

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



**THESE**

Présentée pour l'obtention du grade de **DOCTEUR EN SCIENCES**

**En : Génie Civil**

**Spécialité : Génie Civil : Génie parasismique**

**Par : BOUAZZA HAYAT**

**Sujet**

**Etablissement des courbes de fragilité des ponts en béton armé : Effets du glissement des barres, du flambement et de la fatigue à bas-cycle**

Soutenue publiquement, le 02 / 07 / 2022, devant le jury composé de :

M. ZENDAGUI D.	Professeur	Univ. Tlemcen	Président
M. MATALLAH M.	Professeur	Univ. Tlemcen	Directeur de thèse
M. KAZI TANI N.	MCA	ESSA Tlemcen	Examineur 1
M. MEKKI M.	MCA	USTO Oran	Examineur 2

A la mémoire de notre cher et regretté Pr. Mustapha DJAFOUR

# Remerciements

Je tiens d'abord à rendre hommage à mon ancien directeur de thèse, Feu Pr. Mustapha DJAFOUR, l'ex-recteur de l'université de Tlemcen, qui m'a appris la rigueur et la perfection dans le travail. S'il était avec nous aujourd'hui, il serait certainement très fier du travail accompli 'Allah yarahmo'.

Je tiens à exprimer, également, toute ma reconnaissance à mon directeur de thèse M. Mohammed MATALLAH, Professeur au département de Génie Civil d'avoir accepté de terminer avec moi cette thèse pour ses orientations et conseils.

Je remercie vivement M. Djawad Zendagui, Professeur au département de Génie Civil de l'université AbouBekr Belkaid, pour l'honneur qu'il me fait en présidant ce jury.

Mes plus vifs remerciements vont également aux examinateurs, M. KAZI TANI, Maître de conférences 'A' à l'Ecole Supérieures en Sciences Appliquées, M. MEKKI, Maître de conférences 'A' au département de génie Civil de l'Université UST d'Oran. Leurs idées et analyses critiques ont contribué à l'enrichissement de ce travail.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les intervenants et toutes personnes qui par leurs écrits, leurs conseils et par leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de répondre à mes questions durant les années de recherche de ce travail. Je cite en particulier, Pr Alam S. professeur à l'université de British Columbia, Dr Billah M., professeur assistant à l'université de Lakehead à Canada et Dr Ericson E. chercheur à l'université de Auckland à New-Zealand.

Un énorme MERCI pour des personnes tout simplement géniales ! Mes chers parents pour leur soutien quotidien indéfectible et leurs enthousiasmes contagieux à l'égard de mes travaux comme de la vie en général. Mes chères petites filles Alae et Hadjer pour leurs patiences avec moi et leurs encouragements et douaa aussi. A toutes ma famille et en particulier ma sœur Amina.

Enfin, je m'adresse à mon cher époux ! Les efforts que vous avez fait pour moi, le temps que vous m'avez donné, les conseils avisés qui éclaireront mon chemin ... je ne pourrais jamais vous remercier à la hauteur de ce que vous m'avez donné. Merci, et un grand merci !

## ملخص

الهدف الرئيسي من هذا العمل هو دراسة تأثير ظاهرة إنزلاق، إعوجاج وتعب قضبان الفولاذ في التقييم الزلزالي لهشاشة أعمدة الجسور المبنية بالخرسانة المسلحة. إنجاز مجموعة من التحقيق الرقمي لأعمدة جسور دائرية، حيث المتغيرات الرئيسية في معدل التعزيز الطولي، معدل القوة المحورية، معدل التعزيز العرضي ومعدل الطول. لهذا الغرض، ثم إجراء العديد من خيارات الحساب وهي: (أ) نموذج يأخذ بين الاعتبار المثالي، (ب) نموذج يأخذ بعين الاعتبار الإتصال المثالي + الإعوجاج + التعب لقضبان الحديد، (ج) نموذج يأخذ بعين الاعتبار إنزلاق قضبان الحديد فقط، (د) نموذج يأخذ بعين الاعتبار إنزلاق + إعوجاج قضبان الحديد، (ح) نموذج يأخذ بعين الاعتبار إنزلاق + إعوجاج + التعب لقضبان الحديد.

تقييم كل تأثير فردي أو مجموع يتم من خلال مقارنة نتائج حسابين. تقييم استجابة أعمدة الجسور تتم أولاً بواسطة التحليلات الدورية والرتابة التي تشير إلى ما إذا كان ينبغي مراعاة آثارها الفردية أو مشتركة بشكل صحيح أو إهمالها في التقييم الإجمالي للأداء الزلزالي. النظر في الاستنتاجات الرئيسية لدراسة التأثير الأولي، ثم إنشاء منحنيات الهشاشة باستخدام المنهجية القائمة على الأداء الزلزالي للهندسة (PBEE). تتم مناقشة حساسية النتائج على إستراتيجية النمذجة من حيث: (أ) الطلبات الزلزالية غير خطية في ظل التسجيلات الزلزالية من خلال استخدام التحليلات الديناميكية الإضافية (IDA)، (ب) التقييم النسبي للأداء الزلزالي باستخدام النموذج الإجمالي (PSDM) المستخرج من نتائج التحليلات ل IDA. على أساس هذه الدراسة، يتم تقديم توصيات لتطوير إستراتيجية النمذجة فعالة لتقييم الأداء الزلزالي لأعمدة الجسور باستخدام المنهجية (PBEE).

**الكلمات المفتاحية:** إنزلاق - إعوجاج قضبان الفولاذ - التدهور بالتعب لقضبان الفولاذ - تقييم الهشاشة الزلزالية - التأثير - أعمدة الجسور المبنية بالخرسانة المسلحة.

