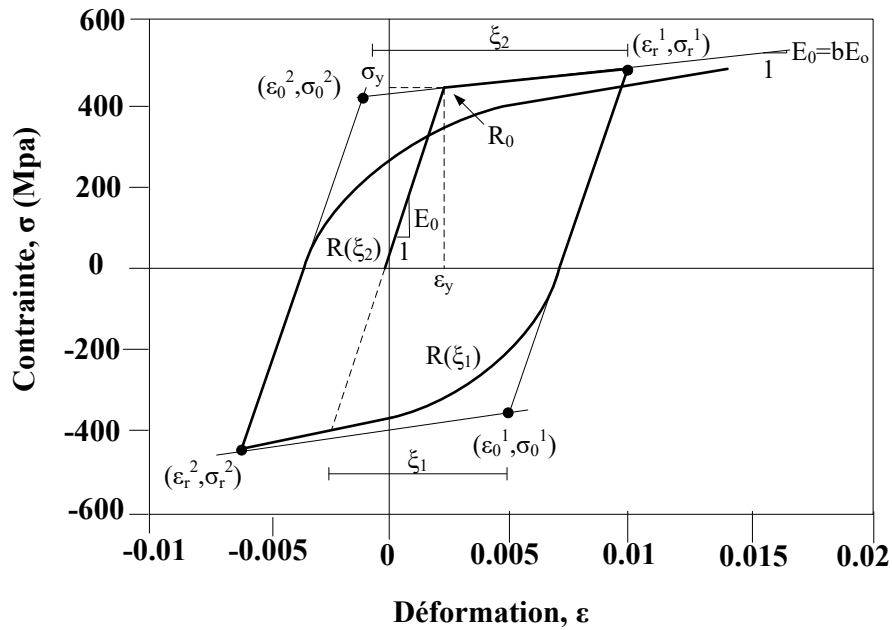


Figure 4.3 : Comportement cyclique de l'acier [36]

L'avantage de l'utilisation du matériau d'acier est de représenter au mieux l'effet de Bauschinger. Celui-ci représente l'altération du module d'Young E , ce qui explique la dégradation des performances des matériaux sous chargements cycliques. Lorsqu'on déforme l'acier, dans une direction, entraînant de la plastification, déformation résiduelle permanente, et qu'on le déforme de nouveau mais en sens inverse, on constate que les performances de l'acier ont diminué. Cet effet est illustré sur la figure 4.4.

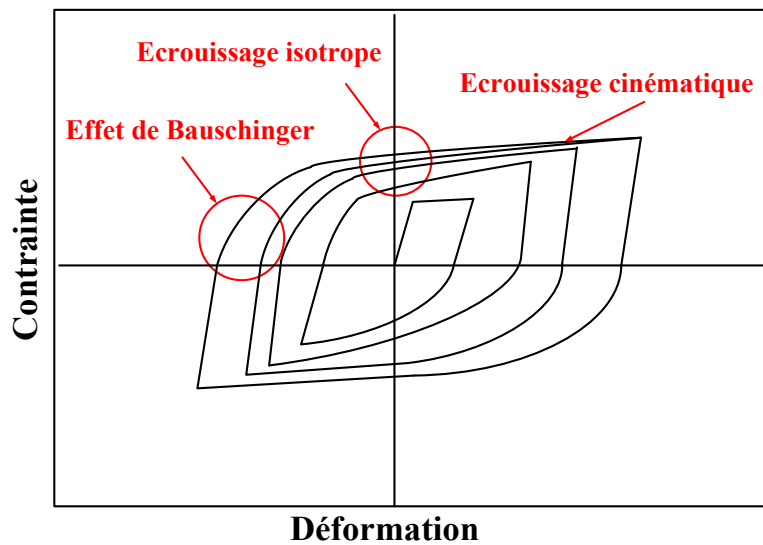


Figure 4.4 : Illustration de l'effet de Bauschinger et des écrouissages

En outre, le matériau permet de mieux simuler le comportement réel de l'acier lors de la plastification de l'élément de la structure étudiée.

Ce matériau suit une loi de comportement non-linéaire (figure 4.3) formulée par Menegotto et Pinto [60] puis modifiée par Filippou [36] afin de tenir compte de l'écrouissage isotrope des barres d'armature.

La loi de comportement est décrite par l'équation (4.13).

$$\sigma^* = (1-b) \frac{\varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{1/R}} + b\varepsilon^* \dots\dots\dots(4.13)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \dots\dots\dots(4.14)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \dots\dots\dots(4.15)$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \dots\dots\dots(4.16)$$

Cette équation décrit un ensemble de cycles dont les courbes représentatives sont situées entre deux asymptotes de pente E_0 et E_1 , qui se coupent aux points de coordonnées $(\sigma_0 ; \varepsilon_0)$ et $(\sigma_r ; \varepsilon_r)$, comme illustré sur la figure 4.3. Chaque demi-cycle présente une portion élastique linéaire puis une portion non-linéaire qui traduit l'écrouissage de l'acier.

Le rapport entre la pente d'écrouissage et la pente d'élasticité est noté b ($b=(E_1/E_0)$). R est un paramètre qui traduit le passage de la partie élastique à la partie non-linéaire et qui permet de représenter l'effet Bauschinger. Il est fonction du facteur ξ qui est égal à la différence entre la déformation maximale atteinte lors des cycles précédents ($\varepsilon_{r \max}$) et ε_0 , normalisée par la différence entre ε_0 et ε_r . Enfin, R_0 est la valeur du paramètre R qui est un paramètre définissant la forme de transition de la branche de transition de la courbe pendant le premier demi-cycle et a_1 , a_2 , des constantes sans dimension qui dépendent des propriétés mécaniques de l'acier d'armature.

Les paramètres a_1 , a_2 et R_0 sont des paramètres qui doivent être obtenus expérimentalement. Cependant, les auteurs du modèle suggèrent un jeu de paramètres standards, à savoir : $R_0 = 20$, $a_1 = 18.5$, et $a_2 = 0.15$.

Il convient de remarquer que cette loi de comportement permet de tenir compte des déformations survenues dans l'acier d'armature au cours des cycles précédents. Ce modèle permet de reproduire, de façon très acceptable, les résultats expérimentaux [36].

Pour les paramètres du modèle, les valeurs par défaut indiquées dans le logiciel SeismoStruct [88] ont été adoptées, à l'exception de celles de R_0 , qui est égale à 19,5 au lieu de 20,0 (valeur par défaut). Ce paramètre contrôle la forme de la courbe de transition entre la rigidité initiale et la rigidité après plastification ; pour les autres paramètres, le module d'élasticité E_s est égal à 200000 MPa et le paramètre d'écroûissage est pris égal à $\mu = 0,005$.

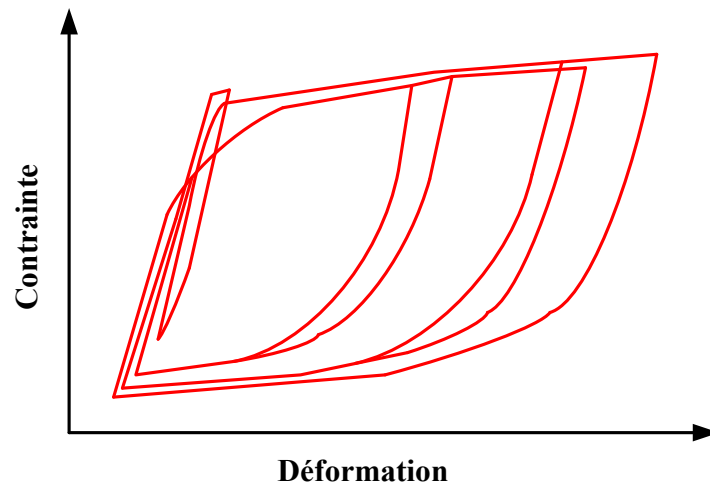


Figure 4.5 : Modèle de l'acier adoptée dans SeismoStruct [88]

4.2 Modélisation des éléments

4.2.1 Section fibrée

La discrétisation de la section en plusieurs fibres ayant chacune sa relation contrainte déformation est une méthode à préconiser pour les analyses inélastiques. Les sections peuvent être circulaires ou encore de forme rectangulaire. Le choix du type de fibre dépend principalement de la section à l'étude ainsi que du type de chargement.

Lorsque la section est soumise à une déformation ou encore à une force, on utilise la distribution du moment et des forces axiales afin de satisfaire l'équilibre des forces dans chacune des fibres. On retrouve les efforts par un processus itératif qui se doit de respecter une certaine tolérance. L'utilisation de l'analyse fibrée est très commune pour l'étude du comportement d'une colonne soumise à de la flexion cyclique.

L'efficacité ainsi que la précision de l'analyse sont étroitement liées à la discrétisation de la section. Il est important de trouver la discrétisation optimale qui permettra une analyse rapide sans impact néfaste sur la précision.

Une section à fibres possède généralement une configuration géométrique formée par des sous-régions de formes simples et régulières (par exemple, des régions rectangulaires, circulaires ou triangulaires), chaque fibre, dont l'aire tributaire est représentée par les sous-régions, possède une relation contrainte-déformation. Une colonne rectangulaire discrétisée est présentée à la figure 4.6. Le noyau de béton, le béton de recouvrement de même que les fibres d'aciers longitudinales sont régis par une loi de comportement uni-axiale propre au matériau qu'ils représentent (figure 4.7).

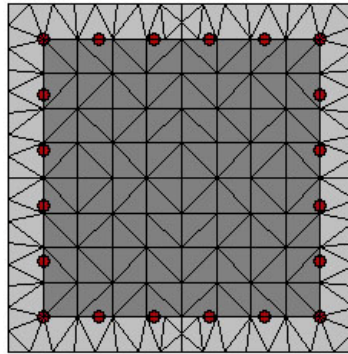


Figure 4.6 : Discrétisation du modèle (section rectangulaire)

4.2.2 Type d'élément

Deux éléments multifibres de type poteaux-poutres sont disponibles sur la plateforme SismoStruct [88], soit un élément basé sur les déplacements (élément *infrmDB*) ou encore sur les forces (élément *infrmFB*).

Pour l'élément basé sur les déplacements fondés sur la matrice de rigidité, ses déformations sont interpolées le long de l'élément à l'aide de polynômes d'Hermite en fonction des déplacements aux nœuds [96]. La déformation axiale est constante et la distribution de la courbure est linéaire sur tout l'élément. Pour cette raison, on doit utiliser plusieurs éléments afin de bien représenter le comportement de l'élément étudié [14]. Afin d'améliorer la précision du modèle, il est recommandé d'utiliser des éléments dont la longueur est d'environ celle de la rotule plastique L_p [54].

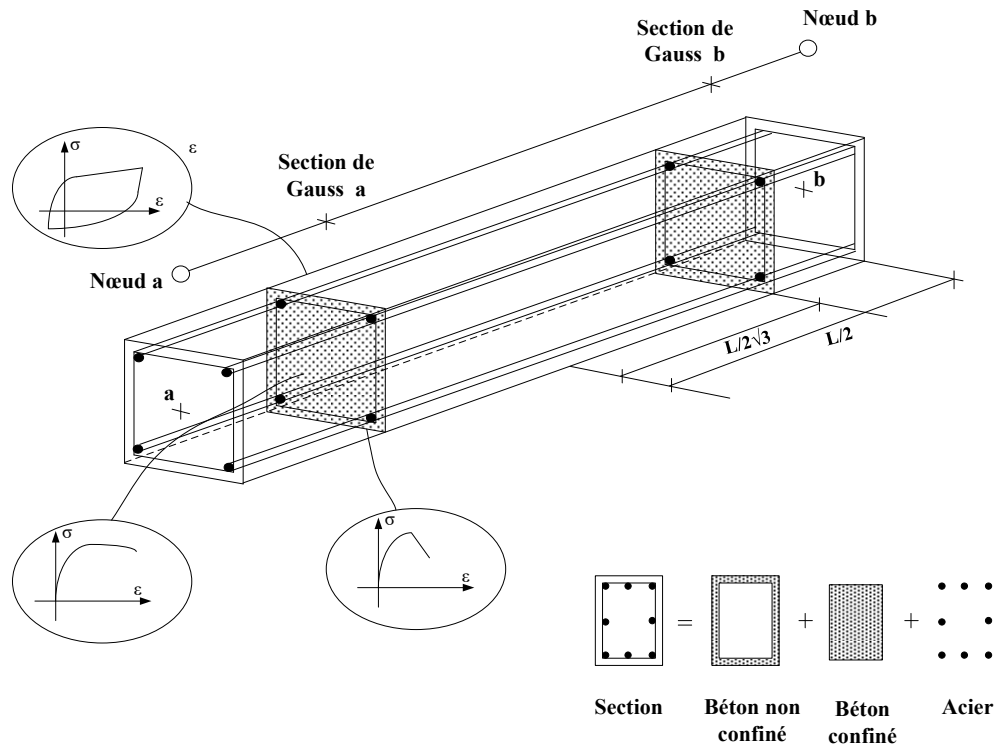


Figure 4.7 : Élément barre multifibres

En effet, comme la courbure est linéaire sur l'élément, la plastification se concentre sur celui-ci. En l'absence d'équations fidèles, il est difficile de définir la longueur de l'élément.

On doit donc augmenter le nombre d'éléments. Par contre, un nombre excessif engendre des déplacements exagérés en raison de la zone de rotule plastique trop grande. Inversement à cela, les déformations internes augmentent plus la longueur de l'élément choisi diminue. Du même coup, un raffinement trop important accentue le poids de calcul. Point important, ce type d'élément ne respecte pas l'équilibre des forces internes [64]. Sous une charge axiale constante, la force dans l'élément voit sa valeur varier et diverger en fonction du déplacement en tête dans le cas d'un poteau en flexion composée [54]. Néanmoins, l'utilisation de tels éléments peut aider à la convergence de certains modèles. Avec l'élément fondé sur les forces, c'est avec la matrice de flexibilité que l'on résout le système. Les forces internes sont exprimées en fonction des forces aux nœuds, d'où le nom de la méthode [24]. L'équilibre des forces internes et externes est toujours conservé rendant l'analyse plus difficile à converger parfois. De plus, un seul élément est nécessaire afin de représenter le comportement général de la structure. Quand les degrés de liberté de la structure diminuent, le poids de calcul diminue également. Contrairement à l'autre méthode, l'interpolation de la courbure se fait selon la distribution linéaire du moment aux points d'intégration de Gauss.

Le modèle numérique choisi dans le logiciel SismoStruct [88] afin de modéliser les piles de ponts est composé d'éléments inélastiques basés sur le déplacement (élément infrmDB). Les piles de ponts sont représentées numériquement par 4 éléments fibres non linéaires. Les deux premiers éléments, par le bas, ont été répartis en 6 éléments. Les deux éléments restants supérieurs ont été subdivisés en 4 éléments. Deux sections d'intégration par élément ont été utilisées (quadrature de Gauss), chacun contenant environ 250 points d'intégration. Une représentation graphique du modèle est présentée à la figure 4.8.

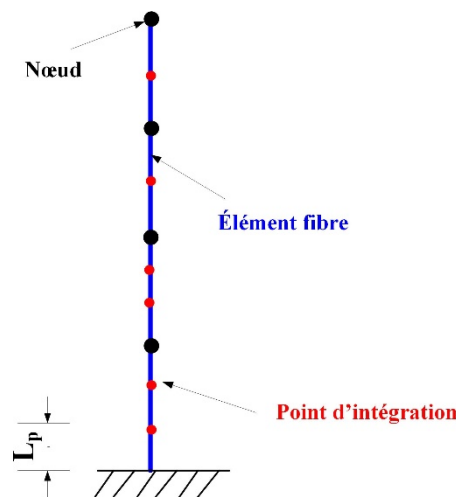


Figure 4.8 : Modèle numérique

La pile a été modélisée avec la longueur de la rotule plastique L_p . La longueur de la rotule plastique intègre la longueur de pénétration L_{sp} comme illustré sur la figure 4.9. La longueur de pénétration, L_{sp} , était considérée comme [70] :

$$L_{sp} = 0.022 f_{ye} d_{bl} \dots\dots\dots(4. 17)$$

Avec : f_{ye} : limite élastique ; d_{bl} : diamètre des aciers longitudinaux

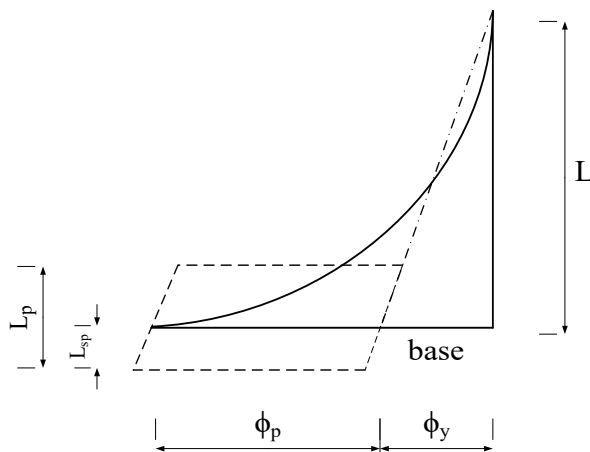


Figure 4.9 : Définition de la longueur de pénétration de contraintes

4.3 Comparaison numérique expérimentale

Le modèle numérique à évaluer la capacité à prédire le comportement global de la pile. Donc, les différentes piles ont été modélisées et soumises au même historique de déplacement que les essais expérimentaux. Les réponses numériques en force-déformation des dix essais sont présentées. À partir des figures ci-dessous, il est possible de remarquer que le comportement force-déformation de toutes les colonnes est très bien prédit. L'analyse ne prédit pas seulement la rigidité, la charge et la déformation au sommet, mais aussi l'après-pic avec radoucissement. En effet, les comportements cycliques numériques et expérimentaux sont pratiquement juxtaposés l'un sur l'autre jusqu'au moment où une perte de capacité sévère des colonnes débute. Des apparitions du flambement, ou d'une rupture des barres d'armatures longitudinales ou transversales, une perte de capacité est observée dans les résultats expérimentaux. Or, le modèle numérique n'est pas en mesure de représenter cette perte de capacité puisque les lois de comportements utilisées dans la stratégie de modélisation ne le permettent pas.