# Résumé

L'objectif principal de ce travail est d'étudier la sensibilité d'inclure le phénomène du glissement des barres, du flambement et la rupture par fatigue dans l'évaluation sismique de la fragilité des piles de pont en Béton armé. Une investigation numérique est réalisée sur une série des colonnes circulaires bien confinées avec différentes configurations où les principales variables sont le taux du ferrailage longitudinal, le taux de la charge axiale, le taux du ferrailage transversal et le taux d'élancement. A cet effet, plusieurs options de calcul sont adoptées, à savoir: (i) Modèle considérant la liaison parfaite (ii) Modèle considérant la liaison parfaite + flambement + fatigue (iii) Modèle incorporant le glissement des barres uniquement (iv) Modèle incorporant le glissement des barres + flambement et (v) Modèle incorporant le glissement des barres + flambement + fatigue. L'importance de chaque effet individuel ou combiné est évaluée par une comparaison des résultats par deux options de calcul. La réponse des piles de pont est d'abord évaluée par des analyses cycliques et monotones indiquant si ses effets individuels ou combinés doivent être explicitement pris en compte ou négliger dans les l'évaluation probabiliste des performances sismique. Considérant les principales conclusions de l'étude de sensibilité préliminaire ; les courbes de fragilité sont développées à l'aide de la méthodologie Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE). La sensibilité des résultats à la stratégie de modélisation est discutée en termes de (i) demandes sismiques non-linéaire sous des enregistrements sismiques par l'utilisation des Analyses Dynamiques Incrémentales (IDA) et (ii) la vulnérabilité correspondante développées en utilisant des modèles de demande probabiliste (PSDM) extraits des résultats des analyses de l'IDA. Sur la base de ces études, des recommandations sont faites pour le développement d'une stratégie de modélisation fiable et efficace pour l'évaluation de la performance des piles de pont en BA à utiliser dans le PBEE.

**MOTS CLES :** Liaison du glissement, Flambement des barres, Dégradation par fatigue, Evaluation de la fragilité sismique, sensibilité, piles de pont en BA.

# Abstract

The thesis reports the results of a numerical investigation on the relevance of including bar slip, bar buckling and low-cycle fatigue in seismic fragility assessment of RC bridge piers. The numerical study is completed on a series of well-confined circular RC bridge column with different configurations where the main variables included are the longitudinal reinforcement ratio, the axial load ratio, the spiral reinforcement ratio and the aspect ratio. Moreover, calculations are performed in several options, namely: (i) Model considering perfect bond (ii) Model considering perfect bond + buckling + fatigue (iii) Model incorporating bar slip only (iv) Model incorporating bar slip + buckling and (v) Model incorporating bar slip + buckling + fatigue. The significance of each individual or combined effect is assessed through comparison of the results from two calculation options. The response of the RC bridge is firstly evaluated through cyclic and monotonic analyses giving indication whether its inherent individual or combined effects should be explicitly considered or if it may be neglected in the probabilistic risk assessment analyses. By considering the main conclusions of the preliminary sensitivity study, the fragility curves are developed using the Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE) methodology. The sensitivity of results to the modelling strategies are discussed in terms of (i) the inelastic seismic demands under strong ground motions using the incremental dynamic analysis (IDA) and (ii) the relative vulnerability developed using probabilistic demand models (PSDM) extracted from the results of the IDA analyses. Based on these studies recommendations are made for the development of reliable and efficient modelling strategy when evaluating the performance of RC bridge piers for use in PBEE.

**Keywords:** Bar slip, Bar buckling, Fatigue degradation, Seismic fragility assessment, Sensitivity, RC bridge piers.



# Table des Matières

Principales notations .....	x
<b>Chapitre 1 .....</b>	<b>1</b>
<b>Introduction .....</b>	<b>1</b>
1.1 Contexte – Problématique.....	1
1.2 Objectifs – Contributions.....	3
1.3 Plan de la thèse.....	6
<b>Chapitre 2.....</b>	<b>8</b>
<b>Evaluation de la fragilité sismique .....</b>	<b>8</b>
2.1 Introduction.....	8
2.2 Les fonctions de fragilité .....	9
2.3 Différentes formes de courbe de fragilité .....	10
2.3.1 Fonctions de fragilité basées sur les experts .....	10
2.3.2 Fonctions de fragilité empirique.....	11
2.3.3 Fonctions de fragilité analytique.....	11
2.3.3.1 Méthode spectrale élastique.....	12
2.3.3.2 Méthode statique non-linéaire.....	12
2.3.3.3 La méthode temporelle non-linéaire .....	14
2.4 Evaluation des performances sismiques probabilistes .....	16
2.4.1 Caractérisation des états d'endommagement.....	18
2.4.2 Sélection de l'intensité de mesure appropriée.....	20
2.5 Conclusion.....	21
<b>Chapitre 3.....</b>	<b>23</b>
<b>Les phénomènes du Glissement, flambement &amp; Rupture par fatigue des barres longitudinales.....</b>	<b>23</b>
3.1 Introduction.....	23
3.2 Description du comportement de la liaison du glissement acier-béton.....	24
3.3 Mécanisme du glissement des barres .....	25
3.4 Echelles de modélisation .....	27
3.4.1 Echelle des crantages.....	28

3.4.2	Echelle de la barre .....	28
3.4.3	Echelle de la structure.....	28
3.5	Modélisation de la liaison acier-béton.....	29
3.5.1	Éléments discrets (type ressort).....	29
3.5.2	Éléments finis pour une zone d'interface .....	30
3.5.3	Éléments joints.....	30
3.5.4	Éléments de joint coaxial.....	31
3.6	Description physique des phénomènes du flambement et de rupture des barres longitudinales.....	32
3.7	Modèles du flambement des barres longitudinales .....	33
3.7.1	Modèle de Gomes et Appleton .....	33
3.7.2	Modele de Dhakal et Maekawa.....	34
3.8	Conclusion .....	37
<b>Chapitre 4</b>	.....	<b>39</b>
<b>Stratégie de modélisation et validation</b>	.....	<b>39</b>
4.1	Introduction.....	39
4.2	Prise en compte des non-linéarités matérielles .....	34
4.2.1	Modèles à plasticité concentrée .....	40
4.2.2	Modèle de non-linéarité distribuée.....	40
4.3	Configurations des piles de pont sélectionnées.....	44
4.4	Simulation des piles de pont .....	46
4.4.1	Stratégie de modélisation utilisée.....	47
4.4.2	Présentation du OpenSees.....	46
4.4.3	Sélection des lois de comportement des matériaux .....	48
4.4.3.1	Modèle du béton .....	48
4.4.3.2	Modèle d'acier .....	51
4.4.4	Modèle de la liaison du glissement pour un élément de section nulle .....	54
4.5	Validation des résultats avec l'expérimentation.....	56
4.6	Conclusion .....	59
<b>Chapitre 5</b>	.....	<b>61</b>
<b>La performance sismique des piles de pont : Résultats &amp; Discussions</b>	.....	<b>61</b>

5.1	Introduction.....	61
5.2	Analyse statique non-linéaire cyclique .....	62
5.3	Analyses statiques non-linéaire monotones (pushover) et les états limites de flexion.....	65
5.4	Résultats comparatifs et discussion – Analyses statiques.....	66
5.4.1	Effet du glissement.....	66
5.4.2	Effet du flambement des barres .....	68
5.4.3	Effet de la rupture par fatigue des barres.....	69
5.4.4	Effet combiné du flambement et la fatigue .....	69
5.4.5	Effet combiné du glissement, du flambement et de la fatigue à bas-cycle.....	70
5.5	Résumé.....	71
5.6	Analyses Dynamiques Incrémentales (IDA) des piles.....	72
5.6.1	Introduction.....	72
5.6.2	Sélection des enregistrements sismiques .....	73
5.6.3	Courbe pushover dynamique.....	75
5.6.4	Effets individuels & effets combinés sur l'évolution de l'EDP .....	71
5.7	Evaluation de la vulnérabilité sismique.....	80
5.7.1	Introduction.....	80
5.7.2	PSDM.....	80
5.7.3	Comparaison des PSDMs et des courbes de fragilité.....	80
5.7.3.1	Effet du glissement.....	81
5.7.3.2	Effet combiné du flambement et de la fatigue .....	83
5.7.3.3	Effet combiné du glissement, du flambement et de la fatigue.....	85
5.8	Conclusion.....	88
	<b>Chapitre 6.....</b>	<b>90</b>
	<b>Conclusion générale.....</b>	<b>90</b>
	Références.....	94

# Principales notations

Toutes les notations sont définies lors de leur première apparition dans le texte. Dans ce qui suit nous donnons les principaux symboles utilisés.

<i>EDP</i>	Paramètre de Demande d'Engineering
<i>a, b</i>	Coefficients de régression linéaire
<i>IM</i>	Intensité de mesure
<i>PSDM</i>	Méthode de Demande d'Engineering
IDA	Analyse Incrémentale Dynamique
$\phi$	Fonction de distribution cumulative normale standard
<i>PGA</i>	Accélération maximale du sol
<i>MD</i>	Drift maximum
<i>LS</i>	Etat limite de dommage
<i>P</i>	Probabilité conditionnelle d'atteindre ou dépasser un état d'endommagement
<i>LR</i>	Série d'étude des piles de pont reposant sur le taux du ferrailage
<i>AL</i>	Série d'étude des piles de pont reposant sur le taux de charge axiale
<i>SR</i>	Série d'étude des piles de pont reposant sur le taux du ferrailage transversal
<i>AR</i>	Série d'étude des piles de pont reposant sur le taux d'élancement
<i>L</i>	Hauteur de la pile de pont
<i>D</i>	Diamètre de la pile de pont
$\rho_l$	Taux du ferrailage longitudinal
$\rho_h$	Taux du ferrailage transversal
$R^2$	Coefficient de corrélation entre l'EDP et l'IM
<i>L<sub>eff</sub></i>	Longueur du flambement

# Liste des tableaux

## Chapitre 1

TABLEAU 1. 1 DEFINITION DES OPTIONS DE CALCUL. ....	5
TABLEAU 1. 2 PRINCIPAUX EFFETS PRIS EN COMPTE DANS L'ETUDE. ....	5

## Chapitre 2

TABLEAU 2. 1 FORME GENERALE DE LA MATRICE DE PROBABILITE DE DOMMAGES DANS L'ATC-13 .....	11
TABLEAU 2. 2 DIFFERENTES CATEGORIES DES COURBES DE VULNERABILITE [46]. ....	16
TABLEAU 2. 3 ÉTATS LIMITES D'ENDOMMAGEMENT QUALITATIF POUR LES PILES DE PONT [52]. ....	19

## Chapitre 4

TABLEAU 4. 1 DETAILS DES DONNEES DES PILES DE PONT. ....	46
TABLEAU 4. 2 PROPRIETES MECANIQUES DU MODELE <i>CONCRETE04</i> . ....	58
TABLEAU 4. 3 PROPRIETES MECANIQUES DU MODELE <i>REINFORCINGSTEEL</i> . ....	58
TABLEAU 4. 4 PROPRIETES MECANIQUES DU MODELE <i>BOND_SP01</i> . ....	58