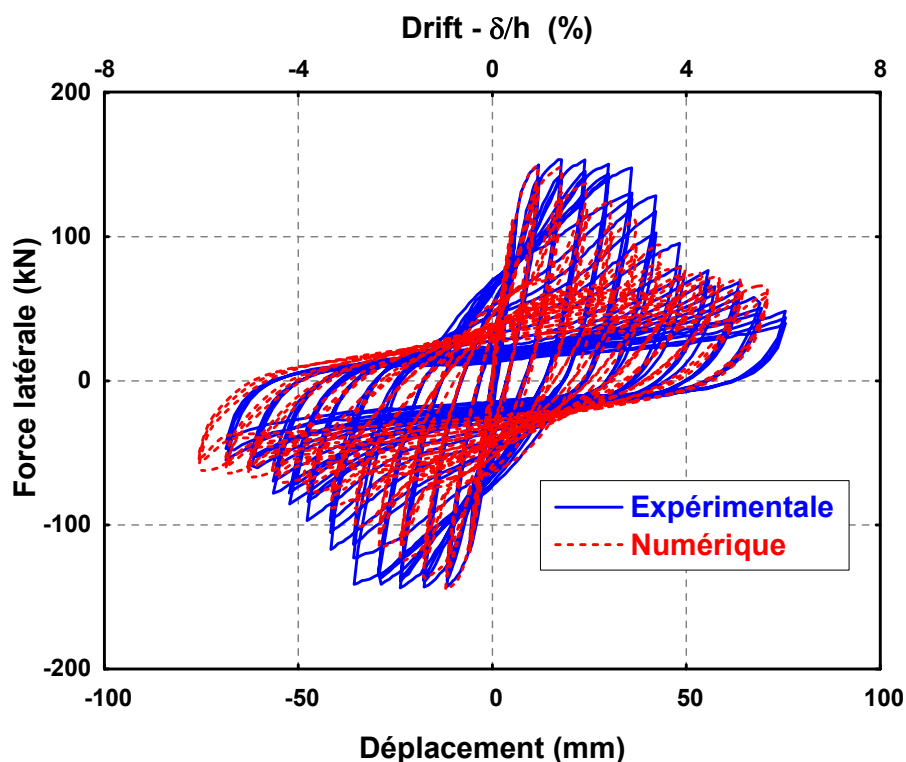


Figure 4.10 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp001

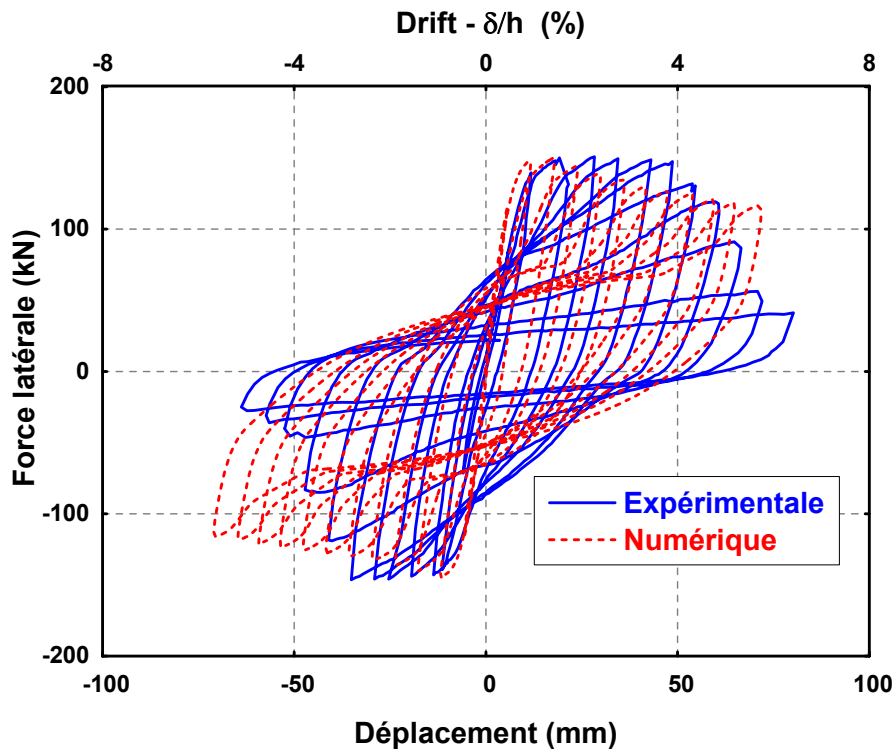


Figure 4.11 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp002

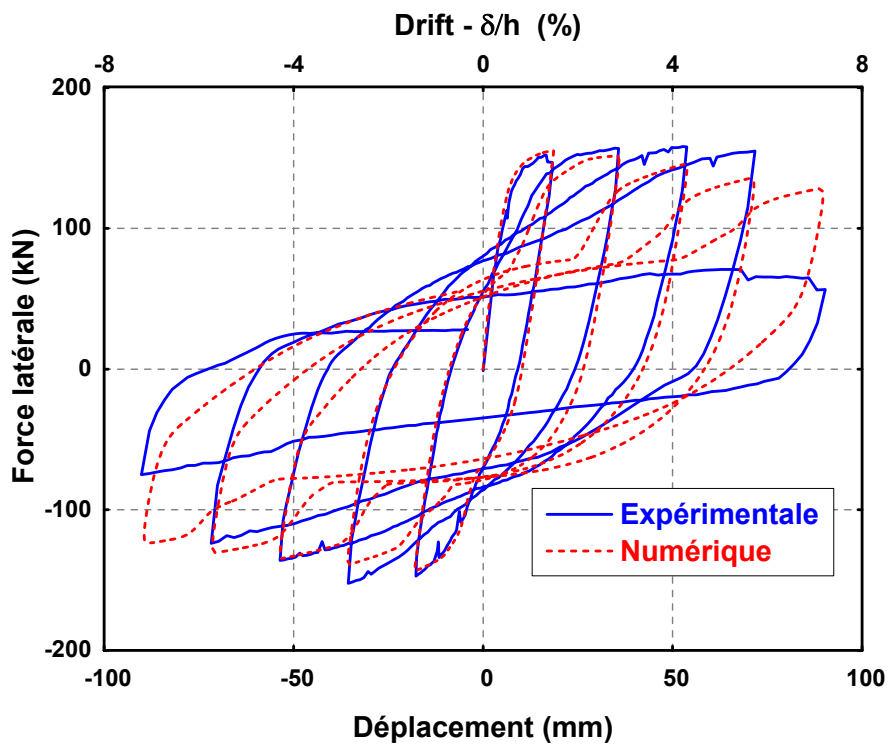


Figure 4.12 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp003

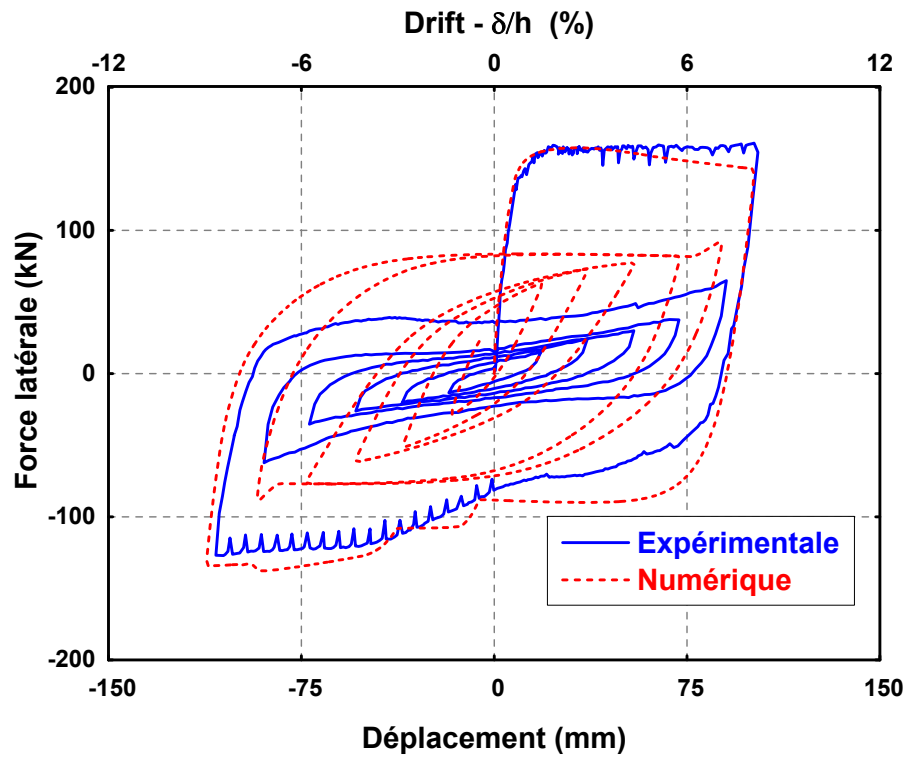


Figure 4.13 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp004

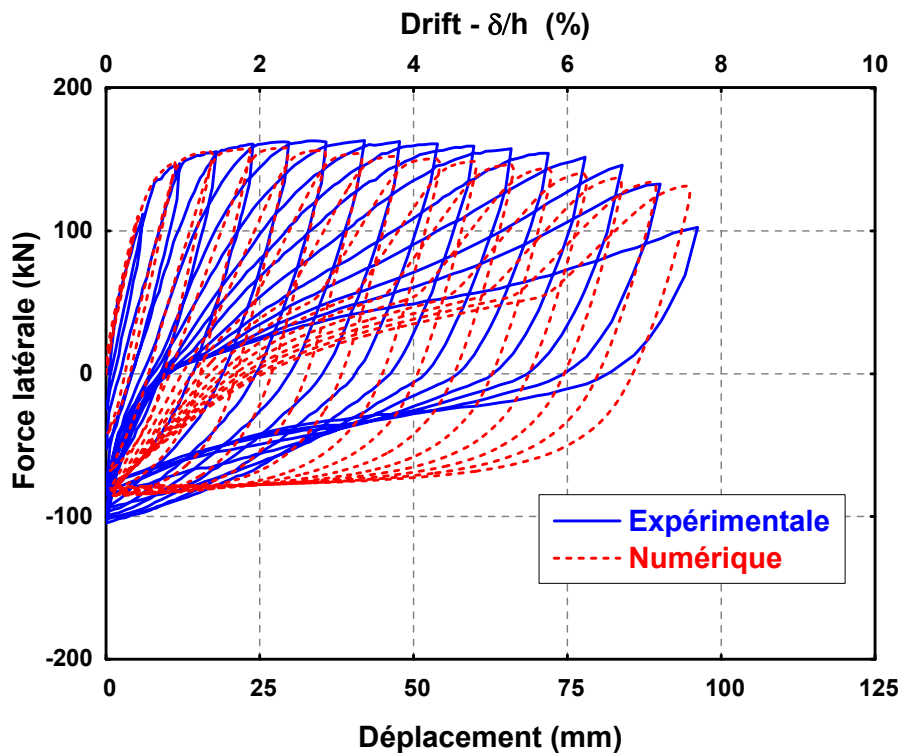


Figure 4.14 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp005

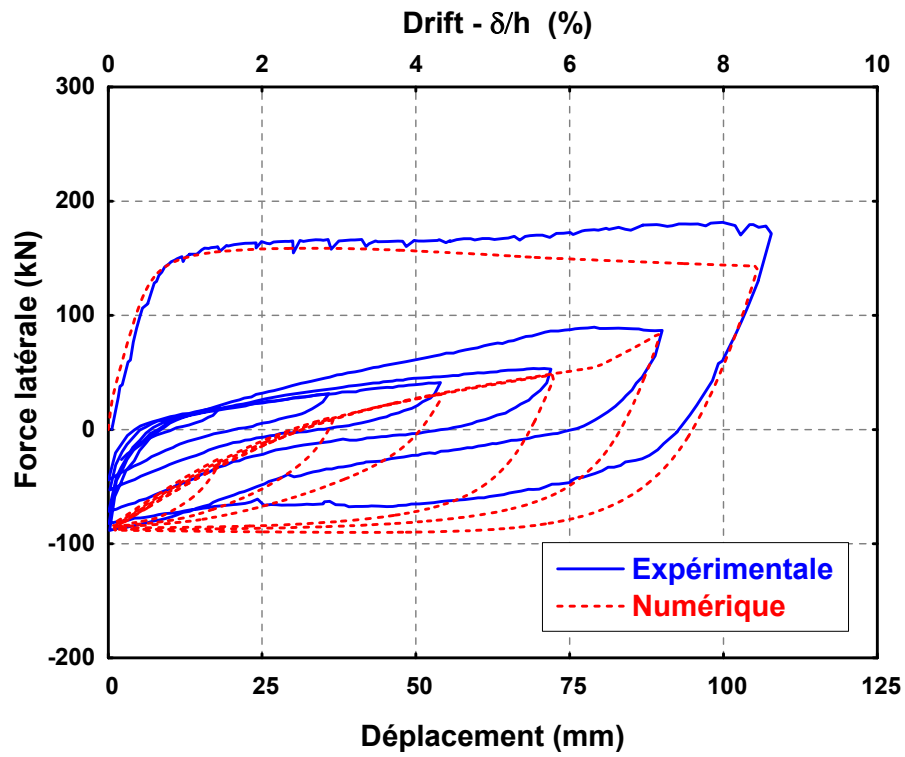


Figure 4.15 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp006

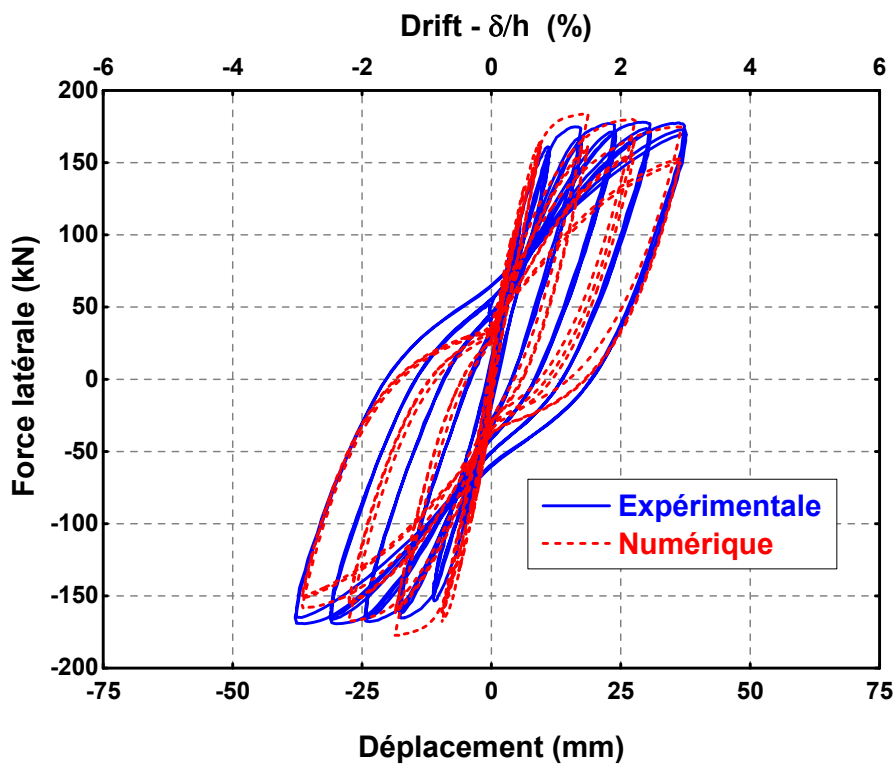


Figure 4.16 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp031

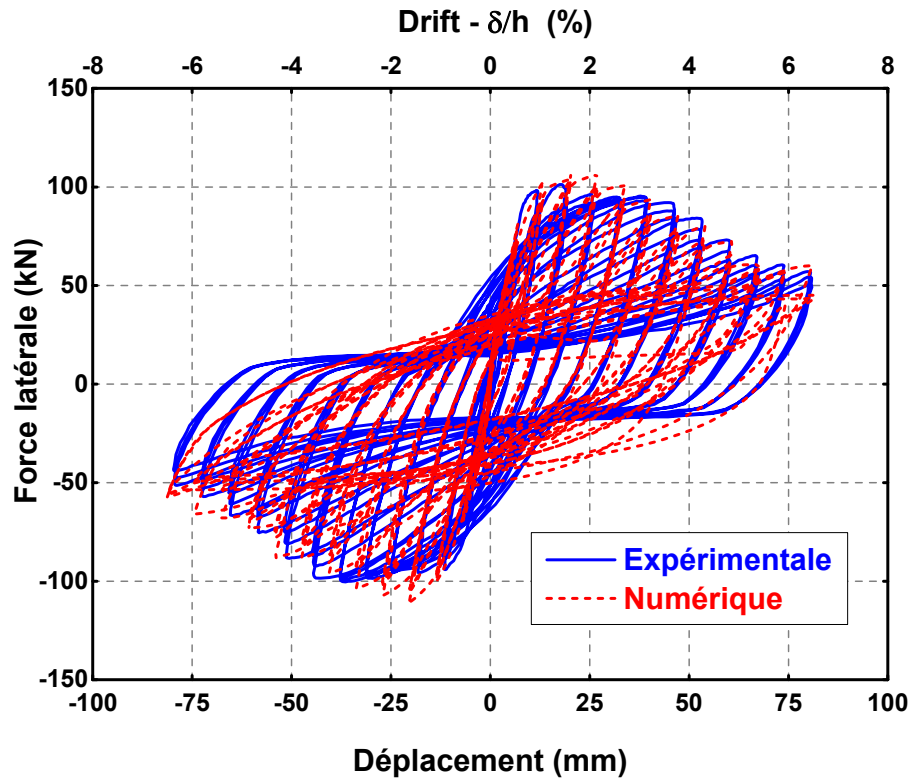


Figure 4.17 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp032

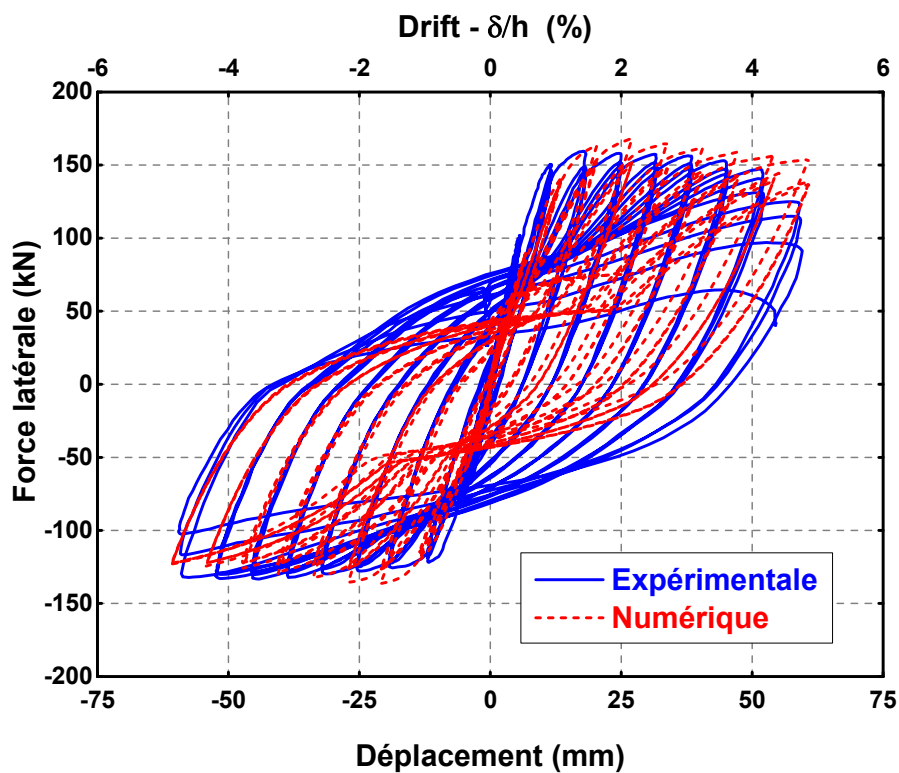


Figure 4.18 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp033

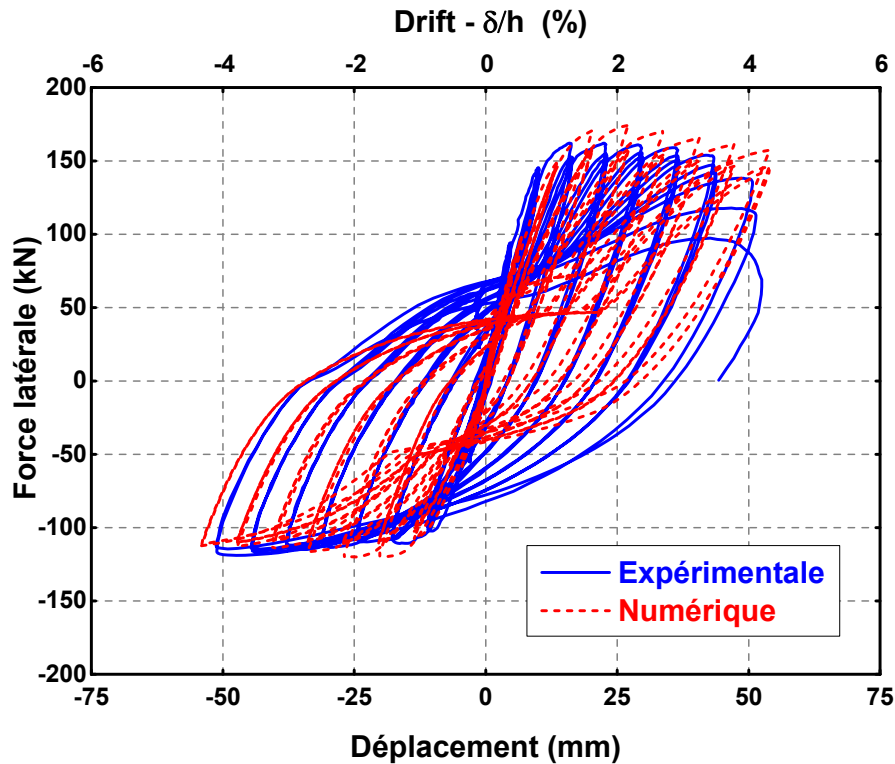


Figure 4.19 : Réponse force-déplacement expérimentale et numérique pour le spécimen tp034

Les modèles construits pour les spécimens tp033 et tp034 montrent l'effet de la variation de la charge axiale sur la performance des piles. Les résultats montrent que la compression axiale dans le sens de Poussée a augmenté la capacité de résistance, et que la traction axiale dans le sens de traction réduit la capacité de résistance.

Les pics des charges horizontales expérimentales et analytiques des quatre spécimens sont résumés dans le tableau 4.1. Dans tous les cas le rapport expérimental avec le numérique (Q_{exp}/Q_{ana}) est supérieur à 0,95 à l'exception de spécimen tp032 dans le côté négatif. Les ratios moyens des pics maximaux expérimentaux et analytiques est de 0,96 avec un coefficient de variation (COV) de 1 % pour le côté positif et 0,97 avec un coefficient de variation (COV) de 4 % pour le côté négatif.

Tableau 4.1 : Comparaison entre les pics des chargements expérimentaux et numériques

Spécimen	Côté positive			Côté négative		
	Expérimentale	Numérique	Ratio (Q_{exp}/Q_{ana})	Expérimentale	Numérique	Ratio (Q_{exp}/Q_{ana})
	Q_{exp} (kN)	Q_{ana} (kN)		Q_{exp} (kN)	Q_{ana} (kN)	
tp031	178.1	184.3	0.97	-169.4	-178.1	0.95
tp032	101.2	106.2	0.95	-100.4	-110.9	0.91
tp033	159.5	168.1	0.95	-133.3	-136.4	0.98
tp034	162.1	170.9	0.95	-119.0	-116.5	1.02
Moyenne			0.96			0.97
COV			0.01			0.04

4.4 Résistance au cisaillement

Des études antérieures ont montré que la plupart des codes de dimensionnement sont conservateurs et inconsistants dans leurs procédures d'évaluation de la résistance au cisaillement. Il a été observé que la capacité actuelle des poteaux au cisaillement diminuait avec l'augmentation de la ductilité en flexion et que les contributions de la charge axiale et du béton à la résistance au cisaillement devaient être séparées du fait que leurs évolutions dans le temps, lors de l'apparition des fissures diagonales, étaient différentes [46].

La rupture en cisaillement est à éviter en pratique puisqu'elle est soudaine et ne permet pas de développer une ductilité suffisante. Il est donc important de bien évaluer la capacité en cisaillement de la pile afin de s'assurer que la résistance en cisaillement dépasse la demande en cisaillement. Les modèles utilisés dans les différents codes considèrent la résistance au cisaillement (V_n) des piles comme étant la somme de la contribution du béton (V_c) et de la contribution de l'acier (V_s). Ces modèles ne tiennent cependant pas compte de l'influence de la ductilité sur la résistance au cisaillement et tendent à surévaluer la capacité en cisaillement à des ductilités élevées et à la sous-estimer à de faibles niveaux de ductilité.

En effet, à des niveaux de ductilité élevés, les déplacements sont importants et l'encastrement des granulats dans le béton se dégrade, ce qui diminue la résistance au cisaillement.

Dans notre étude, la résistance au cisaillement des spécimens tp031, tp032, tp033 et tp034 est évalué suivant trois normes le code ACI [13], Bloc de contrainte équivalente ACI (SB) [13] et Eurocode EC2 [32].

4.4.1 American concrete institute ACI

Pour le code ACI 318-11[13], la résistance en cisaillement est calculée suivant :

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (4. 18)$$

Où V_c est la résistance en cisaillement pour le béton et V_s la résistance en cisaillement pour l'acier, respectivement.

Pour les éléments soumis à une compression axiale, V_c est donnée par :

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{P}{2000 A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \dots\dots\dots (4. 19)$$

Et pour les éléments soumis à la traction axiale, la résistance en cisaillement pour le béton est évaluée suivant la formule :

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{P}{500 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \dots\dots\dots (4. 20)$$

Où P est le chargement axial ; A_g est l'aire de la section transversale de la pile ; f'_c est la résistance à la compression du béton ; b est la largeur de la section ; d est la hauteur effective de la section.

La résistance au cisaillement de l'acier est calculée par :

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots (4. 21)$$

Avec A_v l'aire de la section d'acier transversal sans espacements s , et f_y est la limite élastique des cerceaux ou spirales.

4.4.2 Eurocode EC2

La même expression pour V_s est donnée dans l'EC2 [32]. Pour la résistance au cisaillement du béton V_c , l'EC2 propose l'expression suivante :

$$V_c = [\tau_{rd} k (1.2 + 40 \rho_l) + 0.15 \sigma_{cp}] b d \dots\dots\dots (4. 22)$$

Où :

τ_{rd} : Valeur de calcul de la résistance conventionnelle au cisaillement.

d : hauteur utile de la section

$k = (1,6-d) > 1.0$ (avec d en (m)) si plus de la moitié de l'armature est arrêté en travée, $k = 1$

b : largeur minimale de la section dans la hauteur utile

$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$: Contrainte moyenne de compression dans la section, sous l'action des charges ou de la précontrainte.

ρ_l : est le ratio du ferrailage longitudinal.

4.4.3 Bloc de contrainte équivalente (ACI stress bloc)

Le Bloc de contrainte équivalente proposé par le code ACI [13], montré sur la figure 4.20, est utilisé pour évaluer les pics de charge et comparé avec les résultats expérimentaux

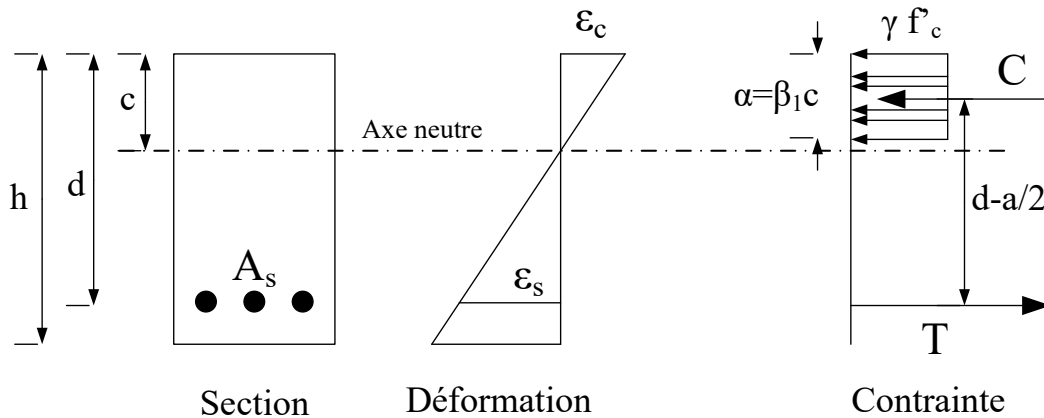


Figure 4.20 : Déformation et bloc de contrainte dans le code ACI (stress bloc) [13]

Les figures 4.21, 4.22, 4.23 et 4.24 montrent les courbes enveloppes des courbes de force-déplacement latéral expérimentales et les capacités en cisaillement prédit à l'aide de l'ACI, ACI contrainte équivalente et le EC2 pour les spécimens tp031, tp032, tp033 et tp034, respectivement. Les comparaisons entre l'expérimental et les pics des forces latérales prédites sont résumées dans le tableau 4.2. Il est clairement démontré que l'Eurocode sous-estimé la capacité réelle de tous les spécimens. La prédiction à l'aide de l'ACI (équation 4.2) et le bloc de contrainte ACI a donné de très bons résultats qui ont été les plus proches de l'expérimentale, avec une moyenne de 1,04 et 0,93, respectivement.