## Chapitre 5

TABLEAU 5. 1 COMPARAISON QUANTITATIVE ET INDICATEURS DE PERFORMANCE SISMIQUE STATIQUE ENTRE LES DIFFERENTES STRATEGIES NUMERIQUES ET LES RESULTATS EXPERIMENTAUX .....	64
TABLEAU 5. 2 REPONSE NORMALISEE DE LA LIAISON DU GLISSEMENT SANS INCORPORER LA DEGRADATION DE LA RESISTANCE ET DE LA RIGIDITE DUE AU FLAMBEMENT ET A LA FATIGUE DES BARRES POUR TOUTES LES CONFIGURATIONS. ....	67
TABLEAU 5. 3 REPONSE NORMALISEE DE L'EFFET COMBINE DU FLAMBEMENT ET DE LA FATIGUE DE LA BARRE POUR TOUTES LES CONFIGURATIONS. ....	70
TABLEAU 5. 4 REPONSE NORMALISEE DU GLISSEMENT AVEC L'INCLUSION DE LA DEGRADATION DE LA RESISTANCE ET DE LA RIGIDITE DUE AU FLAMBEMENT ET A LA FATIGUE DE LA BARRE POUR TOUTES LES CONFIGURATIONS. ....	71
TABLEAU 5. 5 CARACTERISTIQUES DES ENREGISTREMENTS SISMIQUES UTILISES DANS L'IDA.....	74
TABLEAU 5. 6 PERIODES DE MODE FONDAMENTAL DES PILES DE PONT SELECTIONNEES. ....	75
TABLEAU 5. 7 ÉTATS LIMITES DE CAPACITE DES PILES DE PONT SELECTIONNEES EN TERMES DU MD PRESENTES PAR DIFFERENTES OPTIONS DE CALCUL. ....	81
TABLEAU 5. 8 PARAMETRES DU PSDM <sub>5</sub> DES PILES DE PONTS SELECTIONNES POUR L'ETUDE DE L'EFFET DU GLISSEMENT DES BARRES.....	83
TABLEAU 5. 9 PARAMETRES DU PSDM <sub>5</sub> DES PILES DE PONT SELECTIONNEES POUR L'ETUDE DES EFFETS COMBINES DU FLAMBEMENT ET DE LA RUPTURE PAR FATIGUE DES BARRES. ....	85
TABLEAU 5. 10 PARAMETRES DU PSDM <sub>5</sub> DES PILES DE PONT SELECTIONNEES POUR L'ETUDE DES EFFETS COMBINES DU GLISSEMENT, DU FLAMBEMENT ET DE LA RUPTURE PAR FATIGUE DES BARRES. ....	87

# Liste des figures

## Chapitre 1

FIGURE 1. 1 EXEMPLE DE COURBES DE FRAGILITE POUR LES DOMMAGES LEGER, MODERE, IMPORTANT ET COMPLET. .... 2

## Chapitre 2

FIGURE 2. 1 EXEMPLE DE COURBE DE FRAGILITE POUR UN ETAT DE DOMMAGE SPECIFIQUE. .... 9

FIGURE 2. 2 CONVERSION DE LA COURBE PUSHOVER EN SPECTRE DE CAPACITE[43]. .... 12

FIGURE 2. 3 SPECTRE DE REPONSE ACCELERATION- DEPLACEMENT..... 13

FIGURE 2. 4 REPRESENTATION PROBABILISTE DE LA CAPACITE ET DE LA DEMANDE DE SPECTRES PROBABILISTES[44]. .... 13

FIGURE 2. 5 GENERATION DE LA COURBE DE FRAGILITE ANALYTIQUE EN UTILISANT DES ANALYSES TEMPORELLES NON LINEAIRES [47]. .... 15

FIGURE 2. 6 MODELE DE DEMANDE SISMIQUE PROBABILISTE [45]..... 15

FIGURE 2. 7 ILLUSTRATION DU PSDM DANS L'ESPACE TRANSFORME. .... 17

## Chapitre 3

FIGURE 3. 1 MECANISME DE LA PENETRATION DE DEFORMATION DU AU GLISSEMENT DES BARRES D'ARMATURES[75]..... 24

FIGURE 3. 2 PHASE INITIALE A) MECANISMES DE DEGRADATION, B) PARTIE DE LA LOI D'ADHERENCE ASSOCIEE [82]. .... 26

FIGURE 3. 3 EXTRACTION D'UNE BARRE LISSE A) MECANISMES DE DEGRADATION, B) PARTIE DE LA LOI D'ADHERENCE ASSOCIEE [82] ..... 26

FIGURE 3. 4 PHASE DE FISSURATION PROGRESSIVE A) MECANISMES DE DEGRADATION, B) PARTIE DE LA LOI D'ADHERENCE ASSOCIEE[82], [83]..... 27

FIGURE 3. 5 RUPTURE DE L'INTERFACE A) MECANISMES DE DEGRADATION, B) PARTIE DE LA LOI D'ADHERENCE ASSOCIEE[82] 27

FIGURE 3. 6 ECHELLE DES CRANTAGES..... 28

FIGURE 3. 7 ECHELLE DE LA BARRE. .... 28

FIGURE 3. 8 ECHELLE DE LA STRUCTURE. .... 29

FIGURE 3. 9 REPRESENTATION DE L'ELEMENT RESSORT: A) MODELE DE NGO AND SCORDELIS [93], B) MODELE DE DEGHANI ET AL. [96] ET C) XIAN [97]. .... 30

FIGURE 3. 10 REPRESENTATION DE L'INTERFACE DE L'ELEMENT: A) MODELE DE REINHARDT ET AL. [98], B) MODELE DE LUNDGREN [99] ET C) MODELE DE SANTOS ET AL. [101]. .... 30

FIGURE 3. 11 REPRESENTATION DES ELEMENTS JOINT: (A) MODELE DE CLEMENT [102], (B), (C) MODELES DE SANZ ET AL. [104], (D) MODELE DE DOMINGUEZ, ET AL. [105], (E) MODELE DE SANZ ET AL. [106] ET (F) MODELE DE REZAZADEH ET AL. [107]. .... 31

FIGURE 3. 12 A) METHODOLOGIE DU MODELE, B) REPRESENTATION DE L'ELEMENT D'INTERFACE[108]..... 32

FIGURE 3. 13 FLAMBEMENT DE BARRES LONGITUDINALES [111]. .... 33

FIGURE 3. 14 ÉQUILIBRE DES FORCES LORS DU FLAMBEMENT D'UNE BARRE D'ARMATURE [114]. .... 34

FIGURE 3. 15 MODELE DU FLAMBEMENT DE GOMES ET APPLETON [114]. .... 34

FIGURE 3. 16 MODELE DU FLAMBEMENT DU DHAKAL-MAEKAWA [120]..... 35

FIGURE 3. 17 MODELE DE FLAMBEMENT DES BARRES D'ARMATURE [120]. .... 35

FIGURE 3. 18 MODELE DE L'ACIER 'REINFORCING STEEL' [121]. .... 36

## Chapitre 4

FIGURE 4. 1 MODELE DE SECTION DE FIBRE [132]..... 41

FIGURE 4. 2 STRATEGIES DE MODELISATION [133]: (A) ELEMENT DE PLASTICITE LOCALISEE, (B) ELEMENT D'INELASTICITE DISTRIBUEE AVEC FORMULATION BASEE SUR LA FORCE, (C) ELEMENT D'INELASTICITE DISTRIBUEE AVEC FORMULATION BASEE SUR LE DEPLACEMENT. .... 42

FIGURE 4. 3 MODELE DE NON-LINEARITE DISTRIBUEE..... 42

FIGURE 4. 4 MODELE D'ELEMENT FIBRE POTEAU-POUTRE [35]. .... 44

FIGURE 4. 5 GEOMETRIE DE LA COLONNE. .... 45

FIGURE 4. 6 LA STRUCTURE HIERARCHIQUE D'OPENSEES [142]. .... 47

FIGURE 4. 7 DISCRETISATION DE LA SECTION A) ET MODELE D'ÉLEMENT FINIS DES PILES DE PONT SOUS B) CHARGEMENT MONOTONE ET CYCLIQUE ET (C) EXCITATION SISMIQUE. ....	48
FIGURE 4. 8 REPONSE CYCLIQUE DU CONCRETE04 : (A) REPONSE DE COMPRESSION DU BETON CONFINE ET NON CONFINE INTRODUISANT LA DEGRADATION CYCLIQUE (B) REPONSE EN TENSION[149].....	50
FIGURE 4. 9 COURBE CONTRAINTE-DEFORMATION DU BETON CONFINE ET NON CONFINE [145]. ....	50
FIGURE 4. 10 MODELE UNIAXIAL REINFORCINGSTEEL [121] .....	51
FIGURE 4. 11 MODELE DU FLAMBEMENT DU DHAKAL–MAEKAWA.....	52
FIGURE 4. 12 PROCEDURE ITERATIVE DE CALCUL DE LA LONGUEUR DE FLAMBEMENT [120].....	53
FIGURE 4. 13 REPONSE MONOTONE CONTRAINTE- GLISSEMENT DES BARRES MODELISEE PAR BOND_SP01 [19]. ....	55
FIGURE 4. 14 MATERIAU UNIAXIAL – CONCRETE01 [121] .....	56
FIGURE 4. 15 PROFONDEUR DE COMPRESSION SUPPOSEE [35].....	56
FIGURE 4. 16 COMPARAISON DES REPONSES FORCE-DEPLACEMENT INCORPORANT GLISSEMENT + FLAMBEMENT + FATIGUE POUR: (A) COLONNE 430, (B) COLONNE 415P, (C) COLONNE 415S ET (D) COLONNE 815.....	59

## Chapitre 5

FIGURE 5. 1 INFLUENCE DU GLISSEMENT, DU FLAMBEMENT ET DE LA RUPTURE PAR FATIGUE SUR LE COMPORTEMENT CYCLIQUE DE LA COLONNE 415. ....	63
FIGURE 5. 2 INFLUENCE DU GLISSEMENT, DU FLAMBEMENT ET DE LA RUPTURE PAR FATIGUE SUR LE COMPORTEMENT CYCLIQUE DE LA COLONNE 407. ....	63
FIGURE 5. 3 RESULTATS DES ANALYSES PUSHOVER CONSIDERANT DIFFERENTES OPTIONS DE CALCULS POUR LES SERIES DES COLONNES (A) LR, (B) AL, (C) SR AND (D) AR. ....	66
FIGURE 5. 4 CONTRIBUTIONS DES COMPOSANTS DU DEPLACEMENT (FLEXION, CISAILLEMENT ET GLISSEMENT) PAR RAPPORT AU DEPLACEMENT TOTAL AVEC UN CISAILLEMENT A LA BASE PREDIT PAR LE MODELE NUMERIQUE. ....	68
FIGURE 5. 5 SELECTION DES ENREGISTREMENTS SISMQUES: A) L'ACCELERATION SPECTRALE ET B) POURCENTAGES D'ACCELERATION SPECTRALE. ....	74
FIGURE 5. 6 COURBES PUSHOVER STATIQUES ET LES POINTS DU PUSHOVER DYNAMIQUES POUR LES PILES DE PONT SELECTIONNEES UTILISANT DIFFERENTES OPTIONS DE CALCUL: (A) 415, (B) 407, (C) 430, (D) 415P, (E) 415S ET (F) 815.....	76
FIGURE 5. 7 REPONSE NORMALISEE DE L'EFFET DU GLISSEMENT OBTENU A PARTIR DES COURBES MEDIANES D'IDA POUR LE MODELE INTEGRANT UNE LIAISON PARFAITE AVEC LE MODELE INTEGRANT UNE LIAISON DU GLISSEMENT. ....	78
FIGURE 5. 8 COURBES IDA PAR RAPPORT AU MAXIMUM DRIFT (%) POUR LES PILES DE PONT SELECTIONNEES UTILISANT DIFFERENTES OPTIONS DE CALCUL : (A) 415, (B) 407, (C) 430, (D) 415P, (E) 415S ET (F) 815. ....	79
FIGURE 5. 9 1INFLUENCE DE L'EFFET DU GLISSEMENT DANS LE MODELE DE REGRESSION LINEAIRE DERIVANT DES RESULTATS DE L'IDA DES PILES DE PONTS SELECTIONNES. ....	82
FIGURE 5. 10 EFFETS DU GLISSEMENT DE LA BARRE SUR LA FRAGILITE DES COLONNES SELECTIONNEES.....	83
FIGURE 5. 11 INFLUENCE DE L'EFFET COMBINE DU FLAMBEMENT ET DE LA FATIGUE DANS LE MODELE REGRESSION LINEAIRE DERIVANT DES RESULTATS DE L'IDA DES PILES DE PONTS SELECTIONNES.....	84
FIGURE 5. 12 EFFET COMBINE DU FLAMBEMENT DES BARRES ET LA FATIGUE A BAS-CYCLE SUR LA FRAGILITE DES COLONNES SELECTIONNEES.....	85
FIGURE 5. 13 INFLUENCE DE L'EFFET COMBINE DU GLISSEMENT, DU FLAMBEMENT ET DE LA FATIGUE DANS LE MODELE REGRESSION LINEAIRE DERIVANT DES RESULTATS DE L'IDA DES PILES DE PONTS SELECTIONNES. ....	86
FIGURE 5. 14 EFFET COMBINE DU GLISSEMENT, DU FLAMBEMENT DES BARRES ET DE LA FATIGUE A BAS-CYCLE. ....	87