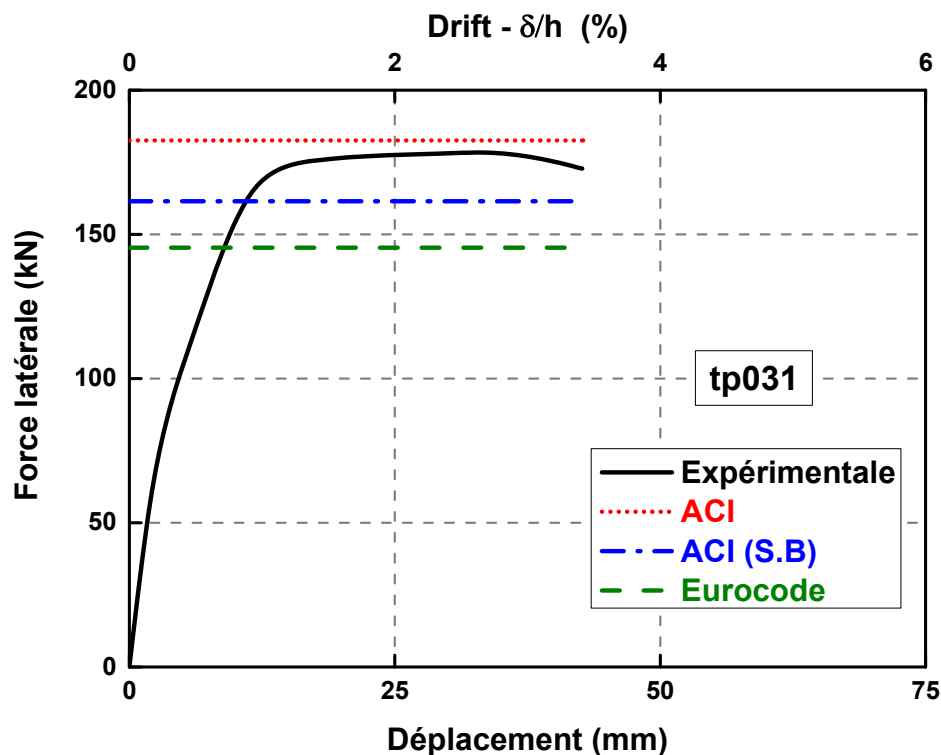


Figure 4.21 : Résistance au cisaillement pour le spécimen tp031

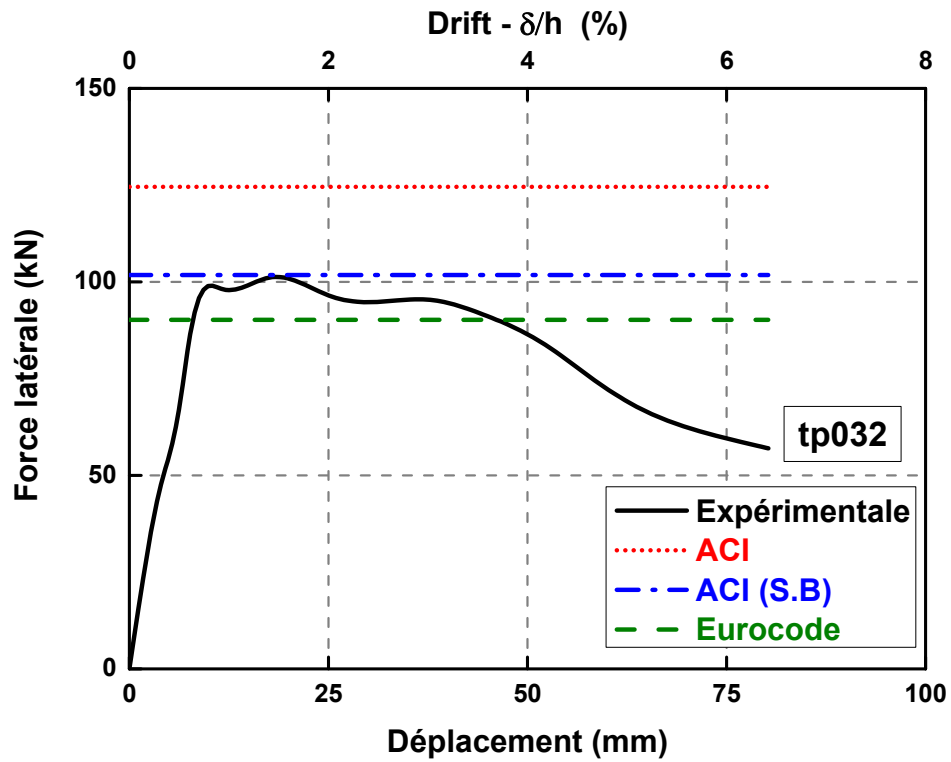


Figure 4.22 : Résistance au cisaillement pour le spécimen tp032

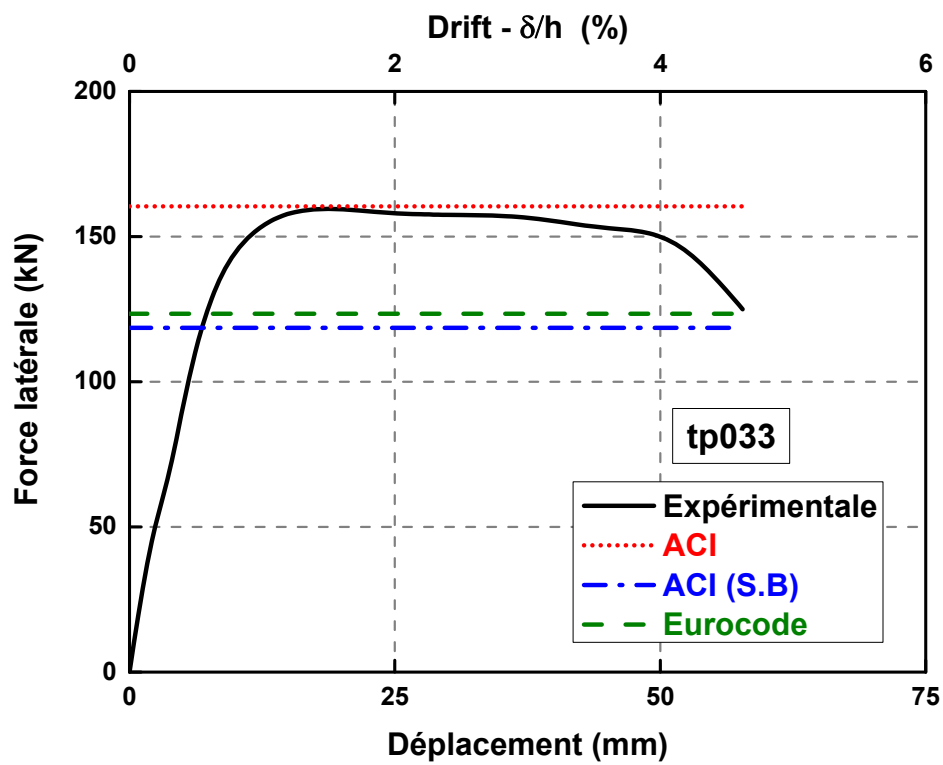


Figure 4.23 : Résistance au cisaillement pour le spécimen tp033

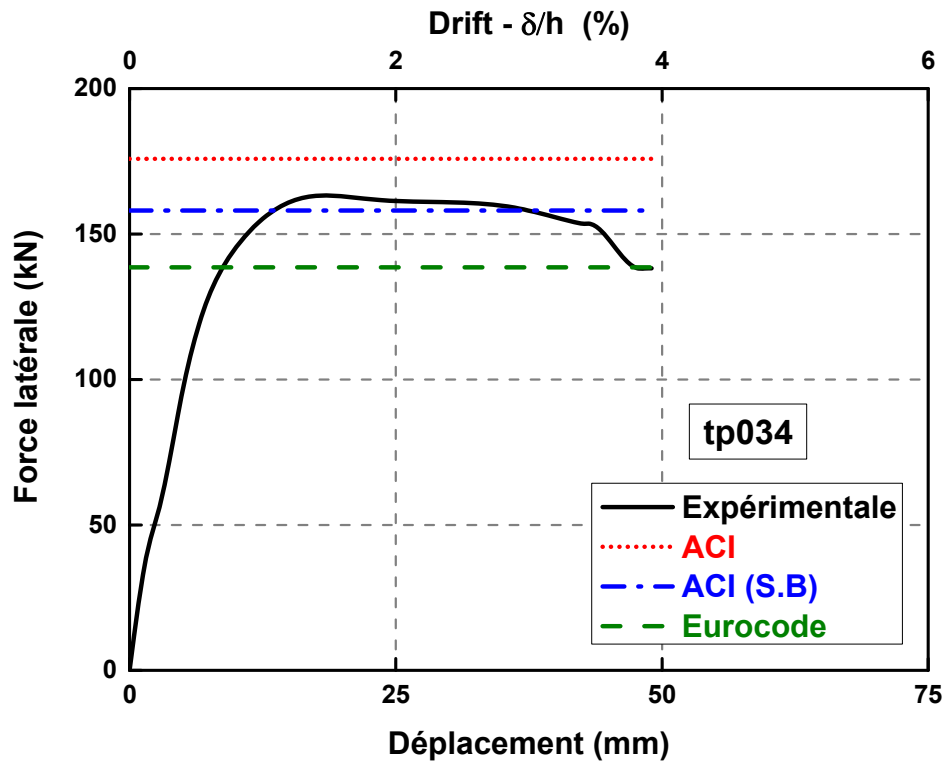


Figure 4.24 : Résistance au cisaillement pour le spécimen tp034

Tableau 4.2 : Comparaison entre l'expérimentale, ACI, ACI Bloc de contrainte et l'Eurocode

Spécimen	P (kN)	Chargement latérale (kN)				Ratios		
		V_{test}	V_{ACI}	$V_{ACI(SB)}$	V_{EC2}	V_{ACI}/V_{test}	$V_{ACI(SB)}/V_{test}$	V_{EC2}/V_{test}
tp031	470	178.1	182.6	161.5	145.4	1.03	0.91	0.82
tp032	-170	101.2	124.6	101.8	90.2	1.23	1.01	0.89
tp033	310	159.5	160.4	118.6	123.4	1.01	0.74	0.77
	-10	133.2	111.9	149.2	79.5	0.84	1.12	0.60
tp034	420	162.1	175.9	158.1	138.6	1.08	0.98	0.85
	-170	119.0	124.6	101.8	90.2	1.05	0.86	0.76
Moyenne						1.04	0.93	0.78
COV						0.013	0.014	0.008

4.5 Evaluation du dommage

Le dommage pour des éléments individuels est calculé sur la base de données sur l'élément comme les déformations, forces, ou dissipation d'énergie. Ces paramètres techniques doivent être extraits de la solution et traités pour calculer un indice de dommages, DI.

Un modèle d'endommagement est défini comme un opérateur qui calcule l'indice de dommages en appliquant une règle de dommage spécifique.

Le modèle d'endommagement combiné présenté par Park et Ang [68] est largement utilisé en raison de sa simplicité et le fait que les informations de calibration soient disponibles.

Ce modèle d'endommagement combiné était initialement calculé pour les éléments en béton armé. Le modèle calcule l'indice de dommages comme une combinaison linéaire des dommages causés par la déformation excessive, et le chargement cyclique répété, en termes de dissipation d'énergie.

La forme générale de la formule de Park-Ang [68] est comme suit :

$$DI = \frac{\delta_{\max}}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{F_y \cdot \delta_u} \dots\dots\dots (4. 23)$$

Où : δ_{\max} est le déplacement maximal du membre, δ_u est le déplacement ultime, $\int dE$ est l'énergie dissipée par hystérésis, F_y est la résistance axiale de l'élément de la structure ; β est un paramètre de dégradation qui représente l'influence de la réponse cyclique sur les dommages de la pile et peut être estimé avec des expressions empiriques basées sur les paramètres structuraux.

Une classification détaillée des niveaux de dommages suggérés par Park et coll. [69] est utilisée pour relier les dommages observés empiriques et des indices de dommages calculés.

Tableau 4.3 : Classifications des dommages selon Park-Ang [69]

Niveau du dommage	Indice du dommage	Mesure des dommages
I	$DI < 0.1$	Aucun dommage, fissuration mineure localisée
II	$0.1 \leq DI < 0.25$	Dommage mineur, Fissuration légère tout au long de l'élément
III	$0.25 \leq DI < 0.4$	Dommage modéré, fissuration sévère, écaillage localisé
IV	$0.4 \leq DI < 1.0$	Dommage sévère, écrasement, ferrailage dénudé
V	$DI \geq 1$	Perte totale de la résistance

Les dommages calculés pour tous les spécimens à l'aide du modèle d'endommagement de Park et Ang [68] décrits ci-dessus sont illustrés à la figure 4.25. Pour tous les spécimens, le modèle d'endommagement montre peu ou pas de dégâts pour les dix premiers cycles. La progression des dégâts tout au long du chargement a été évaluée pour chaque spécimen. Le modèle fourni une très bonne mesure des dommages causés par différents états limites. Par exemple, le spécimen tp032 avec un chargement axial avec une traction constante, a été soumis à un grand drift. La rupture du spécimen a été enregistrée à moins de 30 cycles. Le modèle de Park-Ang semble avoir une meilleure performance lorsque les amplitudes de variation sont significativement plus grandes que le déplacement élastique.

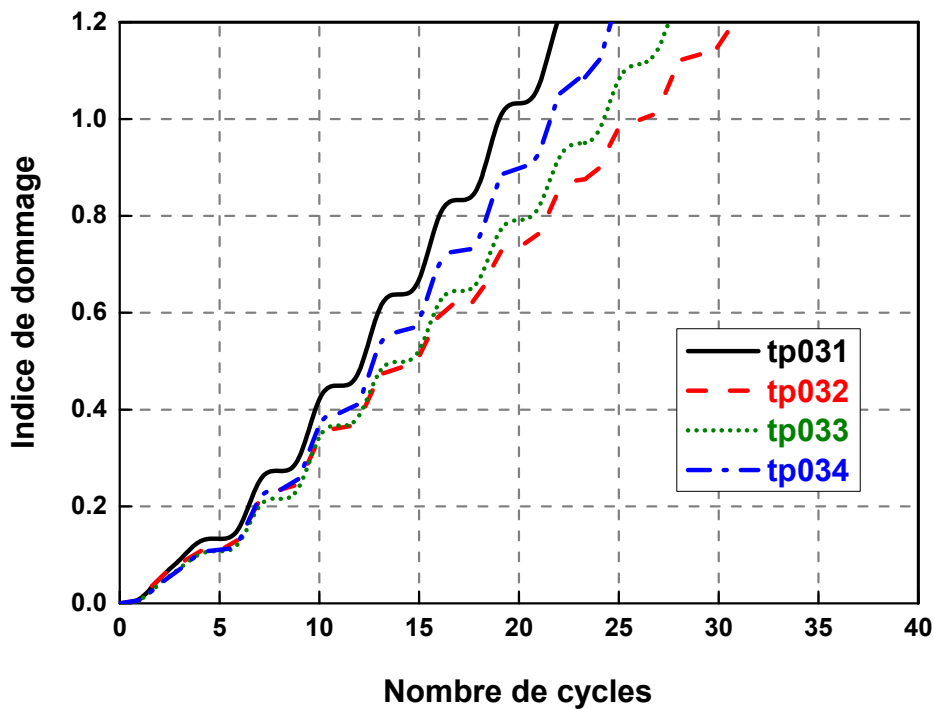


Figure 4.25 : Dommages progressif de tous les spécimens

4.6 Courbes de fragilité

Les courbes de fragilité expriment la probabilité de dommages structuraux causés par un chargement cyclique en fonction du nombre de cycles. Basé sur l'indice de dommages calculés par Park et Ang [68] indiqué ci-dessus pour les quatre spécimens testés, les courbes de fragilité pour les piles du pont ont été construites en supposant une distribution log-normale.

Les courbes de fragilité indiquent la probabilité d'atteindre un état de dommage défini précédemment. Tel que mentionné plus haut, cinq états de dommages ont été utilisés (voir tableau 4.3) : aucun dommage, léger, modéré, sévère et complet. La figure 4.25 montre l'indice du dommage et les nombres de cycles correspondants.

Une fois la valeur de l'indice de dommage obtenu à chaque cycle, l'état de dommage est classé à l'aide du tableau 4.3. La distribution de probabilité cumulée pour chaque état de dommages et pour les quatre spécimens a été évaluée. Une courbe log-normale a été ajustée afin d'établir une relation entre le nombre de cycles et indice de dommages à l'aide de la méthode des moindres carrés. Afin d'obtenir les deux paramètres qui définissent la distribution log-normale, le solveur de Microsoft Excel a été utilisé.

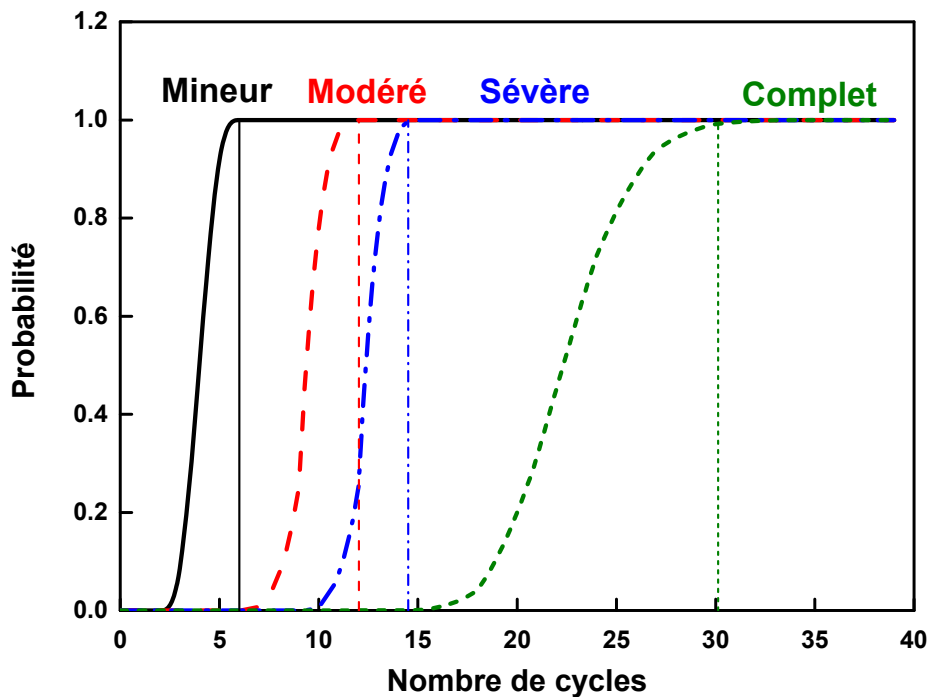


Figure 4.26 : Courbes de fragilité pour tous les spécimens des piles de ponts

La figure 4.26 montre les courbes de fragilité des quatre piles de pont en béton armé. On remarque que jusqu'à 6 cycles de chargement, aucune différence dans la répartition des dommages n'est observée et ce, pour les quatre spécimens.

On peut conclure que :

- Aucun dommage, le nombre de cycles est entre (0~6).
- Dommage léger, le nombre de cycles se situe entre (6~12).
- Dommage modéré, le nombre de cycles se situe entre (12~14).
- Dommage étendu, le nombre de cycles se situe entre (15~30).
- Dommage complet, le nombre de cycles dépasse les 30.

4.6 Conclusion

La méthode de modélisation d'une pile de pont présentée dans ce chapitre a été validée en modélisant les piles de ponts testés par Sakai et Kawashima [83] et en comparant avec les résultats expérimentaux. Ces programmes expérimentaux, qui évaluent des piles de pont en béton armé avec différents types de chargements et différentes charges axiales, ont été choisis pour l'évaluation du modèle numérique d'une pile de pont en raison de la variété et de la

pertinence des mesures globales et locales. La comparaison entre le modèle et les résultats expérimentaux porte sur l'aspect de la réponse globale (Force-déplacement).

La réponse en force-déplacement des spécimens est prédite à l'aide du programme de calcul SismoStruct [88].

Ce programme de calcul a démontré une excellente performance par rapport à la prédiction du comportement des spécimens sur une base globale (force-déplacement en tête). Les deux lois de comportement du béton et de l'acier qui ont été insérées dans SismoStruct [88] ont permis de prédire remarquablement la réponse dans les différentes étapes de chargement.

Cette modélisation permet de bien prédire le comportement. Le comportement global force-déplacement représente bien ce qui est attendu. Les lois des matériaux sont fiables. Cela se traduit par une rigidité pré plastification similaire pour l'ensemble des poteaux ainsi que par le parallélisme des courbes de déchargement.

CHAPITRE 5

COURBES DE FRAGILITE

Ce chapitre présente une méthodologie pratique pour évaluer la performance et l'endommagement sismique des ponts. Une modélisation par éléments de fibres est utilisée pour simuler la réponse sismique non linéaire du pont à l'aide du logiciel SeismoStruct [88]. Les piles du pont, en béton armé, sont modélisées par des éléments de fibres obéissant à des lois de comportement non linéaires représentant l'acier et le béton constitutifs. Les analyses dynamiques incrémentales non linéaires IDA sont effectuées par des accélérogrammes sélectionnés pour correspondre à l'aléa sismique du site du pont, Le processus de sélection et d'étalonnage des séismes par rapport au spectre sismique de conception est illustré. Ces analyses permettent de couvrir tous les états de dommages de la pile de pont en utilisant un facteur d'échelle croissant ou décroissant pour un accélérogramme sélectionné. L'endommagement de la pile, associé au déplacement latéral de la structure, est relié à l'intensité des secousses sismiques. Les résultats des analyses sont exploités pour obtenir des courbes de fragilité en considérant différents états d'endommagement tels que la fissuration du béton de la pile, l'éclatement de l'enrobage de béton, ou le flambement des armatures ce qui est également illustré. Les courbes de fragilité sont obtenues pour deux types d'accélérogrammes (réels et artificiels) ; ces accélérogrammes correspondent au spectre réglementaire du site suivant les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008 [82].

5.1 Définition d'une courbe de fragilité

Une fonction (ou courbe) de fragilité exprime la probabilité qu'une structure, soumise à une demande sismique, puisse dépasser un certain degré de dommages. Elle peut être déterminée de manière empirique à partir de données d'observations, de manière analytique en se basant sur la mécanique et la résistance des matériaux ou bien les deux [95]. La méthode analytique est récente, et plusieurs procédures cohabitent. Elles sont d'autant plus exactes qu'elles sont coûteuses en temps et en calculs.

Mathématiquement, les courbes de fragilité résultent de la combinaison de deux probabilités [65]. La première probabilité est celle de la demande sismique qui est exprimée en fonction d'un paramètre de demande d'ingénierie (*Engineering Demand Parameter*, EDP). L'EDP est un paramètre qui permet de juger de l'état structural de l'élément analysé.

Il s'agit en général du déplacement spectral, du moment de renversement ou de la courbure. La demande sismique est conditionnée par une intensité de mesure (*Intensity Measure*, IM) indépendante de la structure et permettant de prendre en compte l'aléa sismique. Il s'agit en général du PGA, du PGV ou d'une valeur de l'accélération spectrale à une période fixée.

La seconde probabilité est celle du dépassement du degré de dommages (DD_i) soumis à une certaine demande (EDP) et représente donc la capacité structurale. Elle sera nommée « distribution en capacité structurale ».

Ces probabilités sont considérées comme suivant une loi log-normale d'écart-type $\beta_{EDP/IM}$ et β_C , respectivement pour la demande sismique et la capacité structurale. Ainsi par le théorème central-limite, on peut émettre l'hypothèse que leur addition suit aussi une loi log normale. La courbe de fragilité peut donc être représentée par une fonction de répartition de la loi log-normale [65]. On a donc une expression ayant la forme suivante :

$$P(\overline{EDP} \geq \overline{DD}_i / IM) = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{\overline{EDP}}{\overline{DD}_i} \right)}{\sqrt{\beta_{EDP/IM}^2 + \beta_C^2}} \right] \dots\dots\dots (5. 1)$$

Avec :

Φ : la fonction de répartition de la loi log-normale

EDP : valeur médiane de l'EDP

DD_i : valeur médiane de la capacité du degré de dommages considéré

5.2 Description de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un pont qui se situe entre les villes d'Ain Defla et Arib dans la wilaya d'Ain Defla. Il est constitué de quatre travées, dont deux centrales de portée 33.40m chacune et deux travées de rive de portée 25.00 m chacune pour une longueur totale de 116.80 m. Le tablier composé de deux voies en béton armé ayant une épaisseur de 20 cm et un tapis d'enrobé de 8 cm d'épaisseur, il repose sur 7 poutres isostatiques en béton précontraint, de hauteur 1.50 m et d'espacement de 1.60 m. La largeur totale du tablier est de 10 m, avec une largeur circulaire de 7.00 m et deux trottoirs identiques de 1,50 m de largeur. Les poutres reposent sur des appareils d'appui en élastomère fretté. Les piles composées de 3 fûts circulaires ont des hauteurs variables de 7.00 m pour celles de rive et de 8.00 m pour celle du milieu (Figures 5.1 et 5.2). Le ferrailage des armatures longitudinales des piles est constitué de 24 T 25; quant au ferrailage transversal, des armatures en cerces de diamètre T16 avec un espacement de 15 cm est adopté.

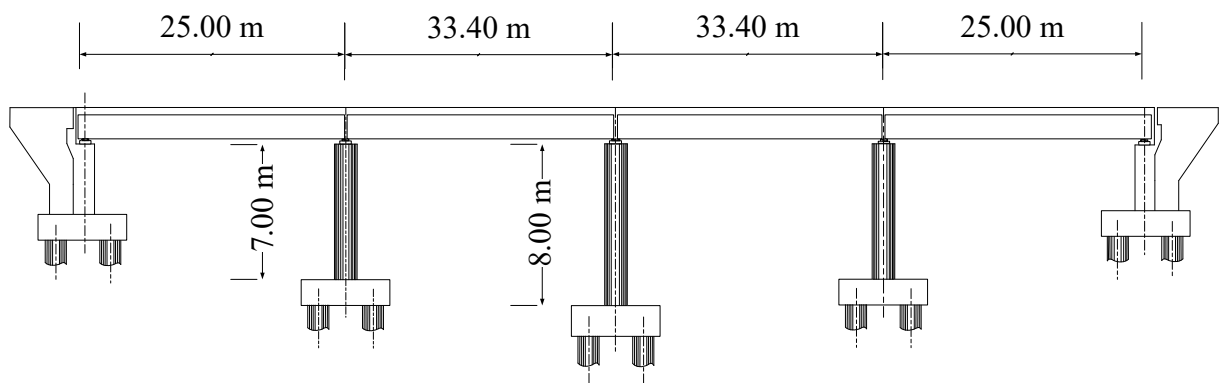


Figure 5.1 : Vue en élévation du pont

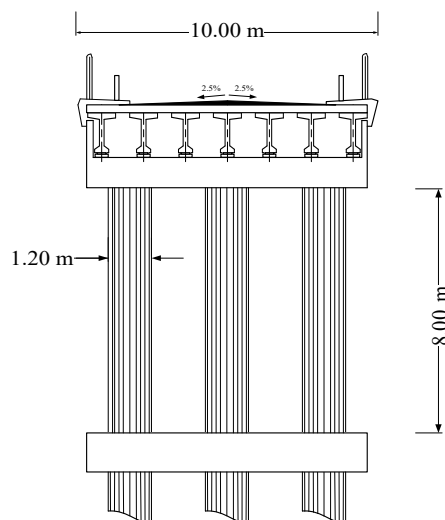


Figure 5.2 : Coupe transversale sur la pile de pont

5.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

5.3.1 Béton

Le béton utilisé pour la construction de l'ouvrage représente les caractéristiques suivantes :

- Ciment CPA325 dosé à 400 kg/m³.
- Résistance à la compression : $f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c_{28}}$ si : $j \leq 28$ jours

Pour le cas de cette étude, $f_{c_{28}} = 27$ Mpa

- Résistance à la traction : $f_{t_{28}} = 0,6 + 0,06f_{c_{28}}$

5.3.2 Acier

Les armatures utilisées sont des aciers naturels ayant pour caractéristiques :

- Nuance FeE40 Type HA.
- Limite d'élasticité $f_e = 400$ Mpa.
- Module d'élasticité $E = 2.10^5$ Mpa
- Déformation ultime $\varepsilon_u = 10\%$

5.4 Modélisation du pont

Le logiciel utilisé dans la modélisation est le logiciel SeismoStruct [88]. Ce logiciel, qui repose sur la méthode des éléments finis, permet d'évaluer le comportement sismique des systèmes structuraux ou encore de traiter des problèmes liés à la géotechnique. Il permet de travailler dans le domaine linéaire ou non-linéaire et de mener des analyses statiques de type push-over, des analyses statiques de type cyclique ou encore des analyses dynamiques non linéaires.

Le modèle du pont a été réalisé avec le logiciel SeismoStruct [88] parce qu'il offre des possibilités intéressantes comme l'implémentation du macroélément dans la structure et l'utilisation d'éléments multifibres qui tiennent compte de la non linéarité matérielle (loi de comportement) et géométrique (effet P- Δ).

Nous avons défini trois matériaux : l'acier, le béton confiné et le béton non confiné.

Les modèles de matériaux con_ma et stl_mp disponibles dans le logiciel SeismoStruct ont été adoptées respectivement pour le béton et l'acier.

5.4.1 Modèle des matériaux

Le modèle du béton *con_ma* est un modèle de confinement constant non linéaire uniaxiale qui suit la relation constitutive proposée par Mander et al. [58].

Dans les piles en béton armé, la présence d'armatures transversales, telles que les cadres ou les étriers, a une incidence en « sur - résistance » de béton confiné à l'intérieur. Cette « sur - résistance » est introduite dans la définition du matériau via le coefficient de confinement qui présente le rapport entre la contrainte de compression « confiné » et « non confiné du béton », que l'on prend égal à 1.0 pour le béton non confiné et égal à 1.2 pour le béton confiné.

Pour ce modèle, cinq paramètres doivent être définis afin de déterminer les propriétés mécaniques du matériau : résistance à la compression (f_c), résistance à la traction (f_t), déformation ultime (ϵ_u), facteur de confinement (k_c), poids volumique (γ).

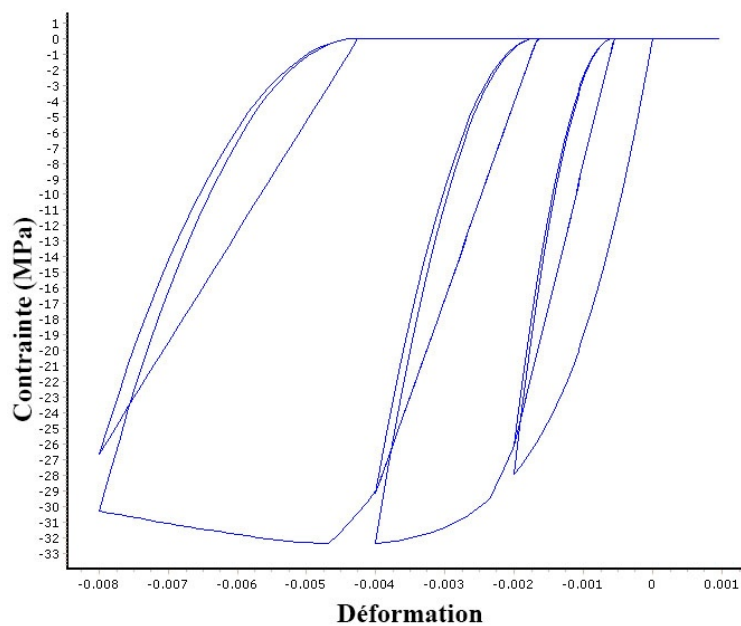


Figure 5.3 : Loi de comportement du béton

Le modèle choisi de l'acier *stl_mp* dans le logiciel repose sur la loi de comportement proposée par Menegotto et Pinto [60], couplé avec les règles de durcissement isotrope proposées par Filippou et al. [36].

Ce modèle de l'acier est l'un des plus connus et efficaces, il inclut l'effet Baushinger, mais ne tient pas compte de l'écrouissage isotrope. Plusieurs modifications à ce modèle ont été apportées ; celle qui modifiait certains paramètres dans le but d'inclure l'écrouissage isotrope est une des plus efficaces.

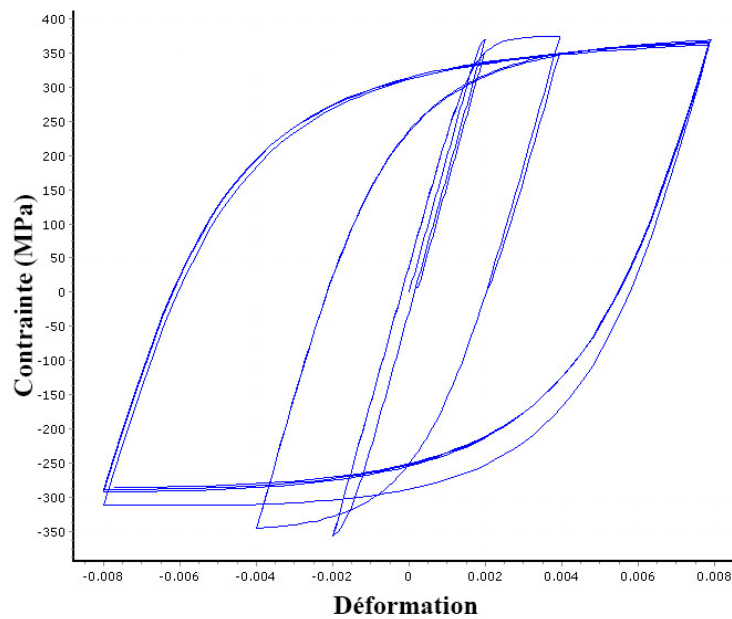


Figure 5.4 : Loi de comportement de l'acier

Pour ce modèle, certains paramètres doivent être définis pour déterminer les caractéristiques mécaniques du matériau, tels que le module d'élasticité (E), la limite d'élasticité (F_y), le paramètre de durcissement (μ), le paramètre de contrôle de la forme initiale de la transition à partir de la courbe (R_0), les coefficients d'étalonnage de forme de la courbe de transition (a_1 et a_2), et du poids volumique (γ).

5.4.2 Modèle des éléments

Dans un modèle multifibre, nous définissons d'une part la géométrie de la structure avec des éléments filaires, et aussi les caractéristiques de la section transversale. Ce type de modélisation est spécialement utile pour définir les caractéristiques des sections de béton armé.

Ce qui est intéressant, c'est que nous pouvons définir des éléments barres ayant un comportement non linéaire, en définissant les lois de comportement uni-axiales de chaque fibre (en l'occurrence, de chaque matériau).

Le processus suivi consiste à calculer les déplacements généralisés dans les nœuds des barres de la structure. A partir de ces déplacements, on déduit les déformations dans chaque fibre de la section (hypothèse de Bernoulli). Finalement, on calcule les contraintes dans chaque fibre en tenant compte des lois de comportement des matériaux. Avec les contraintes de chaque section on déduit les efforts généralisés aux nœuds des barres.

Pour chaque pile de pont un modèle non linéaire a été développé.

Le modèle a été construit avec des éléments inélastiques plastiques infrmFBPH qui tient compte de la formulation de la rotule plastique. Dans ce modèle il est nécessaire de définir un nombre de fibres suffisant dans la section pour assurer la reproduction adéquate de la distribution de contrainte-déformation à travers la section transversale de l'élément et il est nécessaire d'inclure la longueur de la rotule plastique.

. Les effets de glissement des barres d'acier n'ont pas été pris en compte dans le logiciel SeismoStruct [88]. La section de chaque fût de la pile est discrétisée en 250 fibres comme indiqué sur la figure 5.5.

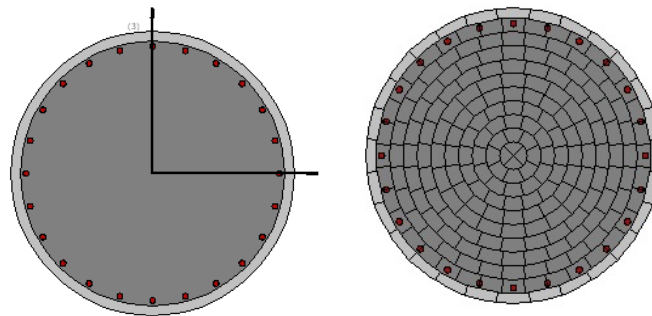


Figure 5.5 : Discretisation de la section de la pile

La fondation de la pile et le sol qui la supporte sont supposés rigides. Les fûts de la pile sont connectés à un chevêtre rigide reliant leurs sommets. Les chevêtres des piles et le tablier (poutres, dalle, et diaphragmes) sont supposés se comporter de manière linéaire élastique sous l'effet des séismes considérés, d'où leur modélisation par des éléments poutre-poteau linéaires élastiques. Les appareils d'appui sont modélisés par des éléments à comportement bilinéaire (figure 5.6).

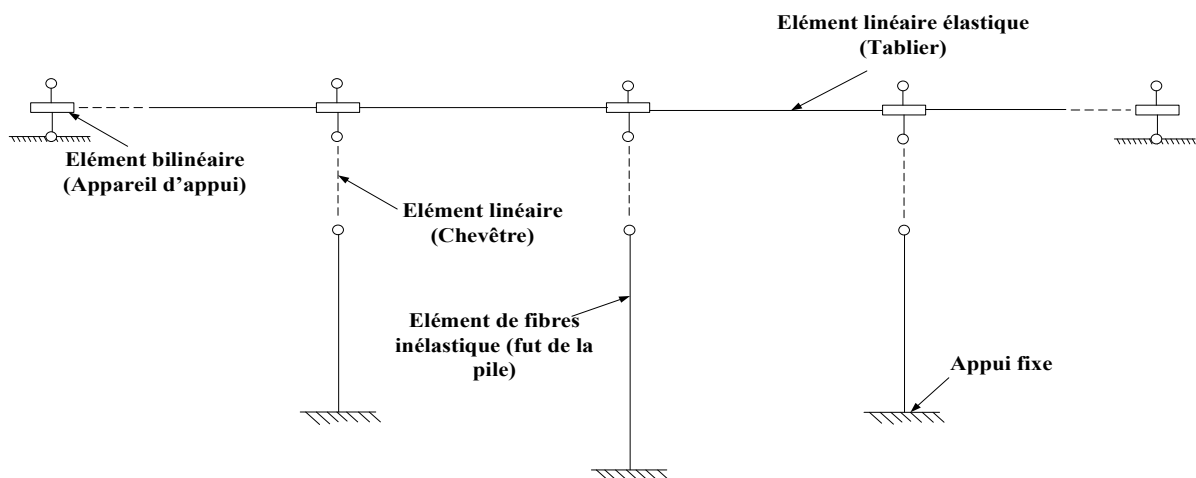


Figure 5.6 : Eléments de fibres élastiques et inélastiques aux différentes composantes du pont

La figure 5.7 montre le modèle numérique du pont entier choisie pour l'étude.

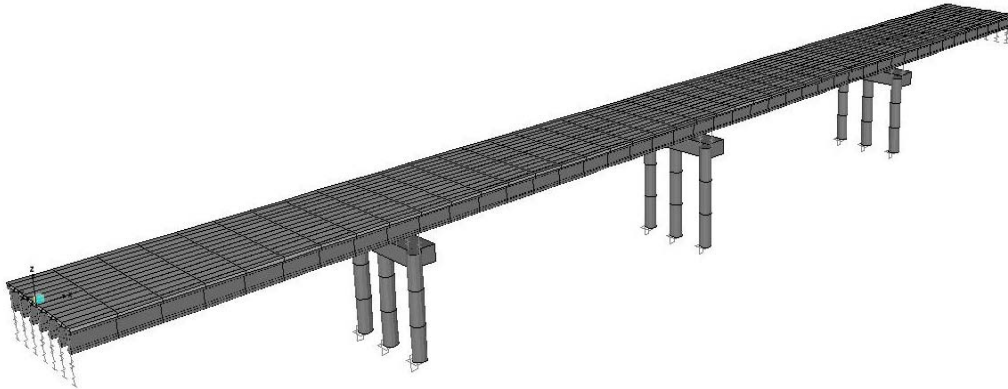


Figure 5.7 : Modèle 3D du pont

Afin d'étudier les états limites d'un pont, il est possible de restreindre l'analyse à la pile. En effet, les mécanismes de plasticité sont principalement localisés sur cet élément structural qui est la base du dimensionnement à la capacité. Par contre, il est important de souligner que certaines plastifications peuvent survenir ailleurs sur la structure. Le fait de considérer seulement la pile couvre une majorité d'ouvrage mais n'est pas une généralité. L'utilisation de l'ensemble de la structure s'avère plus lourd numériquement et peut s'avérer inutile dans certains cas. En effet, le reste de la structure (tablier, culée, etc.) est principalement représenté par des éléments ayant un comportement linéaire. Dans cette optique, l'analyse de la pile de ponts seule est préconisée dans la présente étude.

Le pont est considéré comme régulier, car son biais est faible et sa géométrie régulière. On peut donc dire qu'il se prête très bien à des analyses statiques et dynamiques qui considèrent que son comportement peut être représenté comme celui d'un système à un degré de liberté (figure 5.8). Le poids revenant à la pile de pont de 8m est estimé à 12600 kN et 11500 kN pour la pile de 7m.

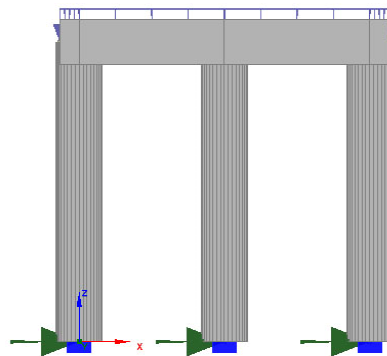


Figure 5.8 : Modèle de calcul

5.5 Spectre cible

Selon le RPOA 2008 [82], le pont est localisé dans la zone sismique III (forte sismicité), implanté sur un sol de fondation supposé être meuble, de type S3.

Le spectre de réponse élastique est défini comme suit :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} A_g S [1 + (T/T_1)(2.5\eta - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta A_g S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta A_g S (T_2 / T) & T_2 \leq T \leq 3,0 \dots\dots\dots(5. 2) \\ 2,5 \eta A_g S (3T_2 / T^2) & 3,0 \leq T \end{cases}$$

Où :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site

A : coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

η : facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

ξ : taux d' amortissement

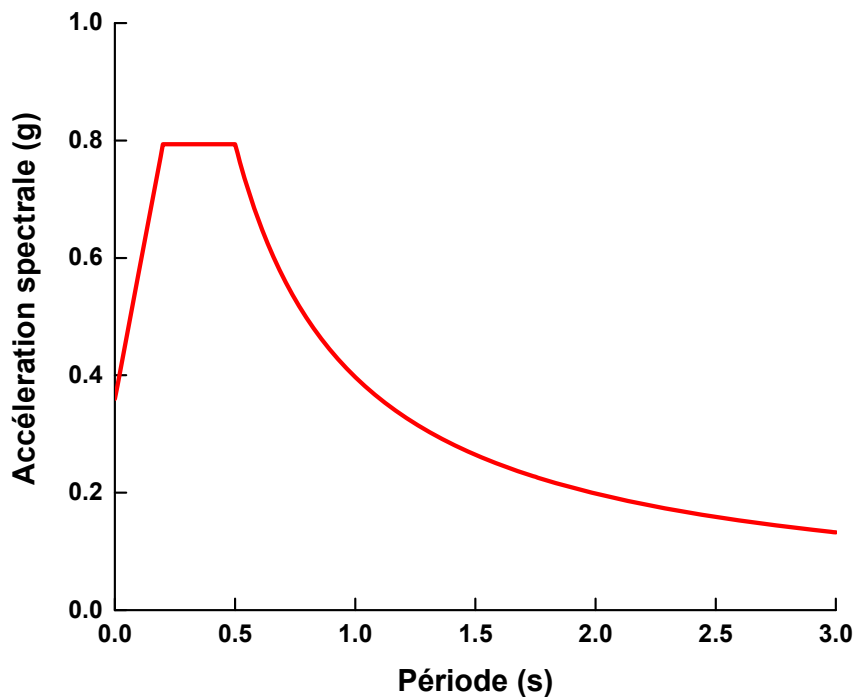


Figure 5.9 : Spectre RPOA pour le site considéré

5.6 L'analyse incrémentale dynamique IDA

Une Analyse Dynamique Incrémentale, IDA, (Incremental Dynamic Analysis) consiste en l'analyse d'un élément spécifique d'une structure soumise à des séismes d'intensité croissante. Ceci permet d'examiner la fragilité de l'élément en question.

Le choix d'accélérogrammes compatibles avec les spectres d'accélération du site est important puisqu'ils vont grandement influencer la réponse structurale. Deux techniques peuvent être utilisées : celle avec un accélérogramme où l'intensité serait mise à l'échelle ou plusieurs accélérogrammes d'intensités différentes.

Un paramètre souvent utilisé comme indice est le PGA, ou accélération de pointe au sol. Un indice sismique utile pour les structures est l'accélération spectrale du premier mode, $S_a(T_1)$. En effet, cet indice a l'avantage d'être simple et particulièrement adapté aux structures dont le comportement dynamique est dominé par le premier mode ; l'indice d'intensité utilisé dans cette thèse est l'accélération maximale de pointe au sol (PGA).

La réponse d'un ouvrage aux sollicitations sismiques dépend directement des caractéristiques de la sollicitation. Pour cette raison, caractériser la réponse d'un ouvrage nécessite le recueil d'un nombre de résultats suffisant pour élaborer un échantillon représentatif statistiquement.

Par la suite, nous allons raisonner avec des mesures d'intensité de la sollicitation (IM) et des mesures de réponse de la structure (EDP). Les premières nous permettent de caractériser la sollicitation et les dernières, d'évaluer l'état de la structure. La représentation de ces valeurs (IM vs EDP) donne lieu aux courbes IDA, lesquelles expriment synthétiquement la réponse de la structure. Cette méthodologie permet de caractériser la gamme de comportements possibles des structures. En effet, ce type d'analyse nous permet de décrire le comportement élastique jusqu'à la plastification, le comportement inélastique, puis l'instabilité globale des éléments structuraux. De plus, cette méthode nous permet de prendre en compte la variabilité de la résistance des éléments structuraux et des secousses sismiques [102].

Afin d'obtenir une plage de sollicitations suffisamment représentative, nous utilisons plusieurs accélérogrammes auxquels nous appliquons des facteurs d'échelle (multiplicateurs ou réducteurs).

D'où le nom d'analyse incrémentale dynamique (IDA). Cette méthode permet de garder le contenu fréquentiel et temporel de la sollicitation tout en faisant varier l'intensité.

Nous avons défini 50 facteurs d'échelle λ par accélérogramme, pour obtenir des PGA (accélérations maximales) variant entre 0.1g et 4.0g.

5.7 Accélérogramme compatible avec le spectre cible

Afin de mener une analyse temporelle linéaire, un accélérogramme compatible avec le spectre précédemment utilisé est nécessaire. Pour ce faire, il est possible d'utiliser un enregistrement accélérométrique, lorsque des données suffisantes sont présentes. Lorsqu'il y a un manque de données, il est admissible de générer artificiellement des enregistrements accélérométriques.

Généralement, un accélérogramme ne sera pas satisfaisant pour représenter un spectre, puisque celui-ci est construit en tenant compte de plusieurs enregistrements de magnitudes et de distances différentes.

Pour notre étude, deux types d'analyses ont été développés pour obtenir les courbes de fragilité ; la première a été développée avec des accélérogrammes réels, la deuxième a été développée avec des accélérogrammes artificiels et ce, pour les deux piles de pont de hauteurs différentes 7m et 8m.

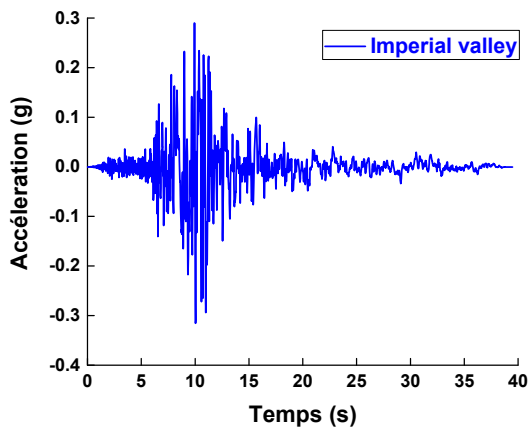
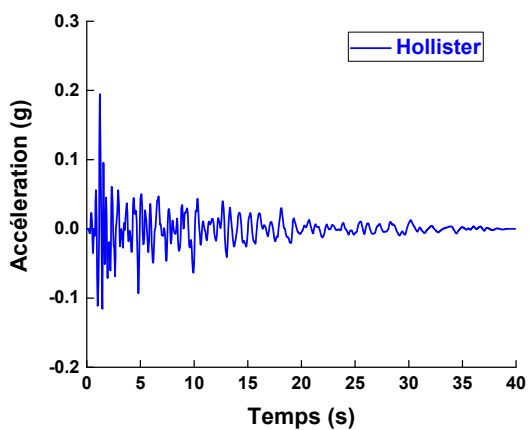
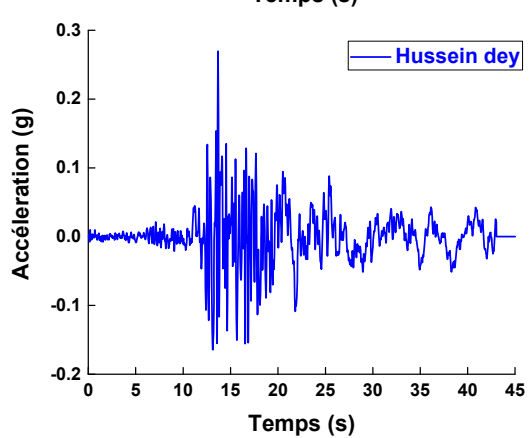
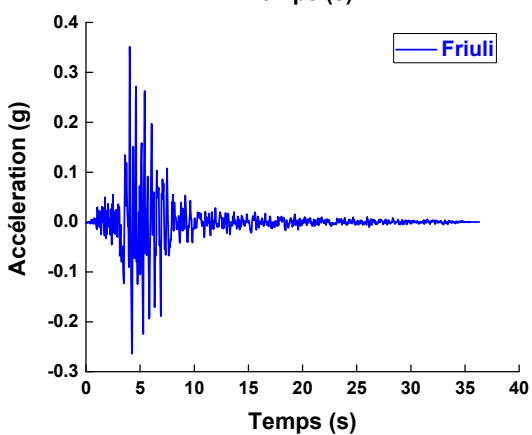
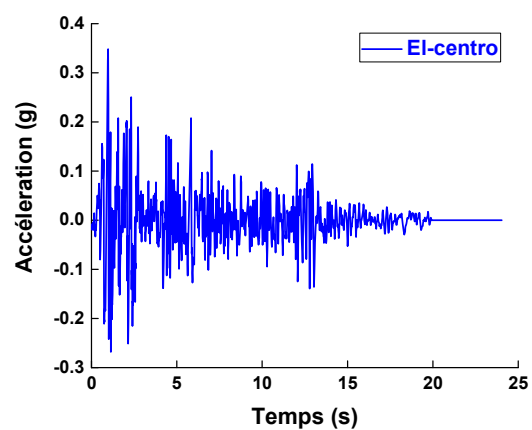
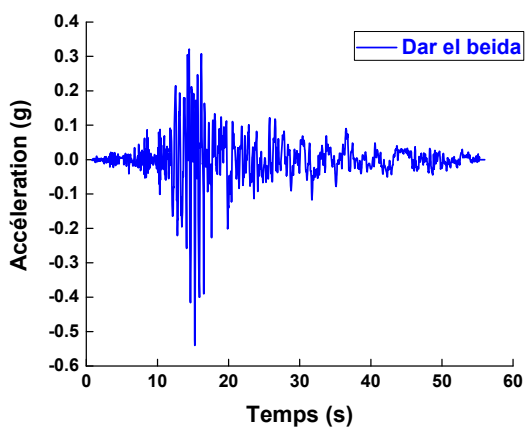
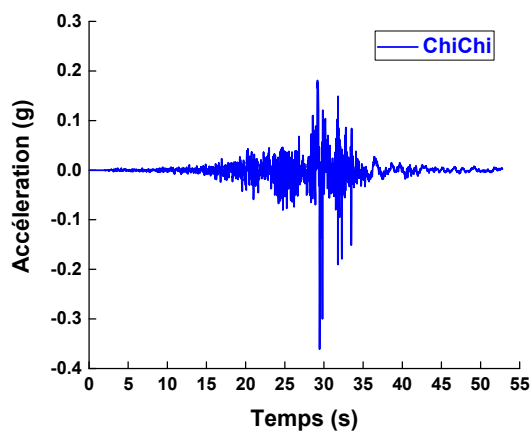
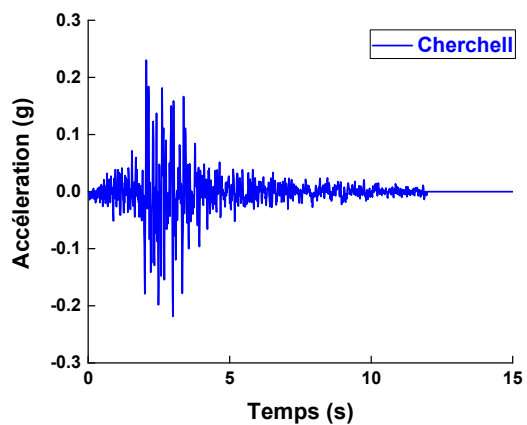
5.7.1 Accélérogrammes réels