# Chapitre 1

## Introduction

### 1.1 Contexte – Problématique

Certains ouvrages, notamment les ponts, sont particulièrement fragiles et peuvent subir des dommages importants lors de tremblements de terre. En effet, les ponts sont des éléments importants dans le système de transport routier. Leur vulnérabilité sismique peut conduire à une perte économique importante. La réponse sismique totale d'un pont dépend en grande partie de la réponse des piles[1]. En fait, la pile de pont est l'une des composantes les plus critiques de cet ouvrage.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un pont ou d'un de ces éléments peut être développée par l'établissement des courbes de fragilité. Les courbes de fragilité représentent les probabilités conditionnelles d'atteinte ou de dépasser les états de dommages spécifiques (DS) sous différentes intensités d'excitations sismiques. Ces intensités peuvent être exprimées en termes d'accélération maximale (PGA), d'accélération spectrale ( $S_a$ ), ou de déplacement spectral ( $S_d$ ). Si le PGA est adopté pour désigner l'intensité sismique, la courbe de fragilité en fonction de PGA pour un état d'endommagement particulier,  $d_s$ , sera exprimée sous la forme  $P [DS \geq ds | PGA]$ . Les états de dommages sont définis comme des dommages légers, modérés, étendus et complets. Un exemple de courbe de fragilité de ces états de dommages est illustré dans la Figure 1. 1.

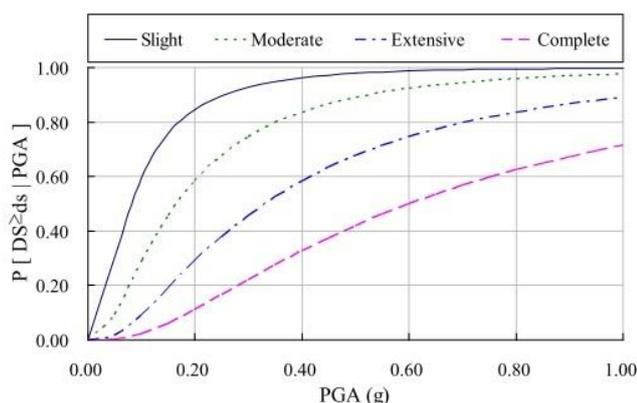


Figure 1. 1 Exemple de courbes de fragilité pour les dommages Léger, Modéré, Important et Complet.

En général, les courbes de fragilité peuvent être dérivées à l'aide de méthode analytiques (numériques) ou sur la base de méthodes empiriques (voir semi-empiriques). A l'absence des données empiriques adéquates, les méthodes analytiques ont souvent été utilisées pour élaborer des courbes de fragilité du pont ou d'un élément structurel d'un pont. De ce fait, les méthodes analytiques pour l'établissement des courbes de fragilité analytiques sont multiples : la méthode spectrale élastique [2][3], la méthode statique non-linéaire [4]–[7] et la méthode temporelle non-linéaire [8]–[12].

Donc, la méthode temporelle non-linéaire (Nonlinear Time History Analysis - NTHA) est considérée comme la méthode la plus rigoureuse pour estimer les demandes sismiques inélastiques des structures. Bien qu'elle ait été identifiée comme la méthode la plus longue et la plus exigeante en termes de calcul, les courbes de fragilité développées à l'aide de cette procédure sont censées avoir une meilleure fiabilité que celles développées à l'aide des autres méthodes. Afin d'estimer avec précision les réponses inélastiques de la structure, l'Analyse Dynamique Incrémentale (IDA) [13][14] est souvent utilisée. Cette méthode, basée sur la NTHA, utilise une série d'enregistrements sismiques (naturel ou artificiel) en utilisant des modèles d'éléments finis (ou autres) bien calibrés. Les courbes IDA peuvent être obtenues à partir d'une série de NTHA exprimant ainsi une relation entre les paramètres de demande d'ingénierie sélectionnés (EDP) et l'IM des mouvements du sol. Cette analyse est particulièrement avantageuse pour prédire avec précision les exigences sismiques des structures/ouvrages soumis à des charges latérales dynamiques lors d'un séisme.

Cependant, la modélisation numérique des phénomènes non linéaires nécessite des modèles de matériaux constitutifs très précis pour simuler avec finesse la réponse non linéaire d'un pont en BA. Des études antérieures se sont concentrées sur la proposition de techniques de modélisation avancées pour modéliser la réponse non linéaire des piles en BA, avec prise en compte des effets du glissement de la barre, du flambement de la barre et de la fatigue à faible cycle ([15]–[18]).

Le glissement des barres peut affecter d'une manière significative le déplacement latéral des éléments en BA sous des charges latérales [15]. Ce phénomène est causé par l'accumulation des contraintes sur la longueur d'ancrage des barres longitudinales. Cette

dernière est soumise à une force de traction lorsque la force des barres d'armature est transférée au béton environnant. Une fois que le béton de la zone d'extrémité de l'élément est fissuré, cette accumulation de la contrainte provoquera les glissements des armatures. Par conséquent, une augmentation du déplacement latéral des éléments en béton armé (BA). Des résultats expérimentaux ont démontré que la déformation causée à l'extrémité de la barre peut représenter jusqu'à 40% du déplacement latéral total [19]. Dans certains cas, cette contribution peut être plus importante par rapport au déplacement latéral dû à la déformation en flexion (le cas des structures en BA avec des mauvaises conditions d'ancrage ou dans le cas d'un ferrailage de confinement inadéquat). Des résultats d'analyses non-linéaires sous des charges monotones [20] et cycliques [21]–[23] ont prouvé l'importance d'inclure les effets du glissement des barres dans les réponses des colonnes. La contribution de l'effet du glissement des barres sur le comportement dynamique non-linéaire des structures en BA a été également abordée dans [24], [25].

D'autre part, le flambement des barres d'armature verticales est reconnu comme un phénomène important qui peut affecter de manière significative la réponse des éléments en BA, en particulier au stade final de la réponse inélastique [26]–[29]. Ce phénomène devient plus important lors de l'utilisation des armatures à haute résistance [18]. Cela est particulièrement dû au fait que l'utilisation d'un matériau à haute résistance comme armatures de renforcement entraînera des diamètres de barre relativement plus petits et un espacement plus important des étriers, ce qui se traduit par une augmentation de la flexibilité causée par la réduction de la rigidité des armatures. Des investigations expérimentales menées sur des poteaux en BA ont montré que le flambement des barres s'accompagne souvent d'une rupture de l'armature longitudinale due à un endommagement par fatigue à faible cycle [19], [30], [31]. Récemment, il a été observé, expérimentalement, que le flambement inélastique est l'un des paramètres clés affectant la durée de vie en fatigue à faible cycle des barres d'armature. Ce phénomène peut provoquer une rupture prématurée des armatures longitudinales en raison de la dégradation par fatigue de grande amplitude et à faible cycle [32], [33].

Bien que de nombreux chercheurs aient étudié l'influence de l'effet de ces phénomènes sur la réponse sismique non-linéaire des structures en BA, l'importance d'inclure le glissement, le flambement de la barre et la fatigue à bas-cycle dans l'évaluation de la performance sismique des colonnes en BA (en termes de courbes de fragilité) a été très peu étudiée [34]. Ce document traite cette lacune en proposant d'évaluer l'influence de ces trois phénomènes sur la performance sismique des piles de pont sélectionnées via le développement de courbes de fragilité.

## **1.2 Objectifs – Contributions**

Afin d'étudier l'importance d'intégrer le glissement, le flambement des barres et la fatigue à bas-cycle dans l'évaluation de la fragilité sismique des piles de ponts en BA, les calculs sont effectués selon cinq options pour six piles de pont sélectionnées. Les résultats

numériques ont été utilisés pour établir une relation comparative entre différentes options de calcul examinées. Le Tableau 1. 1 résume les détails des options de calcul retenues. Quant au Tableau 1. 2, il résume les principaux effets considérés dans cette étude.

L'effet individuel de la liaison du glissement sans inclusion du flambement de la barre et de la fatigue à bas-cycle est étudié en comparant les résultats numériques obtenus à partir du *modèle considérant la liaison parfaite* avec le *modèle incorporant uniquement le glissement de la barre*.

L'effet individuel du flambement des barres sans inclusion de la fatigue à bas- cycle est étudié en comparant les résultats numériques obtenus à partir du *modèle incorporant uniquement le glissement des barres* avec le *modèle incorporant le glissement des barres + flambement*.

De la même manière, les effets individuels de la fatigue à bas cycle avec la prise en compte du glissement inélastique de la barre sont étudiés en comparant les résultats numériques obtenus à partir du *Modèle intégrant glissement des barres + flambement* avec le *Modèle considérant liaison parfaite + flambement + fatigue*.

Les effets combinés sont également traités dans cette étude, citons :

- (i) Les effets combinés du flambement inélastique de la barre et de la dégradation par fatigue à bas cycle sans inclure le glissement de la barre sont étudiés en comparant les résultats numériques obtenus à partir du *Modèle considérant la liaison parfaite* et le *Modèle considérant la liaison parfaite + le flambement + la fatigue*.
- (ii) Les effets combinés du flambement inélastique de la barre et de la dégradation par fatigue à faible cycle avec l'inclusion du glissement de la barre sont étudiés en comparant les résultats numériques obtenus à partir du *Modèle incorporant glissement de la barre uniquement* et le *Modèle incorporant le glissement + flambement + fatigue*.
- (iii) Les effets combinés du glissement, du flambement de la barre et de la fatigue à bas-cycle sont étudiés en comparant les résultats numériques obtenus à partir du *Modèle considérant la liaison parfaite* et le *Modèle incorporant glissement de barre + flambement + fatigue*.

En outre, on propose d'étudier les effets du glissement, du flambement de la barre et de la fatigue à bas-cycle sur les aspects suivants :

- 1) La capacité sismique des piles de pont en BA en comparant les états de dommage en flexion fournis par l'analyse statique non linéaire push-over,
- 2) Les demandes sismiques inélastiques des piles de pont en BA sous de forts enregistrements sismiques en utilisant l'analyse dynamique incrémentale (IDA),
- 3) La vulnérabilité relative aux piles du pont à l'aide de Modèles de Demande Sismique Probabilistes (PSDM) extraits des résultats des analyses IDA.

La comparaison basée sur l'analyse statique non-linéaire cyclique et monotone peut mener à une évaluation rapide de l'importance des effets mentionnés au-dessus. Sur la base des résultats obtenus, seuls les effets les plus importants seront pris en compte dans la suite de notre investigation numérique.

Il est important de noter que tous les modèles numériques sont établis à l'aide d'un programme OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Le logiciel est doté de plusieurs lois de comportements non linéaires et permet de réaliser des analyses de structures par la méthode des éléments finis.

Tableau 1. 1 Définition des options de calcul.

Option	Glissement des barres longitudinales dû à la pénétration des contraintes est considéré ?	Le modèle en acier d'armature introduit le flambement inélastique ?	Le modèle du flambement de l'acier d'armature est-il combiné avec le modèle de dégradation par fatigue à faible cycle ?
Modèle considérant la liaison parfaite <sup>(a)</sup> <sup>(b)</sup>	Non	Non	Non
Modèle considérant liaison parfaite <sup>(a)</sup> + flambement + fatigue	Non	Oui	Oui
Modèle incorporant glissement des barres <sup>(b)</sup>	Oui	Non	Non
Modèle incorporant glissement de barre + flambement	Oui	Oui	Non
Modèle intégrant glissement de barre + flambage + fatigue	Oui	Oui	Oui

<sup>(a)</sup> Dans ce cas, d'une liaison parfaite entre l'acier et le béton est considérée.