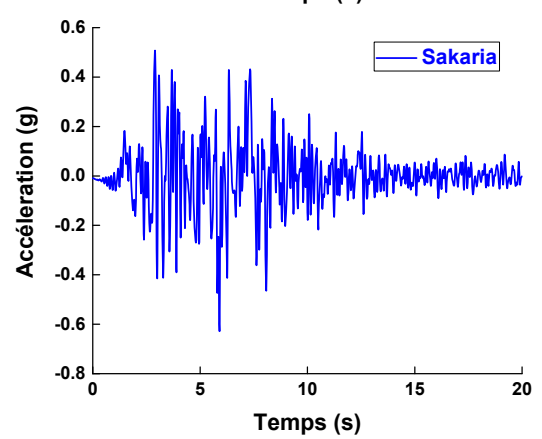
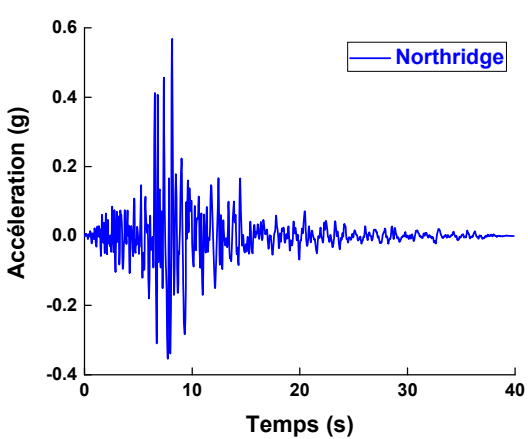
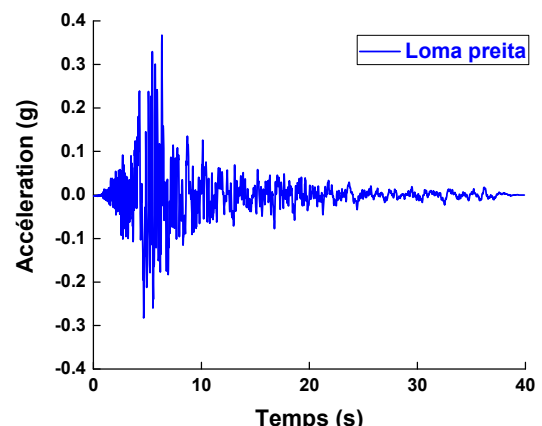
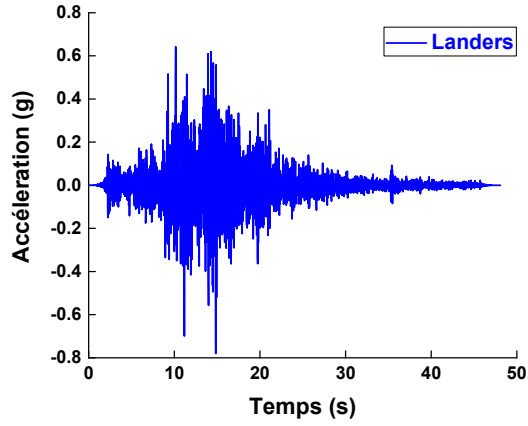
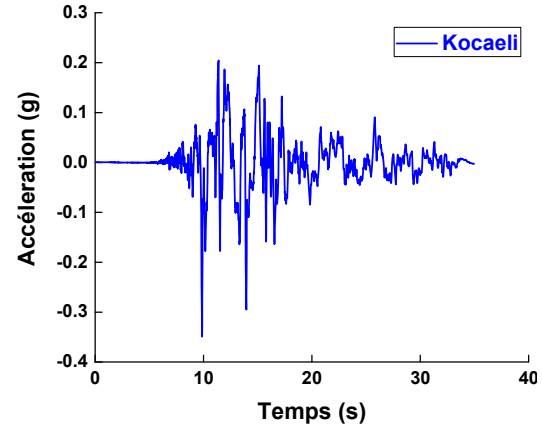
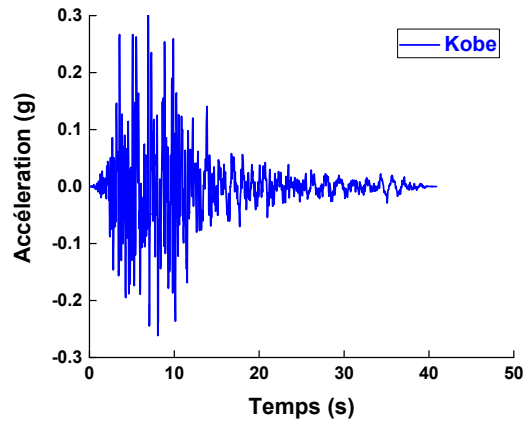
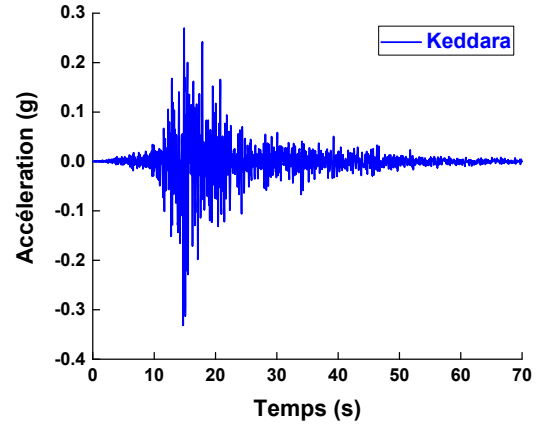
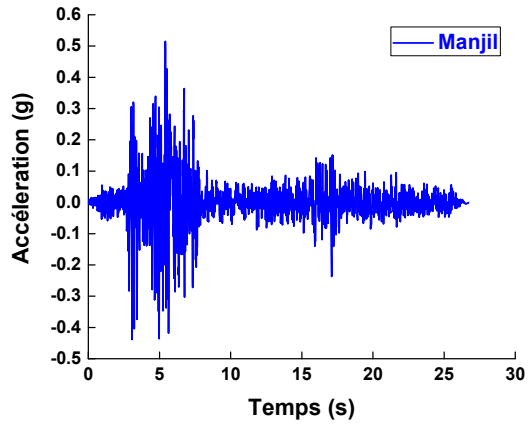
Une première approche est de sélectionner un enregistrement réel qui correspond au spectre de réponse sismique du site. Par contre, en raison du mouvement aléatoire du sol lors d'un séisme, il n'est pas possible de représenter le spectre de réponse à l'aide d'un accélérogramme unique. Donc, plusieurs enregistrements doivent être utilisés afin de représenter correctement le spectre de réponse correspondant à la région.

L'utilisation des enregistrements des autres régions tectoniquement actives du globe doit être considérée pour la recherche d'accélérogrammes compatibles avec les conditions géologiques du site considéré. Des régions telles que le Japon, Taiwan, les Etats Unis, l'Italie, la Turquie et l'Iran méritent d'être examinées.

La figure 5.10 montre les dix-huit (18) accélérogrammes réels qui ont été sélectionnés pour l'étude.

Le tableau 5.1 montre la magnitude et l'accélération maximale du sol pour les dix-huit accélérogrammes sélectionnés pour l'analyse dynamique incrémentale.





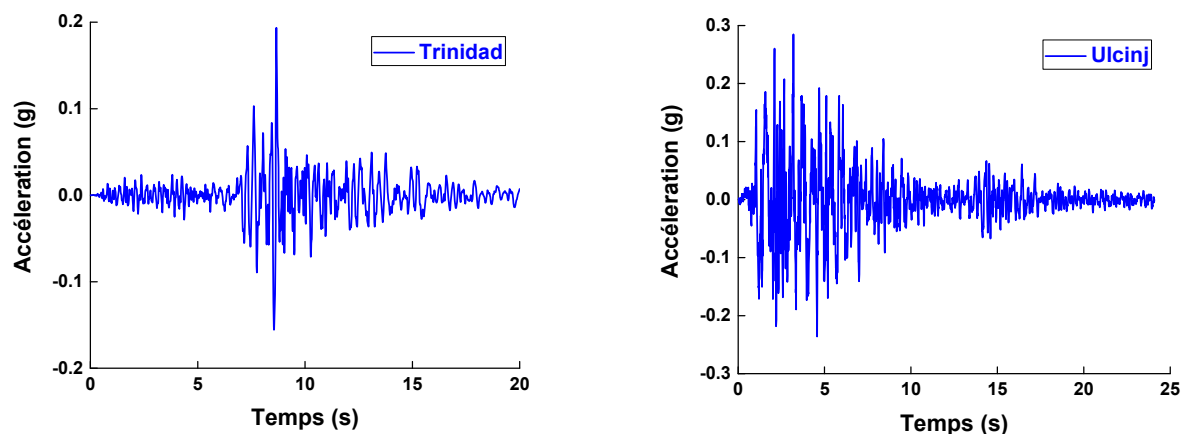


Figure 5.10 : Dix-huit (18) accélérogrammes réels sélectionnés pour l'analyse IDA

Tableau 5.1 : Liste des accélérogrammes réels sélectionnés

N°	Séisme	Date	Magnitude	PGA (g)
01	Kobe, Japon	17.01.1995	7.2	0.345
02	Friuli, Italie	06.05.1976	6.5	0.351
03	Kocaeli, Turquie	17.08.1999	7.4	0.349
04	Loma Prieta, Etats Unis	18.10.1989	7.1	0.367
05	Chi-Chi, Taiwan	20.08.1999	7.6	0.361
06	Northridge, Etats Unis	17.01.1994	6.7	0.568
07	Imperial Valley, Etats Unis	15.10.1979	6.9	0.315
08	Landers, Etats Unis	28.06.1992	7.3	0.781
09	El Centro, Etats Unis	18.05.1940	6.9	0.348
10	Ulcinj, Montenegro	15.04.1979	6.9	0.285
11	Cherchell, Algérie	29.10.1989	5.7	0.230
12	Sakaria, Turquie	17.08.1999	7.4	0.628
13	Manjil, Iran	21.06.1990	7.4	0.515
14	Keddara, Algérie	21.05.2003	6.8	0.332
15	Hussein Dey, Algérie	21.05.2003	6.8	0.269
16	Trinidad (Morgan Hills), Etats Unis	24.06.1984	6.2	0.194
17	Hollister, Etats Unis	09.04.1961	5.6	0.195
18	Dar El Baida, Algérie	21.05.2003	6.8	0.539

Les figures 5.11 et 5.12 montrent les spectres d'accélération et les spectres de déplacement des 18 accélérogrammes sélectionnés ainsi, que leur spectre moyen, étalonné sur le spectre de réponse RPOA correspondant à la région d'Ain Defla. On remarque que le spectre moyen des 18 accélérogrammes sélectionnés pour l'analyse et le spectre du RPOA correspondant au site sont proches soit en accélération ou en déplacement.

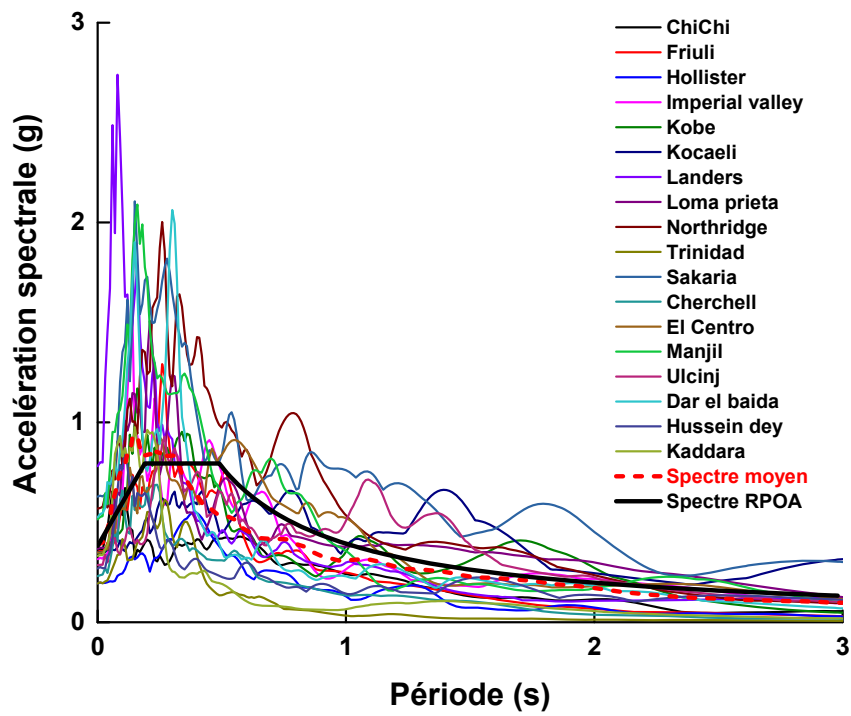


Figure 5.11 : Spectres d'accélération de 18 accélérogrammes réels

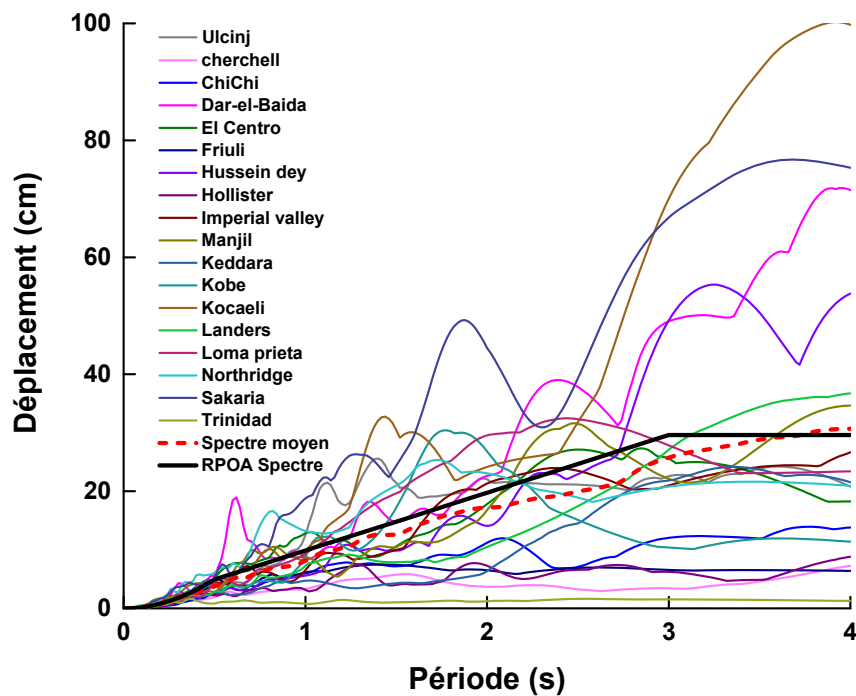


Figure 5.12 : Spectres de déplacement des 18 accélérogrammes réels

5.7.2 Accélérogrammes artificiels

Une seconde approche consiste à simuler des accélérogrammes pour produire des accélérogrammes réalistes, il est nécessaire de simuler les mouvements du sol qui non seulement correspondent au spectre, mais qui représentent également une magnitude et une distance à l'épicentre réaliste pour la région à l'étude [6].

Le programme SeismoArtif [87] permet de générer, à partir d'un accélérogramme initial, un nouvel accélérogramme qui correspond à un spectre donné. Une des caractéristiques principales de ce programme est de conserver une durée de mouvement de forte amplitude dans le nouvel accélérogramme similaire à l'accélérogramme initial [81].

Le recours aux accélérogrammes artificiels est souvent nécessaire en raison du nombre limité d'enregistrements réels disponibles, ce recours est dû au manque de séismes historiques ; cela a amené les sismologues et ingénieurs à développer des enregistrements sismiques artificiels.

Les accélérogrammes artificiels sont générés sous forme de séries temporelles construites mathématiquement dans le but de reproduire du mieux possible les caractéristiques des séismes naturels. Ils sont classés en deux groupes selon le type de leur simulation : (i) stationnaire, (ii) non stationnaire.

En fait, les accélérogrammes synthétisés à partir d'une simulation stationnaire présentent un contenu fréquentiel invariable en fonction du temps. La phase de forte accélération n'apparaît pas dans ce cas.

Huit (08) accélérogrammes synthétiques générés par le logiciel SismoArtif [87]. Ce dernier est capable de transformer un spectre de réponse en un signal artificiel compatible qui nous aide à traiter notre modèle pour une analyse dynamique. Le spectre de réponse du RPOA 2008 [82] a été utilisé pour choisir les secousses sismiques permettant l'analyse d'un pont construit dans la région de Ain Defla sur un sol présentant un profil de type S3, pour couvrir adéquatement le contenu fréquentiel susceptible de contrôler la réponse du pont étudié,

La figure 5.13 montre les huit (08) accélérogrammes artificiels utilisés pour l'analyse dynamique incrémentale.

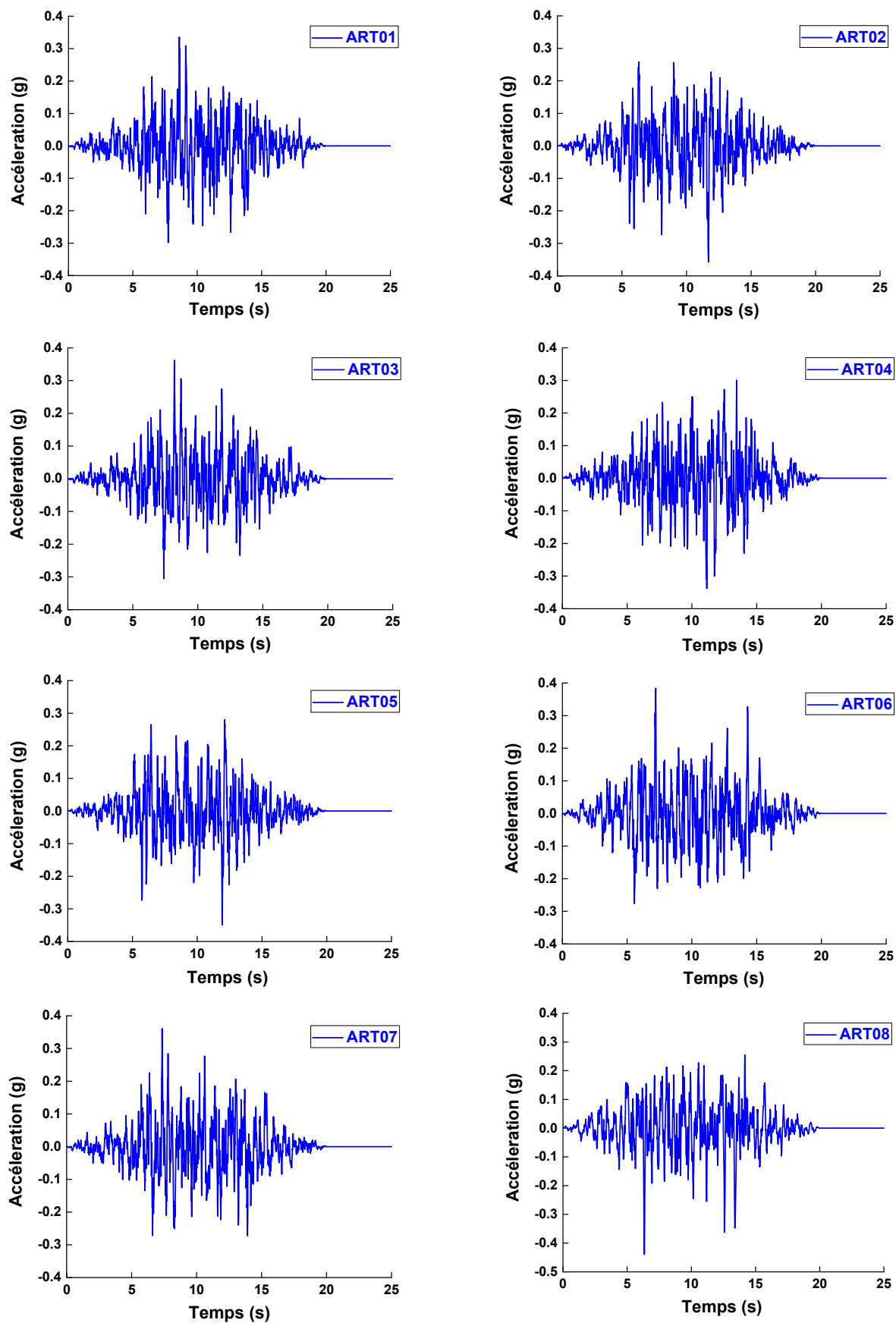


Figure 5.13 : Huit (08) accélérogrammes artificiels sélectionnés pour l'analyse IDA

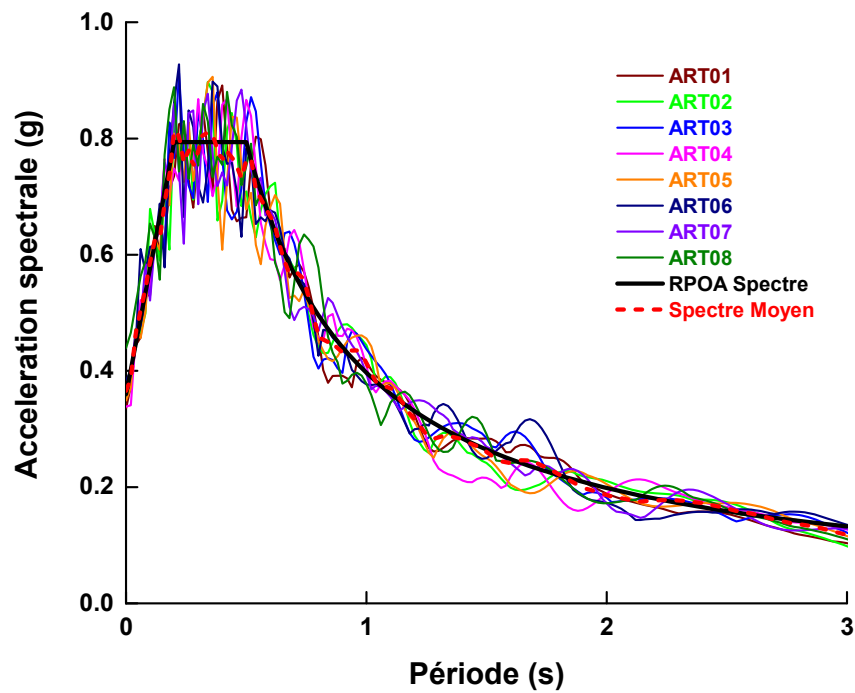


Figure 5.14 : Spectres d'accélération des 08 accélérogrammes artificiels

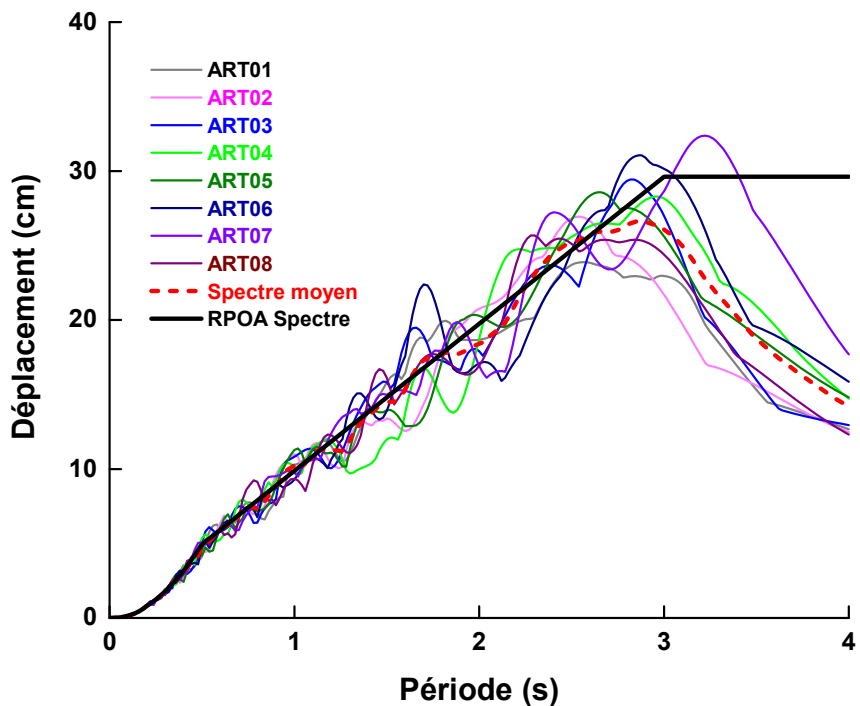


Figure 5.15 : Spectres de déplacement des 08 accélérogrammes artificiels

Les figures 5.14 et 5.15 montrent le spectre d'accélération et le spectre de déplacement des 08 accélérogrammes artificiels sélectionnés ainsi que leur spectre moyen et étalonné sur le spectre de réponse RPOA 2008 correspondant à la région d'Ain Defla.

5.8 Critères d'endommagement

La vulnérabilité sismique d'une structure est caractérisée par des degrés de dommages représentatifs de l'état de dégradation de la structure suite à un tremblement de terre. Ils sont principalement définis sur des critères subjectifs, qui se basent souvent sur des observations visuelles. Ils peuvent donc varier suivant les échelles utilisées et se montrer parfois inadaptés lorsque 'il n'est pas possible de relier le comportement physique d'un élément structural à certains degrés.

Un état limite est un critère défini comme la valeur de la demande structurelle qu'un système est incapable d'atteindre, à un niveau spécifié : endommagement ou défaillance. L'état d'endommagement ou de défaillance peut être spécifié à travers des limites sur n'importe quel paramètre de réponse tel que : contraintes, déformations, déplacements, accélérations.

Les niveaux de performance dépendant de la valeur de déplacement relatif de la pile de pont sont présentés dans les tableaux 5.2 et 5.3.

Le tableau 5.2 présente la relation entre la performance sismique souhaitée et le taux maximum de déplacements relatif (drift) recommandé par FEMA 273 [33] et l'ATC 40 [5] pour les piles de pont en béton armé.

Ils ont défini trois niveaux de performance structurelle et deux gammes de performance structurelle intermédiaire en ce qui concerne le déplacement relatif.

Les niveaux de performance structurelle sont : Complètement opérationnel ; Sécurité limitée ; Prévention d'effondrement. Les deux gammes de performance structurelle intermédiaire sont : contrôle des dommages et sauvegarde des vies humaines tel qu'illustré au tableau 5.2 avec les limites correspondantes au déplacement relatif (drift). Les structures doivent satisfaire ces critères de performances minimales.

Tableau 5.2 : Niveaux de performance et dommage des piles de ponts [33]

Objectif de la performance	Dommage	Limite du déplacement relatif (Drift limit)
Complètement opérationnel	Aucun dommage	<0.2%
Contrôle des dommages	Réparable	<0.5%
Sauvegarde des vies humaines	Non réparable	<1.5%
Sécurité limitée	Dommages importants	<2.5%
Prévention d'effondrement	Proche de la ruine	>2.5%

Les Critères de performance pour les piles de pont ont été développés, en 1999, et sont basés sur de nombreux tests expérimentaux réalisés par des chercheurs de l'Université de Californie à San Diego [47]. Plus tard, Caltrans [15] a adopté un catalogue visuel de dommages des ponts en béton armé.

Tableau 5.3 : Niveaux de performance et dommage des piles de ponts [15]

Niveau	Description de la performance	Dommage	Limite du déplacement relatif (%)	Limite déformation de l'acier	Limite déformation du béton
I	Totalement opérationnel	Pas de dommage	<1.0	<0.005	<0.0032
II	Opérationnel Dommage limite Sauvegarde des vies humaines/proche de l'effondrement	Mineur	1.0	0.005	0.0032
III		Modérée	3.0	0.019	0.01
IV		Etendu	5.0	0.048	0.027
V	Effondrement	Majeur	8.7	0.063	0.036

5.9 Détermination de la demande sismique

5.9.1 Présentation de la technique probabiliste

Il existe plusieurs techniques permettant de déterminer la demande sismique [91], c'est-à-dire la loi log-normale d'écart-type $\beta_{EDP/IM}$. Celle qui est employée dans cette étude est la technique PSDM (Probabilistic Seismic Demand Model) [65]. La technique PSDM a été généralement utilisée pour analyser la vulnérabilité des ponts [66], [80], [100]. L'avantage de cette technique est qu'elle permet d'estimer cette loi de probabilité pour n'importe quel élément structural. En effet, les autres techniques de détermination de la demande sismique s'appuient sur des méthodes comme la méthode du spectre de capacité (Capacity Spectrum Method) ou la méthode des coefficients (Coefficient Method) [5] qui ne s'appliquent que pour des éléments ayant un comportement traction/compression prédéterminé (ex : élasto-plastique). La technique PSDM, quant à elle, peut être utilisée dans tous les cas, mais s'avère plus complexe et n'est donc pas suggérée s'il est possible d'appliquer une autre technique. Cette dernière prend comme données d'entrée un paramètre de demande d'ingénierie (EDP) et une intensité de mesure IM.

L'EDP moyen, noté \overline{EDP} , peut être exprimé en fonction de l'IM par l'expression suivante [65] :

$$\overline{EDP} = a(IM)^b \dots\dots\dots(5.3)$$

Avec a et b , sont des coefficients à déterminer.

En passant par le logarithme, on obtient la relation suivante :

$$\ln(\overline{EDP}) = b \ln(IM) + \ln(a) \dots\dots\dots(5.4)$$

Ainsi $\ln(a)$ et b peuvent être trouvés au moyen d'une régression linéaire. La dispersion autour de cette droite de régression correspond à la valeur de l'écart-type log-normal de la demande sismique. On peut l'exprimer à l'aide de la formule suivante [66] :

$$\beta_{EDP/IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [\ln(EDP_i) - \ln(a(IM_i)^b)]^2}{N-2}} \dots\dots\dots(5.5)$$

Avec N le nombre de séismes considérés dans l'analyse.

5.9.2 Choix du paramètre de la demande sismique

L'EDP choisi pour la méthode PSDM est le déplacement au sommet des éléments critiques (Drift), car c'est ce déplacement qui est utilisé pour définir les différents degrés de dommages. En ce qui concerne le choix de l'IM, des études ont montré qu'il était difficile d'en déterminer un qui soit efficace dans toutes les circonstances. Cependant, il est préférable d'utiliser des intensités spectrales comme le PGA ou le PGV plutôt que des magnitudes qui semblent moins précises [104]. Choisir un IM efficace permet d'obtenir une demande sismique plus précise, c'est-à-dire que l'écart-type de la demande sismique est minimisé. Ainsi cela permettra d'obtenir des courbes de fragilité ayant un écart-type d'autant plus faible. Dans cette étude, on utilisera le PGA qui est qualifié comme une IM indépendante de la structure et reliée au scénario sismique.

5.9.3 Courbes de fragilité en fonction de l'IM

Les courbes de fragilité exprimées en fonction de l'IM (PGA) sont construites facilement à partir des courbes en fonction de l'EDP en utilisant la relation entre ces deux variables provenant de la régression linéaire. On procède donc à un changement de variable dont les équations de transformation sont les suivantes :

$$IM_{DD_i} = \exp\left(\frac{\ln(\overline{DD}_i) - \ln(a)}{b}\right) \dots\dots\dots(5.6)$$

$$\beta_D = \frac{\beta_{EDP/IM}}{b} \dots\dots\dots(5.7)$$

5.10 Résultats des analyses

5.10.1 Courbes IDA

Pour interpréter facilement les résultats, nous traçons des courbes IDA avec les mesures de réponse (Déplacement relatif ou drift) en abscisses et les mesures d'intensité (PGA) en ordonnées. Dans les courbes IDA, chaque point correspond à la valeur maximale ou résiduelle calculée pour un accélérogramme et un niveau d'intensité donné. Chaque ligne trace l'évolution de ces valeurs pour un même accélérogramme avec des intensités croissantes. Nous observons dans les figures 5.16 et 5.18 que les courbes IDA et qui correspondent à des analyses avec des accélérogrammes artificiels qu'il n'y a pas de grande différence en termes de variation de résultats suivant les accélérogrammes choisis.

Alors que pour les figures 5.17 et 5.19 qui correspondent à des analyses avec des accélérogrammes réels il y a une différence significative entre les différents accélérogrammes choisis.

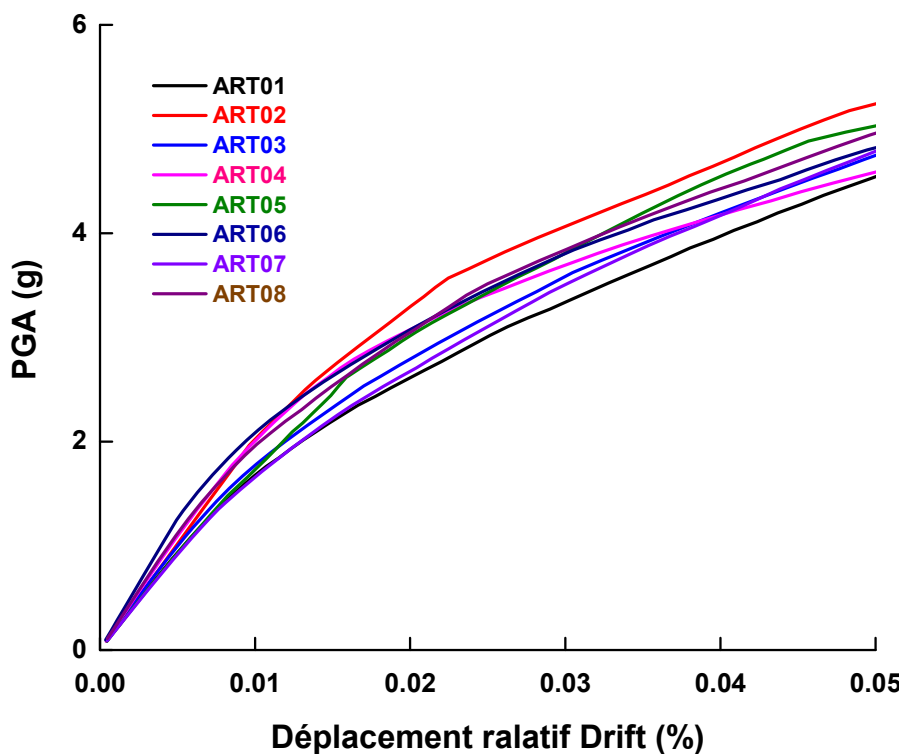


Figure 5.16 : Courbe IDA pour la pile de 7m (accélérogrammes artificiels)

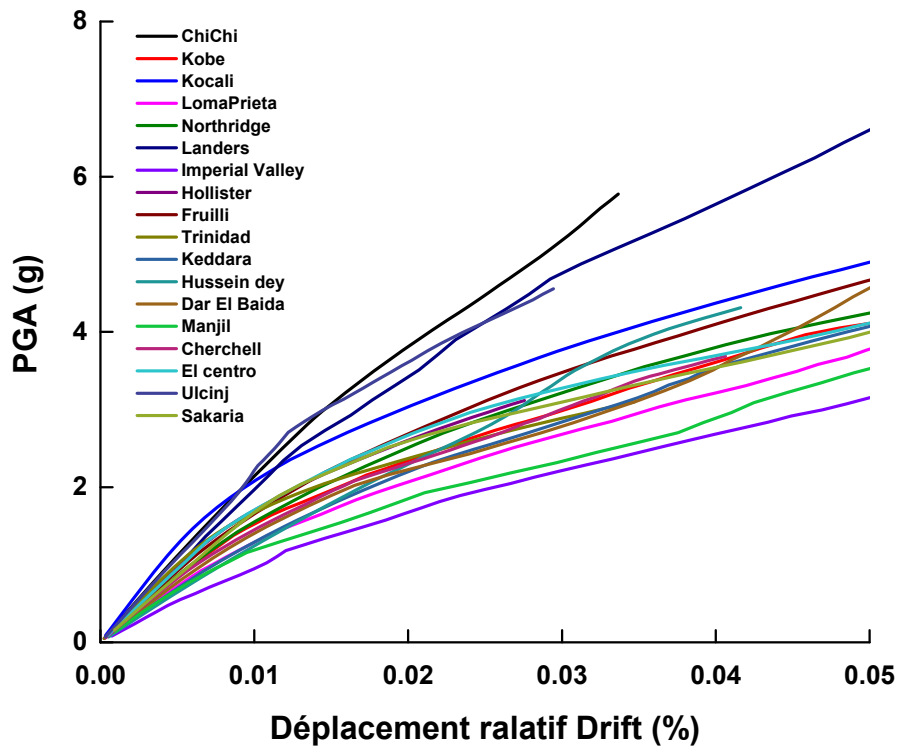


Figure 5.17 : Courbe IDA pour la pile de 7m (accélérogrammes réels)

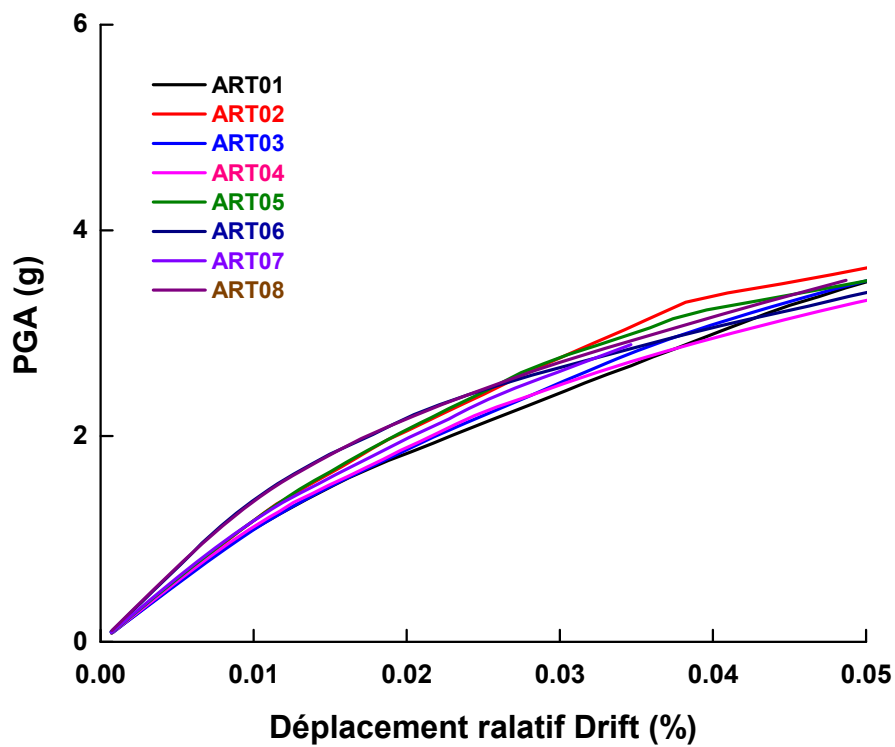


Figure 5.18 : Courbe IDA pour la pile de 8m (accélérogrammes artificiels)

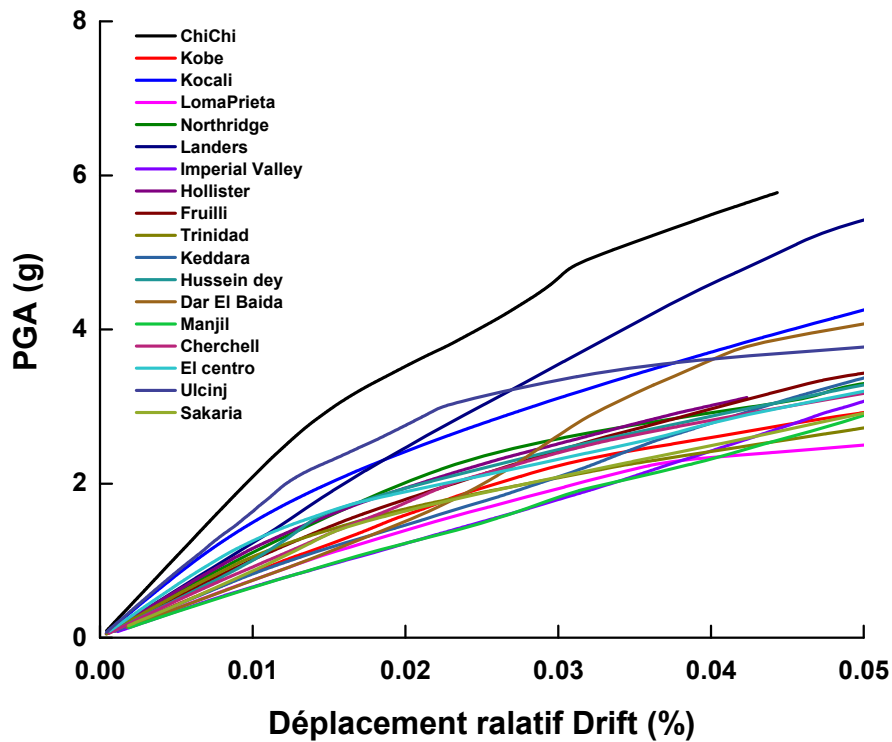


Figure 5.19 : Courbe IDA pour la pile de 8m (accélérogrammes réels)

5.10.2 Régression linéaire

Dans les équations (5.3) et (5.4), $\ln(a)$ et b sont les coefficients de régression linéaire présentés au tableau 5.4.

Tableau 5.4 : Paramètres de la régression linéaire de la demande sismique conditionnée par le PGA

Régression de la demande sismique - PGA											
Pile 7m						Pile 8m					
Accélogramme Réel			Accélogramme Artificiel			Accélogramme Réel			Accélogramme Artificiel		
Ln(a)	b	R ² (*)	Ln(a)	b	R ²	Ln(a)	b	R ²	Ln(a)	b	R ²
1.07	-5.08	0.93	1.12	-5.23	0.98	1.19	-4.55	0.89	1.03	-4.78	0.99

(*) : Coefficient de corrélation de la régression linéaire

Les figures 5.20, 5.21, 5.22 et 5.23 montrent le comportement du déplacement relatif en fonction de l'accélération du sol, sous accélogrammes réels et artificiels.

La relation entre le déplacement relatif (drift) et l'accélération du sol est une droite dont le facteur de corrélation est très satisfaisant.

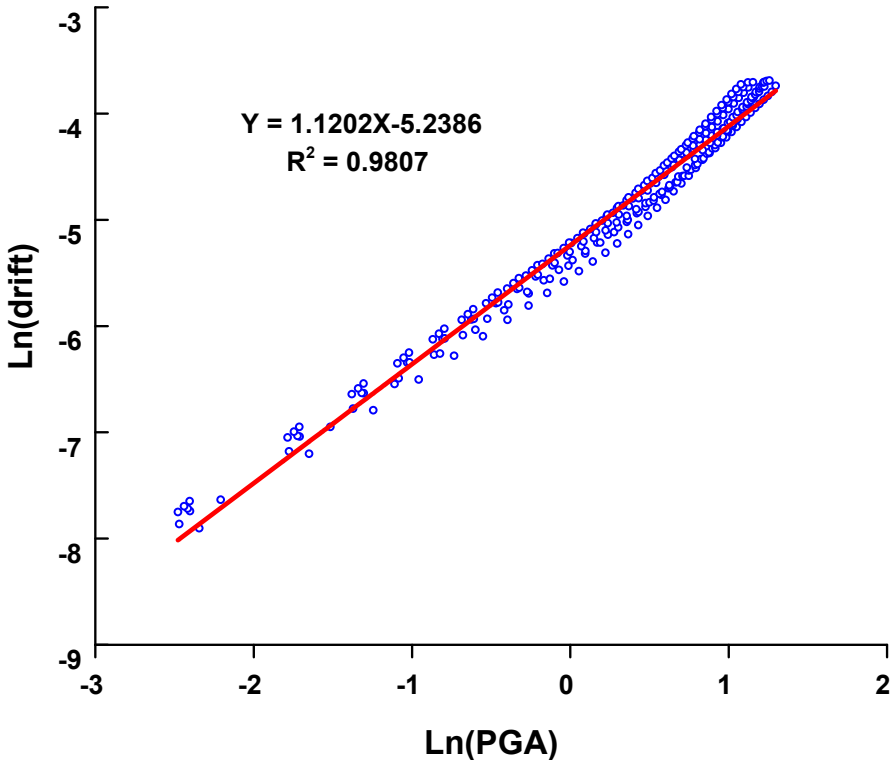


Figure 5.20 : Courbe de régression linéaire (pile 7 m- accélogrammes artificiels)

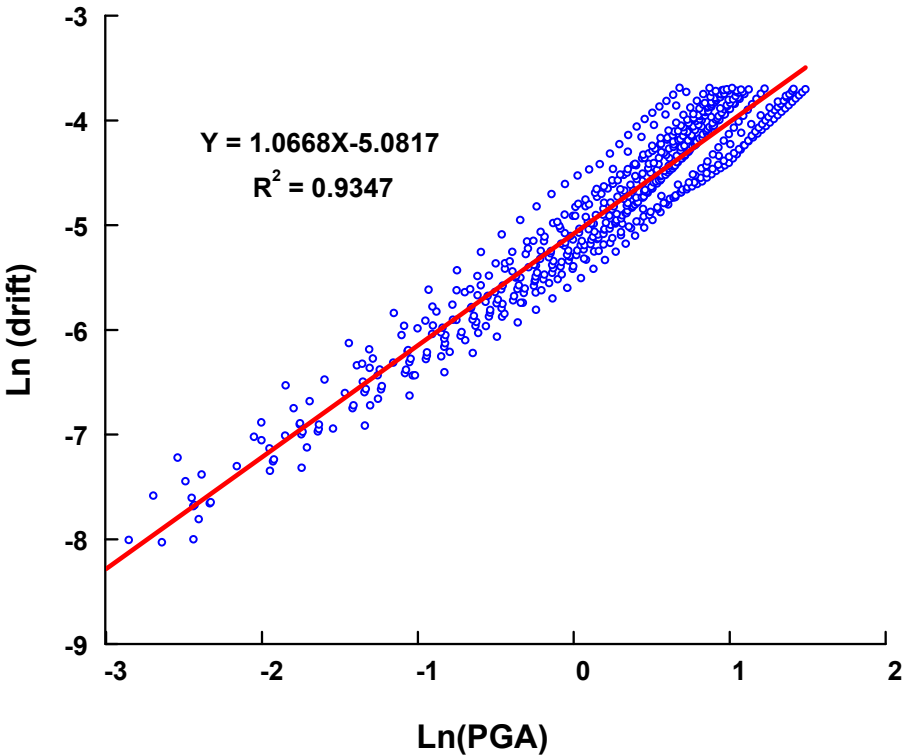


Figure 5.21 : Courbe de régression linéaire (pile 7 m- accélogrammes réels)

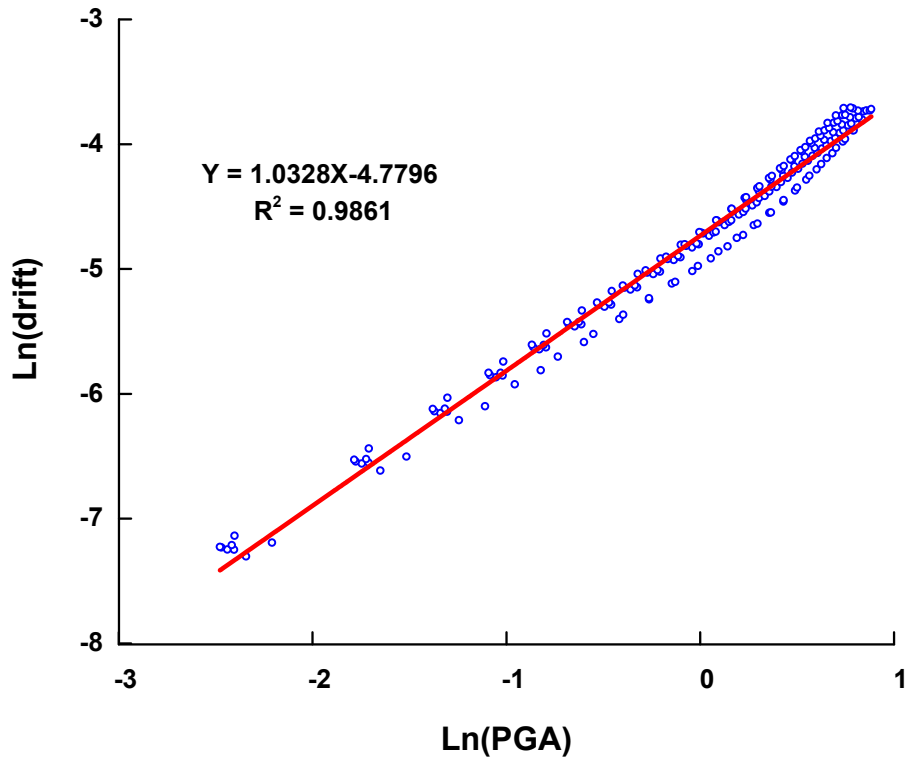


Figure 5.22 : Courbe de régression linéaire (pile 8 m-accélogrammes artificiels)

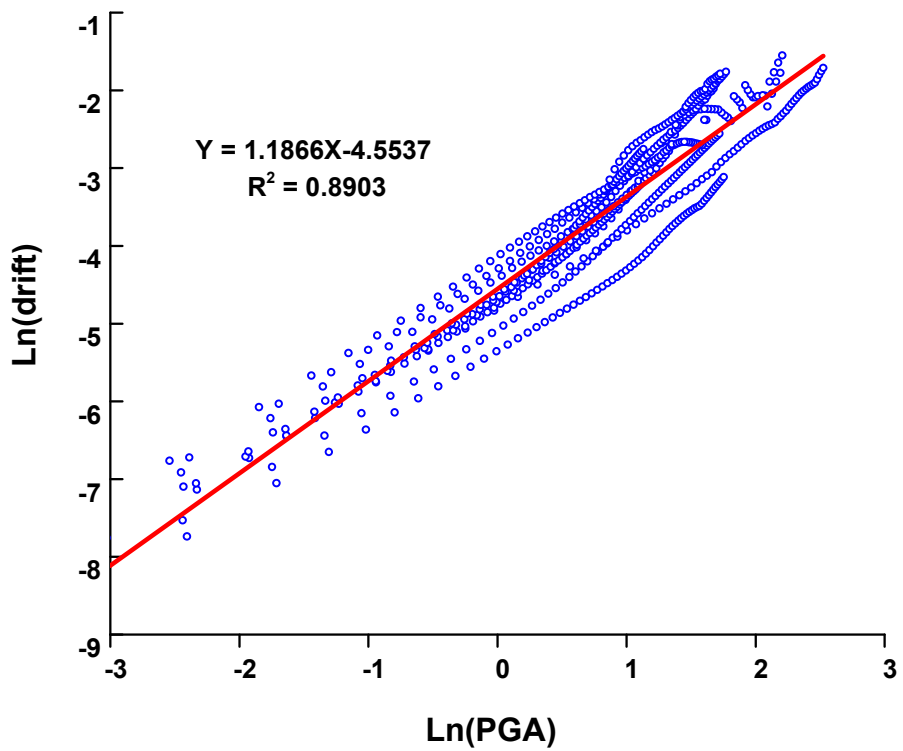


Figure 5.23 : Courbe de régression linéaire (pile 8m- accélogrammes réels)

5.10.3 Courbes de fragilité

Pour déterminer une courbe de fragilité, un état d'endommagement doit d'abord être spécifié. Dans le cadre de cette étude, on s'est intéressé à quatre états d'endommagement, respectivement : (1) fissuration ; (2) éclatement du recouvrement du béton ; (3) flambement des barres d'armature ; et (4) rupture des barres d'armature. L'EDP (déplacement relatif- drift) correspondant à DD1 a pour valeur moyenne 0,17, avec un écart-type de 0,23.

Les EDP correspondants aux DD2 à DD4 ont pour valeurs moyennes 0.65, 4.82 et 6.81, respectivement, ainsi qu'aux écarts-types de 0,28, 0,43 et 0,55, respectivement. Pour la pile de 8m de hauteur. L'EDP correspondant à DD1 peut être estimé à 0,1, avec un écart-type de 0,36. Les EDP correspondants aux DD2 à DD4 ont pour valeurs moyennes 0.27, 6.24 et 7.55, respectivement, ainsi qu'aux écarts-types de 0,53, 0,78 et 0,86, respectivement. Pour la pile de 7m de hauteur.

Les tableaux 5.5 et 5.6 résument les valeurs moyennes des PGA et leurs écarts type pour les deux piles de 7m et 8m de hauteurs sous accélogrammes réels et artificiels.

Tableau 5.5 : Paramètres des courbes de fragilité en fonction du PGA pour la pile de 7m

Degré de dommage	Réel			Artificiel		
	Moyenne ln(PGA) (g)	Moyenne PGA (g)	β	Moyenne ln(PGA) (g)	Moyenne PGA (g)	β
DD1	-5.588	0.173	0.23	-5.604	0.209	0.10
DD2	-4.703	0.65	0.28	-4.695	1.003	0.09
DD3	-4.245	4.824	0.43	-4.249	3.213	0.09
DD4	-3.93	6.811	0.55	-3.935	3.742	0.10

Tableau 5.6 : Paramètres des courbes de fragilité en fonction du PGA pour la pile de 8m

Degré de dommage	Réel			Artificiel		
	Moyenne ln(PGA) (g)	Moyenne PGA (g)	β	Moyenne ln(PGA) (g)	Moyenne PGA (g)	β
DD1	-5.502	0.098	0.36	-5.488	0.124	0.09
DD2	-4.676	0.276	0.53	-4.702	0.608	0.09
DD3	-4.235	6.245	0.78	-4.236	2.129	0.08
DD4	-3.919	7.552	0.86	-3.935	2.461	0.07

L'équation (5.1) est alimentée par les résultats de l'équation (5.4) pour obtenir les courbes de fragilité correspondant à chacun des états d'endommagement pour le pont.

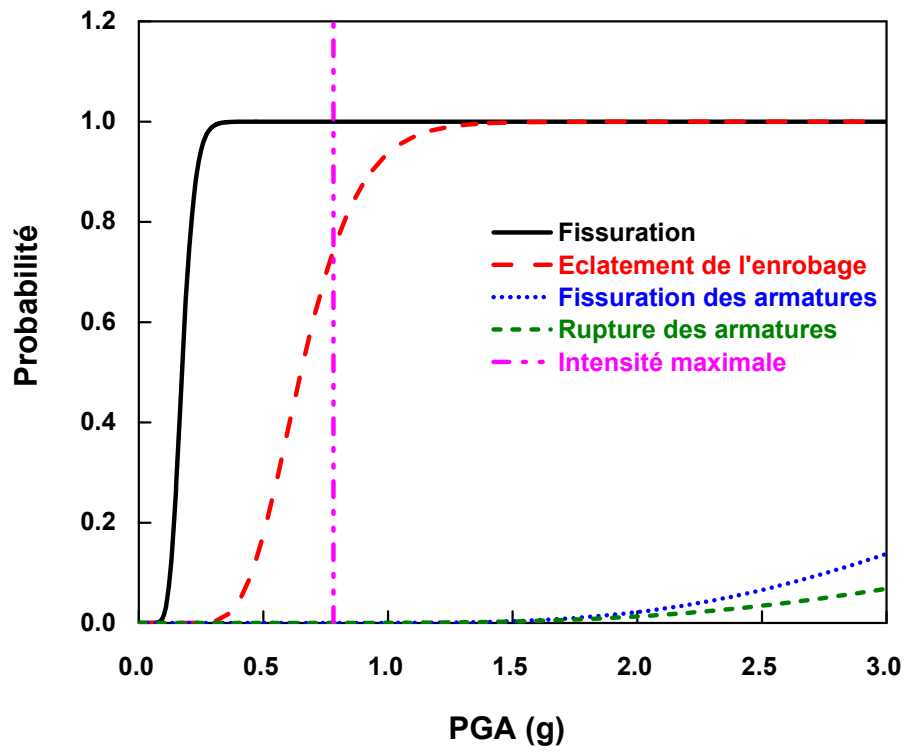


Figure 5.24 : Courbes de fragilité de la pile de 7m de hauteur (18 accélogrammes réels)

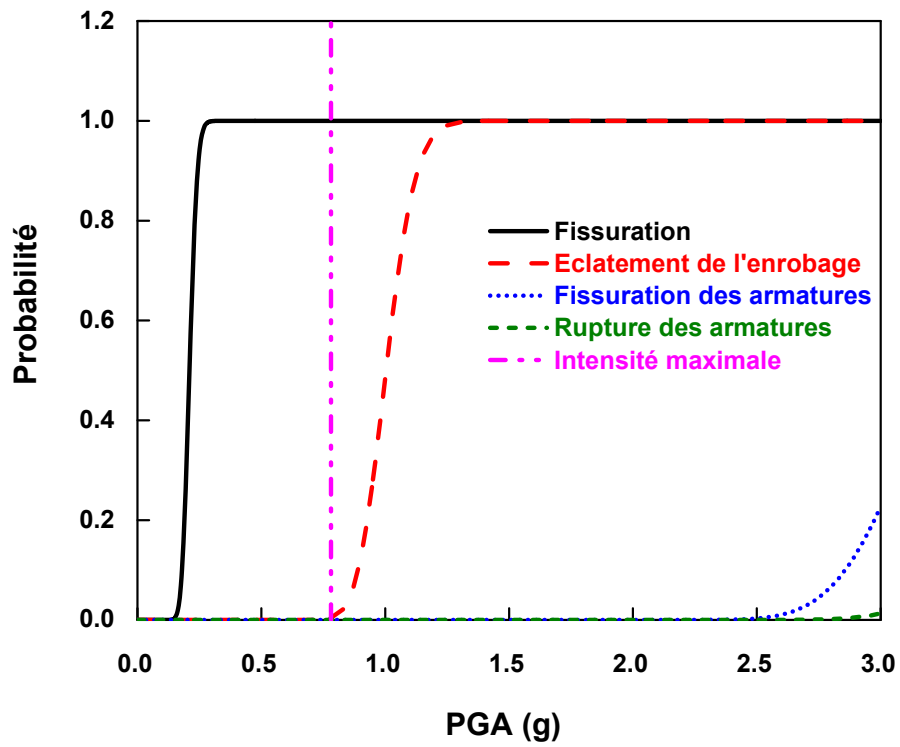


Figure 5.25 : Courbes de fragilité de la pile de 7m de hauteur (08 accélogrammes artificiels)

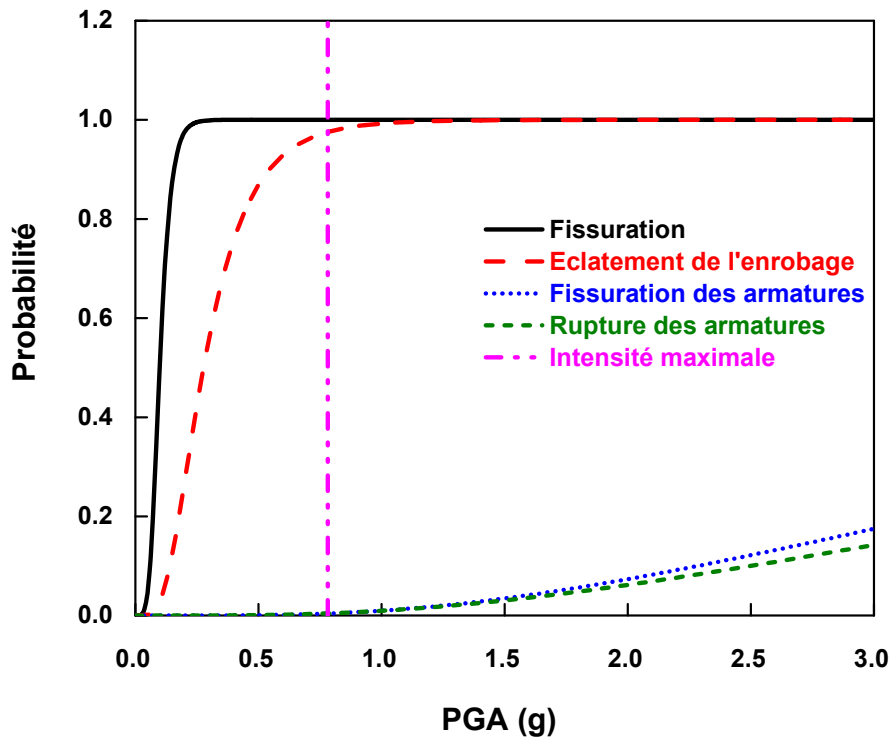


Figure 5.26 : Courbes de fragilité de la pile de 8m de hauteur (18 accélogrammes réels)

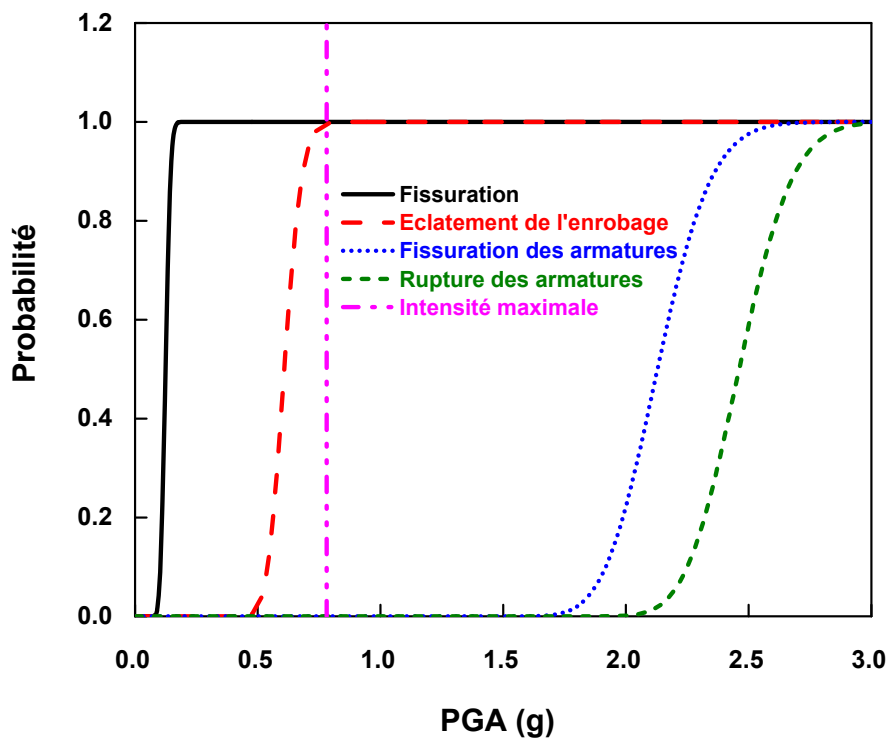


Figure 5.27 : Courbes de fragilité de la pile de 8m de hauteur (08 accélogrammes artificiels)

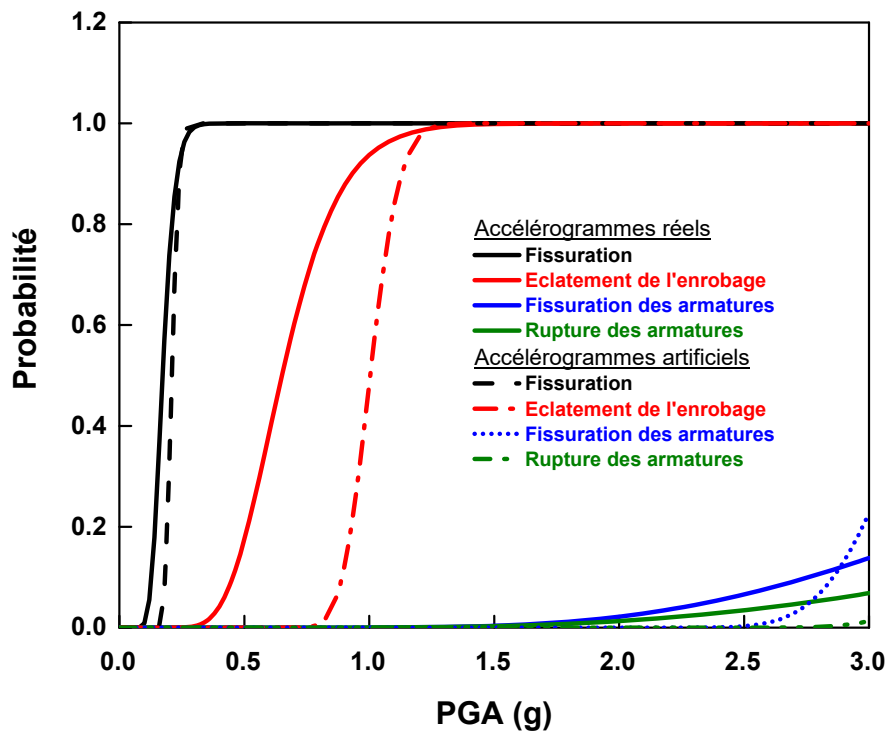


Figure 5.28 : Courbes de fragilité de la pile de 7m de hauteur

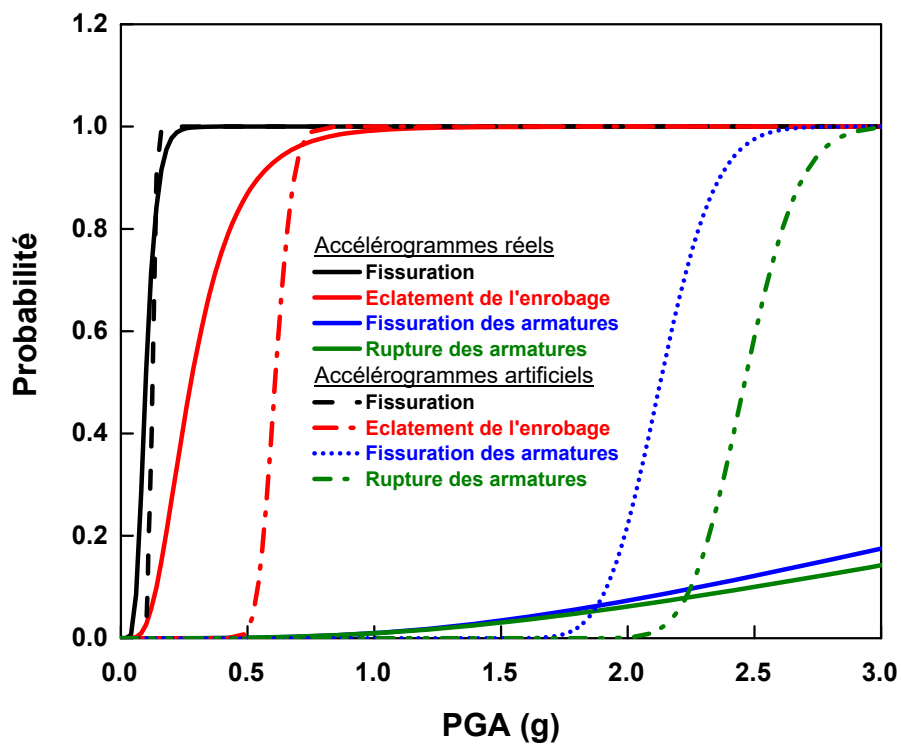


Figure 5.29 : Courbes de fragilité de la pile de 8m de hauteur

Les résultats, pour les figures 5.24, 5.25, 5.26 et 5.27 montrent que la probabilité d'observer des fissures sur la pile du pont est très élevée, alors que la probabilité associée à l'éclatement de l'enrobage est plus faible pour les niveaux d'intensité sismique considérés. On observe également que les probabilités associées à la fissuration et à la rupture des barres d'armature sont très faibles, même pour des niveaux d'intensité sismiques très élevés quel que soit les types d'accélérogrammes réels ou artificiels.

Les figures 5.28 et 5.29 montrent les courbes de fragilité des piles de pont de 7 et 8 m sous l'ensemble des accélérogrammes réels et artificiels.

5.10.4 Courbes de capacité (Pushover vs IDA)

Une des étapes plus importantes en analyse structurale non linéaire est l'obtention de la courbe de capacité (Effort tranchant vs Déplacement).

La courbe de capacité peut révéler des caractéristiques importantes de la réponse structurale, outre le déplacement limite, la résistance et la rigidité initiale de la structure. Ainsi, il est important et essentiel de comparer les nouvelles approches d'analyse comme l'analyse en poussée progressive (pushover) et l'analyse dynamique non linéaire en ce qui concerne l'effort tranchant à la base par rapport au déplacement.

Dans le but de comparer ces différentes méthodes d'analyses, nous avons essayé d'identifier et de comprendre les différences entre les résultats obtenus avec ces différentes approches et de vérifier leur exactitude par rapport aux analyses statiques et dynamiques, ainsi donc, dans ce cas d'étude nous avons comparé les résultats obtenus entre l'analyse en poussée progressive et l'analyse dynamique incrémentale IDA pour les 2 piles de différentes hauteurs.

Les résultats de l'analyse en poussée progressive (pushover) et l'analyse dynamique incrémentale IDA sont donnés sous forme d'une courbe non linéaire représentant la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement. Les figures 5.30, 5.31, 5.32 et 5.33 montrent les courbes pushover ainsi que leurs idéalizations bilinéaires pour les piles de 7 m et de 8 m.

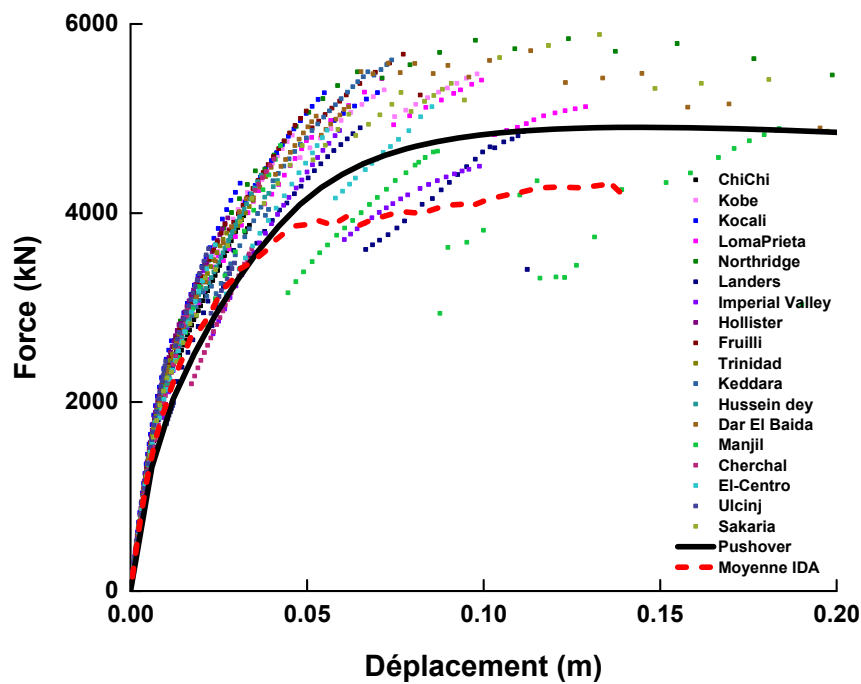


Figure 5.30 : Courbe de capacité de la pile de pont de hauteur 7m

On remarque de la figure 5.31 qui correspond à la pile de 7 de hauteur que le déplacement élastique obtenu par l'analyse incrémentale dynamique qui est égal à 0.019 m est inférieur à celui avec l'analyse en poussée progressive (pushover) qui est égal à 0.037 : il est remarquée de même que la force correspondante au déplacement élastique est égale à 3559 kN pour la première analyse et 4648 kN à la deuxième analyse.

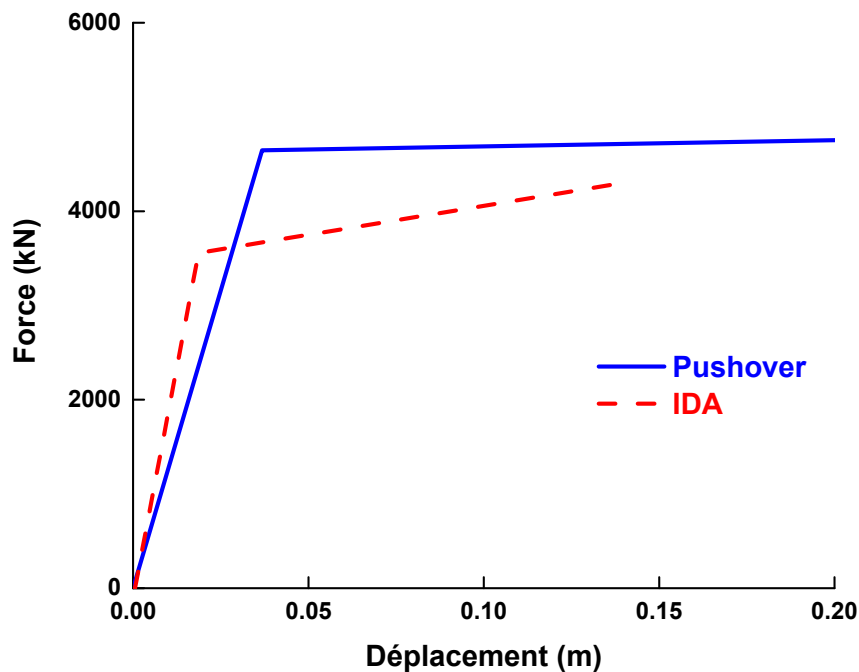


Figure 5.31 : Courbe de capacité bilinéaire de la pile de pont de hauteur 7m

Sur la figure 5.33 correspondant à la pile de hauteur 8m, le déplacement élastique obtenu par l'analyse incrémentale dynamique a une valeur de 0.029 m est inférieur à celui obtenu avec l'analyse en poussée progressive (pushover) qui est égal à 0.044, il est remarquée de même que la force correspondante au déplacement élastique qui est égal à 3478 kN pour la première analyse et 4129 kN à la deuxième analyse.

Tableau 5.7 : Paramètres de la courbe de capacité

	Analyse poussée progressive (pushover)			
	Déplacement élastique (m)	Force élastique (kN)	Déplacement ultime (m)	Force ultime (kN)
Pile 7m	0.037	4647.665	0.300	4820.627
Pile 8m	0.044	4129.099	0.300	4344.639
	Analyse dynamique incrémentale IDA			
	Déplacement élastique (m)	Force élastique (kN)	Déplacement ultime(m)	Force ultime (kN)
Pile 7m	0.019	3559.044	0.141	4308.266
Pile 8m	0.029	3478.522	0.166	4249.376

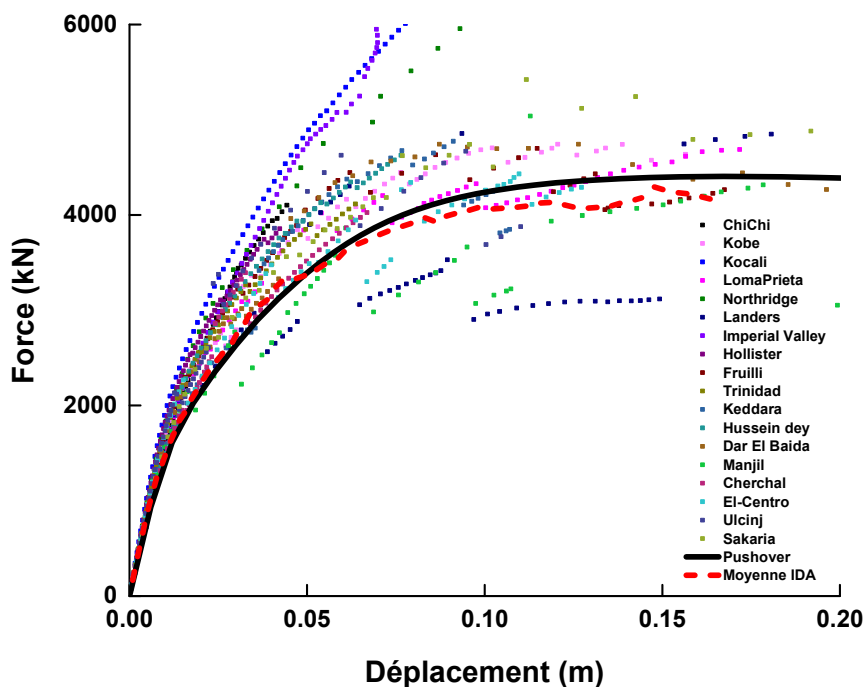


Figure 5.32 : Courbe de capacité de la pile de pont de de hauteur 8m

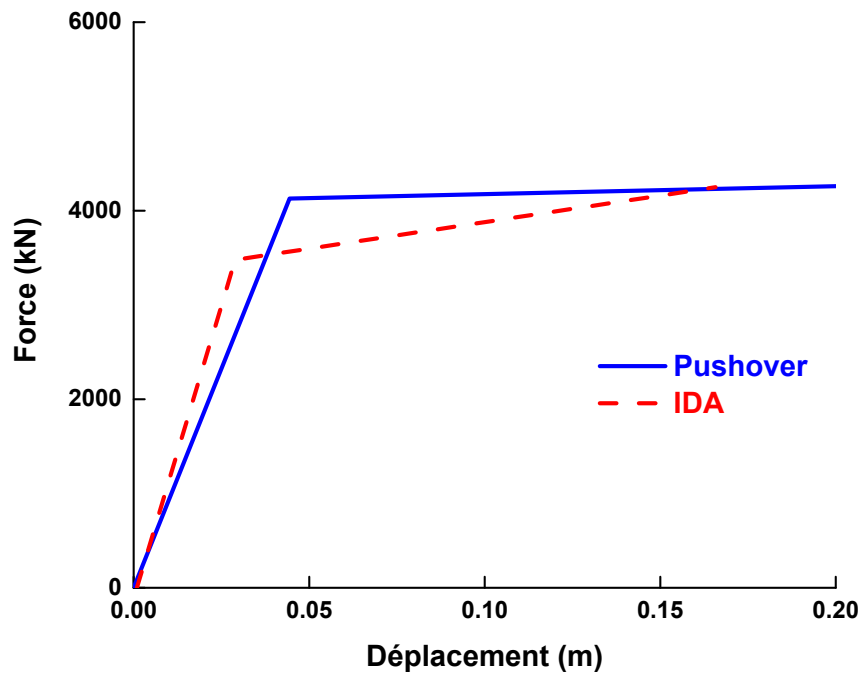


Figure 5.33 : Courbe de capacité bilinéaire de la pile de pont de hauteur 8m

5.11 Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif principal d'illustrer une méthode pratique pour évaluer la performance et l'endommagement sismiques des ponts. La procédure est appliquée à un pont routier couramment utilisé en Algérie. Le pont étudié a été modélisé en utilisant des éléments de fibre programmés dans le logiciel SeismoStruct [88]. Le processus de sélection des séismes et leur étalonnage sur les spectres sismiques de conception correspondant au site du pont ont été illustrés. Les analyses dynamiques temporelles non linéaires du pont ont été effectuées en deux étapes, tout d'abord en considérant des accélérogrammes réels sélectionnés, et ensuite en considérant des accélérogrammes artificiels. Les déplacements relatifs obtenus des analyses sismiques ont été reliés à l'intensité des secousses sismiques et à l'endommagement de la structure. L'exploitation de ces relations pour produire des courbes de fragilité caractérisant la fissuration du béton de la pile, l'éclatement de l'enrobage de béton, la fissuration des armatures et la rupture des armatures a été illustrée. Pour les niveaux d'intensité sismique considérés, les courbes de fragilité obtenues démontrent que la probabilité associée à l'apparition de fissures sur la pile du pont est très élevée, alors que celle associée à l'éclatement de l'enrobage est plus faible. On observe également que les probabilités associées à la fissuration et à la rupture des barres d'armature sont très faibles même pour des niveaux d'intensité sismiques très élevés. Les résultats et conclusions de cette étude ne sont valables que pour le cas du pont étudié, selon les hypothèses adoptées.

CONCLUSION GENERALE

Les expériences tirées des tremblements de terre passés ont révélé que les ponts construits conformément aux anciennes normes de construction avaient d'importantes déficiences dans le détail d'armature. De ce fait, les piles construites suivant les anciennes normes se sont effondrées de manière fragile, car elles ont dissipé peu d'énergie et leur taux d'amortissement était relativement faible. Après ces tremblements de terre, plusieurs ajustements ont été apportés dans les codes de construction relatifs aux ponts. D'autres séismes ont montré que les piles de pont étaient vulnérables et demeuraient leur point faible.

Une des évolutions récentes de la conception parasismique des ponts est la prise en compte de la performance des ouvrages durant les tremblements de terre, et la liaison de cette performance à des objectifs opérationnels et économiques.

De nos jours, les codes de pont adoptent la méthode du dimensionnement basé sur la performance (DBP). Cette philosophie de dimensionnement consiste à construire les infrastructures pour un niveau de performance souhaité en fonction de l'aléa sismique de la zone de construction. Autrement dit, on fixe la performance du pont, en fonction de l'aléa, avant même de le construire. De ce fait, il est indispensable de connaître la performance sismique des piles construites selon les recommandations des anciennes normes.

Dans cette optique, un des objectifs de cette thèse est de développer une méthodologie permettant l'adéquation entre les critères de performance et les niveaux de performance.

La mise en place d'une méthode de conception adaptée aux ouvrages d'art simples dans le cadre d'une approche performantielle a débuté par l'élaboration d'un modèle numérique permettant de prédire le comportement non linéaire des piles de ponts. Pour ce faire, le programme d'éléments finis SismoStruct [88] a été utilisé. Avec ce programme, une méthode de modélisation utilisant des poutres multifibres considérant le comportement en flexion ainsi que les lois de comportement du béton confiné proposés par Mander et al. [58] et celle de l'acier proposée par Manegotto et Pinto [60] et modifiée par Filippou et al. [36] ont été utilisées dans le modèle numérique.

Afin de valider le modèle numérique, des essais expérimentaux sur dix piles de ponts réalisés par Sakai et Kawashima [83] ont été effectués. Cette validation a permis de vérifier la capacité du modèle numérique à prédire le comportement global de la réponse ainsi que le comportement local.

A partir de résultats des prévisions numériques, il a été déduit que :

- Les outils utilisés fournissent une très bonne approximation des différentes réponses obtenues de manière expérimentale.
- La prédiction des réponses force latérale-déplacement en tête des piles de pont ont été très proches de celles mesurées lors de essais réalisés sur les spécimens.
- Le modèle numérique est aussi capable de simuler le comportement non-linéaire des piles de pont où des lois utilisées pour le béton et l'acier sont basées sur l'endommagement et la plasticité, en tenant compte notamment de l'effet de la variation de la force axiale des spécimens choisis. Il a été constaté en outre que les réponses du modèle sont sensibles aux variations des paramètres liés au modèle (choix du nombre de sous-éléments).

Par ailleurs, après avoir développé et validé le modèle numérique, une proposition d'une méthodologie pour l'évaluation de la vulnérabilité des piles de ponts en termes de courbes de fragilité a été élaborée. Ces courbes sont des outils émergents dans l'évaluation du risque sismique et sont également des outils statistiques qui reflètent la probabilité conditionnelle qu'un élément structural ou la structure au complet atteigne ou dépasse un certain niveau d'endommagement pour une intensité d'excitation donnée. Dans notre cas, la majorité des chercheurs supposent que les piles de ponts sont les seules composantes vulnérables ; en d'autres termes, la vulnérabilité des piles est équivalente à la vulnérabilité du système tout entier du pont.

L'utilisation des courbes de fragilité n'est pas limitée à l'évaluation du risque sismique, elles peuvent être utilisées comme une manière efficace d'évaluer la fonctionnalité et la priorité de réparation des ponts après un tremblement de terre.

La détermination de ces courbes de fragilité a été réalisée par la méthode dynamique incrémentale IDA effectuée sur un pont typique du réseau routier Algérien. Les piles de ce pont ont été évaluées selon deux approches, l'une utilisant des signaux réels, et l'autre utilisant des signaux synthétiques correspondant au spectre de réponse en accélération correspondant à la région du site.

L'analyse de ces courbes a permis de déduire les conclusions suivantes :

- Les courbes de fragilité obtenues démontrent que la probabilité associée à l'apparition de fissures sur la pile du pont est très élevée, alors que celle associée à l'éclatement de l'enrobage est plus faible. On observe également que les probabilités associées à la fissuration et à la rupture des barres d'armature sont très faibles même pour des niveaux d'intensité sismiques très élevés.

- A titre indicatif, pour un niveau d'accélération de 0.4g, la probabilité de dépassement pour la fissuration du béton des deux piles de hauteur 7m et 8m est de l'ordre de 100% et ce aussi bien pour les accélérogrammes réels que pour les accélérogrammes artificiels. Quant à l'éclatement de l'enrobage, pour un niveau d'accélération de 0.6g, la probabilité de dépassement est de 39% avec des accélérations réelles et de 0% avec des accélérations artificielles pour la pile de 7m de hauteur ; la probabilité de dépassement est de 93% avec des accélérations réelles et de 44% avec des accélérations artificielles pour la pile de 8m de hauteur. Pour les autres dommages (fissuration et rupture des armatures), l'état de dépassement de l'endommagement est très faible même pour des niveaux d'intensité sismique très élevées.
- La sensibilité des courbes de fragilité au spectre cible utilisé pour la sélection et l'étalonnage des accélérogrammes a été illustrée. Cependant, une augmentation des spectres de conception donne lieu à une augmentation de la probabilité qu'un endommagement se produise.

Perspectives et recommandations

En tout état de cause, cette thèse représente une petite contribution par rapport à un thème de recherche aussi vaste que compliqué. En effet, on est amené à se poser plus de questions à la fin de notre travail qu'à son début. Parmi ces questions, certaines peuvent représenter des recommandations qui peuvent donner une suite à ce travail, ou à des thèmes pour des futurs travaux de recherche. On peut citer :

- La modélisation d'éléments structuraux où la dégradation de la liaison acier-béton est importante, il serait intéressant de considérer l'aspect du glissement relatif dans le développement du modèle. Cela augmenterait la capacité du modèle numérique à prédire le comportement des piles pour les grandes ductilités.
- Il serait souhaitable d'effectuer une étude expérimentale et numérique plus approfondie sur le comportement sismique des piles de pont fréquemment réalisées en Algérie.
- Les courbes de fragilité développées dans le cadre de cette thèse ont été dérivées en considérant l'accélération maximale au sol (PGA). Si, ces mêmes courbes venaient à être dérivées en utilisant d'autres paramètres caractéristiques du mouvement sismique tels que la vitesse maximale au sol (PGV) ou l'accélération spectrale (Sa), le niveau de dommage escompté aurait été différent. De ce fait, il serait souhaitable de se pencher sur cet aspect.

Le travail de cette thèse va être complété par la réalisation des premiers essais expérimentaux sur des piles de ponts typiquement et fréquemment utilisées en Algérie. De ce fait, le laboratoire du Centre National de Recherche Appliqué en Génie Parasismique CGS nous permettra d'avoir une meilleure connaissance du comportement dynamique des ponts, étudier et proposer des méthodes de réparation et de renforcement adéquat, prévoir des solutions pour améliorer l'état de résistance des piles de ponts, quantification des différents mécanismes de ruines.

Les résultats ainsi obtenus seront comparés à ceux préconisés par les "Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art, RPOA 2008", et leur valorisation nous permettra éventuellement d'apporter une amélioration au code dans le futur.

REFERENCES

- [1]. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Four Edition, SI Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, USA, 2010.
- [2]. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Four Edition, SI Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, USA, 1998.
- [3]. ACI-341, Aschheim, M., Rodriguez, M. (2011). Performance-based seismic design of bridge columns. volume 1. ACI 341 Subcommittee A, Farmington Hills, MI, U.S.A, 110 p.
- [4]. Anderson, D.I, Mitchell, D., Tinawi, R.G. (1996). Performance of concrete bridges during the hyogo-ken nambu (kobe) earthquake on january 17, 1995. Canadian journal of civil engineering, vol23, no3, june (pages 714-726).
- [5]. ATC 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. ATC-40. Redwood City, CA: Applied Technology Council, USA, (1996).
- [6]. Atkinson, G., Beresnev, I. (1998). Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps. Can. J. Civ. Eng., 25, 305-318.
- [7]. Bagheri, M., Mahmoud, M. (2010). Performance-based design in earthquake engineering, Proc. of the 5th National Congress on Civil Engineering. Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.
- [8]. Basoz, N. I., Kiremidjian, A. S., King, S. A., Law, K. H. (1999). Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge. CA, Earthquake, Earthquake spectra, vol. 15, no 1, p. 25-54.
- [9]. Bayrak, O., Sheikh, S. A. (2001). Plastic Hinge Analysis. Journal of Structural Engineering, 127 (9), 1092-1100.
- [10]. Bechtoula, H., Sakashita, M., Kono, S., Fumio, W. (2006). Seismic Design Proposal Based on a Study on RC Columns and Frame Sub-assembly. Fédération Internationale du Béton, Proceedings of the 2nd International Congress, ID 9-31, Naples, Italy.
- [11]. Berry, M. P., Eberhard, M.O. (2008). Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Columns (Rapport technique 2007/07), PEER, p 318.
- [12]. Bett, B.J., Klingner, R.E, Jirsa, J.O. (1987). Lateral load response of strengthened and repaired reinforced concrete columns. American Concrete Institute Structural Journal, Title no. 85-S48, pages 499-508.
- [13]. Building Codes Requirements for Reinforced Concrete. (2011). ACI-318-11, American Concrete Institute, Farmington Hills, Detroit.
- [14]. Calabrese, A., Almeida, J. P., Pinho, R. (2010). Numerical issues in distributed inelasticity modeling of rc frame for seismic analysis. Journal of Earthquake Engineering, volume 14, p. 38-68.
- [15]. Caltrans 2006, Visual Catalog of Reinforced Concrete Bridge Damage, Structure Maintenance and Investigations, Caltrans, Sacramento, USA, 2006.
- [16]. Caltrans 2010, California. Dept. of Transportation. Division of Structures, Seismic design criteria, V 1.6. Caltrans Publication Unit, Sacramento, USA, 2010.
- [17]. CAN/CSA-S6-06. Code canadien sur le calcul des ponts routiers. Volume 1, Association canadienne de la normalisation, Mississauga, Ontario, Canada, 2006.
- [18]. Chai, Y.H, Priestley, M.J.N, Seible, F. (1991). Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance. American Concrete Institute Structural Journal, Vol.88, No.5, pages 572-584.
- [19]. Chen, W.F, Duan, L. (2003). Bridge engineering seismic design. Boca Raton, CRC Press, 1 v. (pag. variable) p.
- [20]. Cheok, G. S., Stone, W. C. (1990). Behaviour of 1/6-Scale Model Bridge Columns Subjected to Inelastic Cyclic Loading. ACI Structural Journal, 87 (6), 630-638.
- [21]. Choi, E. (2001). Seismic Analysis and Retrofit of Mid-America Bridges. Thèse de doctorat, School of Civil and Environmental Engineering, Atlanta, GA, USA.
- [22]. Choi, E., DesRoches, R., Nielson, B.G. (2004). Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. Engineering Structures, 26(2):187-199.

- [23]. Chung, R. et al. (1996). The January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake. NIST, Special publication 901, National Institute of Standards and Technology, 544 pp.
- [24]. Coleman, J., Spacone, E. (2001). Localization issues in forced-based frame elements *Journal of Structural Engineering*, volume 127, numéro 11, p. 1257-1265.
- [25]. Comartin, C. D., Niewiarowski, R. W. (1996). California Seismic Safety Commission et Applied Technology Council. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Rap. tech. no. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, State of California.
- [26]. Concrete Under Severe Conditions 2: Environment and Loading: Proceedings of the Second International Conference on Concrete Under Severe Conditions. (1998). CONSEC '98, Tromsø, Norway, June 21-24, Volume 2.
- [27]. Cornell, C.A., Jalayer, J., Hamburger, R.O., Foutch, D.A. (2002). Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering - ASCE*.
- [28]. Dolce, M., Cardone, D., Pardi, L. (2006). Seismic risk management of highway bridges. Proceedings of the 3rd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management – Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Performance and Cost. p. 319–320.
- [29]. DTP, Boumerdès. (2003). Rapports d'expertises des ouvrages ponts sur la Route Nationale RN24. Direction des Travaux Publics de la wilaya de Boumerdès, Algérie.
- [30]. Dutta, A., Mander, J. B. (1998). Seismic fragility analysis of highway bridges. In INCEDE-MCEER Center to Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, Tokyo, Japan.
- [31]. El-Bahy, A., Kunnath, S., Stone, W., Taylor, A. (1999). Cumulative Seismic Damage of Circular Bridge Columns: Variable Amplitude Tests. *ACI Structural Journal*, 711-719.
- [32]. European Committee for Standardization. Eurocode 2 (2004): Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings. pp225. UK.
- [33]. Federal Emergency Management Agency FEMA (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA-273, Washington, D.C.
- [34]. Fédération internationale du béton. (2007). Task Group, Seismic Bridge Design and Retrofit – Structural Solutions: State-of-art Report. International Federation for Structural Concrete, fib.
- [35]. FEMA HAZUS-MH MR1. (2003). Multi-hazard loss estimation methodology. Technical Manual. Prepared by the National Institute of Building Sciences for Federal Emergency Management Agency FEMA., Washington, DC, USA.
- [36]. Filippou, F.C., Popov, E.P., Bertero, V.V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- [37]. Floren, A. Mohammadi, J. (2001). Performance-based design approach in seismic analysis of bridges. *Journal of Bridge Engineering*, volume 6, numéro 1, p. 37–45.
- [38]. Fragiadakis, M., Lagaros, N. D. (2011). An overview to structural seismic design optimization frameworks. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cyprus. volume 89. Elsevier Ltd, p. 1155–1165.
- [39]. Frangopol, D. M. et Liu, M. (2004). Life-cycle cost analysis for highways bridges: Accomplishments and challenges. Proceedings of the 2004 Structures Congress – Building on the Past: Securing the Future, May 22, 2004 - May 26, Department of Civil Engineering, University of Colorado at Boulder. American Society of Civil Engineers, Nashville, TN, United states, p. 25–33.
- [40]. Fujikura, S., Kawashima, K., Shoji, G., Zhang, J., Takemura, H. (2000). Effect of the Interlocking Ties and Cross Ties on the Dynamic Strength and Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Bridge Columns. *Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering*, 640 (I-50), 71-88.
- [41]. Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*, volume 23, numéro 8, p. 878–884.
- [42]. Ghobarah, A. (2004). on drift limits associated with different damage levels. Performance Based Seismic Design Concepts and Implementation, PEER 2004/05,321–332.

- [43]. Ghosh, G., Singh, Y., Thakkar, S. K. (2008). Performance-based seismic design of a continuous bridge. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering*, volume 161, numéro 4, p. 177–182.
- [44]. Girard, A. (2011). Définition du projet de recherche - Design des piles de ponts basé sur la performance. Université de Sherbrooke, Canada.
- [45]. Gomes, A., Appleton, J. (1997). Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling, *Engineering Structures*, volume 19, numéro 10, p. 822–826.
- [46]. Gree, A.B., Priestley, M.J.N., Pauley, T. (1989). Seismic shear strength of circular reinforced concrete columns. *American Concrete Institute Structural Journal*, Title n°. 86-S6, pages 45-59.
- [47]. Hose Y., Seible, F. (1999). Performance evaluation database for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads. *Rap. tech.*, San Diego, California.
- [48]. Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., Taylor, A. W. (1997). Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers. *Journal of Structural Engineering*, 123 (5), 624-633.
- [49]. Hwang, H., Liu, J., Chiu, Y. (2001). Seismic fragility analysis of highway bridges. Technical report. *Rap. tech.*, Center for Earthquake Research and Information, The University of Memphis, Memphis, Tennessee, USA.
- [50]. Kawashima, K., Shoji, G., Sakakibara, Y. (2000). A Cyclic Loading Test for Clarifying the Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Piers. *Journal of Structural Engineering*, 46A, 767-776.
- [51]. Kowalsky, M. J. (2000). Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge columns. *Journal of structural engineering*, New York, volume 126, numéro 8, p. 869–878.
- [52]. Krawinkler, H. (1999). Progress and Challenges in Performance-based Earthquake Engineering. *International Seminar on Seismic Engineering for Tomorrow - In Honor of Professor Hiroshi Akiyama*, Tokyo, Japan.
- [53]. La Borderie, C. (1991). EFiCoS.
- [54]. Légeron, F., Paultre, P., Mazars, J. (2005). Damage mechanics modeling of nonlinear seismic behavior of concrete structures. *Journal of Structural Engineering*, volume 131.
- [55]. Lehman, D. E., Moehle, J. P. (2000). Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns (*Rapport technique 1998/01*). PEER, 318 p.
- [56]. Lehman, D., Moehle, J., Mahin, S., Calderone, A., Henry, L. (2004). Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete bridge columns. *Journal of Structural Engineering*, volume 130, numéro 6, p. 869–879.
- [57]. Mander, J. B. (1984). Seismic Design of Bridge Piers. Thèse de doctorat, Département de Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [58]. Mander, J., Priestley, M. J. N., Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, volume 114, numéro 8, p. 1804-1826.
- [59]. Marsh, M. L., Stringer, S. J. (2013). Performance-Based Seismic Bridge Design, A Synthesis of Highway Practice, Transportation research board, Washington, D.C, USA.
- [60]. Menegotto, M., Pinto, P.E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15-22.
- [61]. Mitchell, D., Bruneau, M., Williams, M., Anderson, D.L., Saaticioglu, M., Sexsmith, R.G. (1995). Performance of Bridges during the 1994 Northridge Earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.22, No.2, pp.415-427.
- [62]. Mitchell, D., Tinawi R., Sexsmith, R.G. (1991). Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta earthquake. Lessons for Canadian designers. *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 18, no 4, p. 711-734.
- [63]. National Institute of Building Sciences et Federal Emergency Management Agency. (1997). Earthquake loss estimation methodology: HAZUS technical manual. Num. vol. 1 de Earthquake Loss Estimation Methodology: HAZUS Technical Manual. Federal Emergency Management Agency.

- [64].Neuenhofer, A., Filippou, F. C. (1997). Evaluation of nonlinear frame finite-element models. ASCE, volume 123, numéro 7, p. 958-965.
- [65].Nielsen, B. G. (2005). Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones. These de doctorat, School of Civil and Environmental Engineering, Atlanta, GA, USA.
- [66].Nielsen, B.G., et R. DesRoches. (2007). « Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States ». Earthquake Spectra, vol. 23, p. 615-633.
- [67].Padgett, J. (2007). Seismic Vulnerability Assessment of Retrofitted Bridges Using Probabilistic Methods. Thèse de doctorat, School of Civil and Environmental Engineering, Atlanta, GA, USA.
- [68].Park, Y. J., Ang, A. HS. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, 111(4), 722-739.
- [69].Park, Y. J., Ang, A. HS., Wen, K. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. Journal of Structural Engineering, ASCE, 111(4), 740-757.
- [70].Paulay. T., Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley- Interscience publication, New York, 744 p.
- [71].Paultre, P. (2011). Structures en béton armé : Analyse et dimensionnement. Presses internationales Polytechnique, 932 p.
- [72].Peng, J., Shao, X., Jin, X. (2006). Research on lifetime performance-based bridge design method. Dans 3rd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management – Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Performance and Cost, July 16, 2006 - July 19, Institute of Bridge Engineering, Hunan Univ., Hunan Changsha, China. Taylor and Francis/Balkema, Porto, Portugal, p. 821–822.
- [73].Priestley, M.J.N. (2000). Performance based seismic design. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, volume 33, numéro 3, p. 325–346.
- [74].Priestley, M.J.N., Benzoni, G. (1996). Seismic Performance of Circular Columns with Low Longitudinal Reinforcement Ratios. ACI Structural Journal, 93 (4), 1-12
- [75].Priestley, M.J.N., Calvi, G. Kowalsky, M. (2007). Performance-based seismic design of bridge columns, volume 1. IUSS Press, Pavia Italy, 721 p.
- [76].Priestley, M.J.N., Park, R. (1987). Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. American Concrete Institute Structural Journal, Title no. 84-S8, pages 61-75.
- [77].Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G. M. (1996). Seismic design and retrofit of bridges, New York, J. Wiley and Sons, xvii, 686 p.
- [78].Priestley, M.J.N., Seible, F., Chai, Y.H. (1992a). Seismic retrofit of bridge columns using steel jackets. Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Espagne, pages 5285-5290.
- [79].Priestley, M.J.N., Seible, F., Uang, C.M. (1994c). The Northridge earthquake of January 17, 1994-damage of selected freeway bridges. Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, Calif, report No. SSRP-94/06
- [80].Ramanathan, K., DesRoches, R., Padgett, J.E. (2010). Analytical Fragility Curves for Multispan Continuous Steel Girder Bridges in Moderate Seismic Zones. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, p. 173-182.
- [81].Roy, N. (2006). Réhabilitation parasismique performantielle des ponts avec des polymères renforcés de fibres de carbone. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
- [82].RPOA-2008. Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Document Technique Réglementaire, MTP, Alger, 2010.
- [83].Sakai, J., Kawashima, K. (2002). Effect of varying axial loads including a constant tension on seismic performance of reinforced concrete bridge piers. Journal of Structural Engineering JSCE, 48A, 735-746.
- [84].Salawu, O. S., Williams, C. (1993). Review of Full-Scale Dynamic Testing of Bridge Columns. Engineering Structures, 17 (2), 113-121.
- [85].SEAOC, Vision 2000 – A framework for performance based engineering, Vol.1, 1995.
- [86].Seismic Design of Urban Infrastructures, Chapter2: Seismic Damage of Bridges in Past Earthquakes lecture, Kawashima, K., Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan, 2009.

- [87]. SeismoArtif, (2015), A computer program for processing strong motion data, Seismosoft Ltd, website: www.seismosoft.com.
- [88]. SeismoStruct, (2015), A computer program for processing strong motion data, Seismosoft Ltd, website: www.seismosoft.com.
- [89]. Sheikh, M. N., Legeron, F. (2010). Seismic performance-based design of bridges with quantitative local performance criteria. Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering 2010, CSCE 2010, June 9, 2010 - June 12, School of Civil, University of Wollongong, Mining and Environmental Engineering, Australia. Volume 2. Canadian Society for Civil Engineering, Winnipeg, MB, Canada, p. 913–922.
- [90]. Sheikh, M. N., Legeron, F., Guiziou, C. (2007). Optimal target performance for cost effective seismic design of bridges. Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering.
- [91]. Sheikh, S. A. (1978). Effectiveness of rectangular ties as confinement. PhD Dissertation, University of Toronto, Canada.
- [92]. Sheikh, S. A. (1982). A Comparative Study of Confinement Models, American Concrete Institute, pp. 296-305.
- [93]. Sheikh, S. A., Toklucu, M. T. (1993). Reinforced Concrete Columns Confined by Circular Spirals and Hoops. *ACI Structural Journal*, 90 (5), 542-553.
- [94]. Sheikh, S. A., Uzumeri, S. M. (1982). Analytical model for concrete confinement in tied columns. *J. Struct. Div., ASCE*, Vol. 108, No. ST12, pp. 2703-2722.
- [95]. Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H., Uzawa, T., Ueda, T. (2001). Statistical Analysis of Fragility Curves. University of Southern California, USA.
- [96]. Spacone, E., C.Filippou, F., Taucer, F. F. (1996). Fiber beam-column model for non- . linear analysis of r/c frames: part i. formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 25, p. 711-725.
- [97]. Takemura, H., Kawashima, K. (1997). Effect of loading hysteresis on ductility capacity of reinforced concrete bridge piers. *Journal of Structural Engineering*, 43A, 849-858.
- [98]. Tavares, D.H. (2012). Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec à l'aide des courbes de fragilité. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada.
- [99]. Tavares, D.H., Cardona, L. I., Paultre, P. (2010). Bridge reinforced concrete column limit state definition. In *Anais do 52 Congresso Brasileiro do Concreto CBC2010*, Fortaleza, Brasil.
- [100]. Tavares, D.H., Suescun, J.R., Paultre, P., Padgett, J.E. (2013). Seismic Fragility of a Highway Bridge in Quebec. *Journal of Bridges Engineering - ASCE*.
- [101]. Tinawi, R., Tremblay, S., Filiatrault, A. (1993a). Étude du comportement séismique des ponts et viaducs du Québec. Coll. Rapport, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- [102]. Vamvatsikos, D., Fragiadakis, M. (2009). Incremental Dynamic Analysis for Estimating Seismic Performance Sensitivity and Uncertainty, *Earthquake engineering and structural dynamics*.
- [103]. Veletzos, M., Panagiotou, M., Restrepo, J. (2006) Post seismic inspection and capacity assessment of reinforced concrete bridges. Rap. tech., University of California, San Diego, USA.
- [104]. Wang, Z., Dueñas-Osorio, L., Padgett, J.E. (2012). Optimal Intensity Measures for Probabilistic Response Analysis of Bridges on Liquefiable and Non-liquefiable Soils. In *Structures Congress 2012 - ASCE*. Chicago, Illinois, USA.
- [105]. Zahn, F. A., Park, R., Priestley, M. J. (1989). Strength and Ductility of Square Reinforced Concrete Column Sections Subjected to Biaxial Bending. *ACI Structural Journal*, 56 (2), 123-130.