<sup>(b)</sup> Dans ce cas, où le modèle uniaxial du matériau acier ne tient pas compte de la dégradation cyclique due au flambement et à la fatigue des barres.

Tableau 1. 2 Principaux effets pris en compte dans l'étude.

Option	Glissement des barres	Flambement des barres	Fatigue à bas cycle des barres	Effets combinés		
				Flambement + Fatigue (Glissement est négligé)	Flambement + Fatigue (Glissement incorporé)	Glissement + Flambement + Fatigue
Modèle considérant la liaison parfaite <sup>(a)</sup>	×			×		×
Modèle considérant liaison parfaite <sup>(a)</sup> + flambement + fatigue				×		
Modèle incorporant glissement des barres <sup>(b)</sup>	×	×			×	
Modèle incorporant glissement de barre + flambement		×	×			
Modèle intégrant glissement de barre + flambage + fatigue			×		×	×

### **1.3 Plan de la thèse**

Ce document est organisé en cinq chapitres. Ce premier chapitre nous a permis de présenter le contexte, les motivations et les objectifs de cette thèse.

Le deuxième chapitre présente une synthèse bibliographique de l'ensemble des travaux de recherche sur les différentes approches ou méthodes de développement des courbes de fragilité. Une attention particulière est accordée à la méthode analytique vue son statut très particulier dans l'étude de la fragilité sismique des ponts ou des piles de pont. Ce chapitre présente en détail la méthode d'évaluation des performances sismiques probabilistes utilisant la méthode analytique qui dépend des caractéristiques des états d'endommagement et de la sélection de l'intensité de mesure appropriée.

Le troisième chapitre présente les phénomènes importants du glissement, du flambement et de la rupture par fatigue des barres. Les méthodes de modélisations de ces phénomènes sont exposées dans ce chapitre.

Le quatrième chapitre décrit les configurations des piles de pont en BA considérées dans cette étude. Le chapitre expose également les techniques de modélisation par éléments finis. Une technique de modélisation proposée par Kashani et al [17] a été utilisée dans notre modèle afin de tenir compte de la réponse d'adoucissement post-flambement des barres d'armature. Ce chapitre est consacré aussi à la présentation des modèles de matériaux uniaxiaux et des paramètres de modélisation puis à la validation des modèles par des exemples des piles de pont simulés numériquement. Les piles seront calibrées et validées à l'aide des données expérimentales issues de la base de données de PEER.

Le dernier chapitre, présente une étude de sensibilité préliminaire et discute des résultats numériques sur des séries de modèles des piles de pont. Les résultats obtenus analytiquement sont discutés en termes d'analyses cycliques et monotones. Cela pourrait donner une évaluation rapide de l'importance des effets mentionnés ci-dessus (énumérés dans le Tableau 1. 2) sur la réponse non linéaire des piles du pont étudiées ici. Sur la base des résultats obtenus, les effets les plus importants seront étudiés en termes d'analyse dynamique incrémentales (IDA). Puis, une évaluation de la vulnérabilité sismique par des courbes de fragilité par rapport aux différentes séries est nécessaire afin de démontrer la sensibilité d'introduire les phénomènes de la liaison de glissement, du flambement ainsi que de la fatigue à bas-cycle des barres d'acier dans les modèles numériques.

Ce document est clôturé par une conclusion sur l'intérêt du travail et les résultats obtenus. Ensuite les perspectives offertes à courts et moyens termes par les approches développées sont présentées.



## Chapitre 2

# Evaluation de la fragilité sismique

### 2.1 Introduction

Les dommages observés après de violents tremblements de terre (à titre d'exemple, les tremblements de terre de San Fernando de 1971, de Northridge aux États-Unis en 1994, de Kobe au Japon en 1995, de Marmara en Turquie en 1999 et le tremblement de terre de Chi-Chi à Taiwan en 1999) peuvent perturber gravement les installations de transport et les itinéraires d'urgence et d'évacuation. De ce fait, les expériences passées ont montré que les ponts sont les composants les plus vulnérables des systèmes de transport routier. Les ponts subissant une grande déformation latérale sont sujets à d'importantes déformations résiduelles rendant les ponts inutilisables et nécessitent une réhabilitation ou un remplacement majeur. Par conséquent, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers situés dans les régions sujettes aux tremblements de terre et la détermination de leurs niveaux de performance sous les actions sismiques jouent un rôle important pour la sécurité des systèmes de transport [35].

L'évaluation de la vulnérabilité d'un pont passe par une évaluation de la vulnérabilité de ces piles qui sont l'un des composants les plus critiques. Une évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts ou piles de pont peut être effectuée sur la base des courbes de fragilité en utilisant des approches probabilistes ou déterministes. Ainsi, la fiabilité des résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique dépend de la fiabilité des courbes de fragilité [36].

La procédure du développement des courbes de fragilité est une tâche complexe qui dépend de la variabilité des paramètres structurels des ponts, des définitions de l'état d'endommagement ainsi que des incertitudes des paramètres des tremblements de terre. En outre, les courbes de fragilité sont très sensibles aux choix liés à la méthode d'analyse, l'idéalisation structurelle et l'aléa sismique. Par conséquent, les courbes de fragilité déterminées par différents chercheurs présentent souvent une incohérence substantielle même pour le même pont, le même site local et la même sismicité.

Dans ce chapitre, nous commencerons par rappeler la définition ainsi que les différentes formes de courbes de fragilité, à savoir les fonctions de fragilité basées sur les experts, les fonctions de fragilité empirique et les fonctions de fragilité analytique. Une attention particulière est accordée à la dernière méthode vue son caractère particulier dans l'étude de la vulnérabilité sismique des ponts ou piles de pont. Ensuite, nous présenterons une synthèse bibliographique de l'ensemble des travaux de recherche sur les différentes approches ou méthodes de développement des courbes de fragilité analytiques. La synthèse présentée couvre essentiellement les travaux de recherche basés sur l'analyse spectrale élastique, l'analyse statique non-linéaire et l'analyse temporelle non-linéaire. Enfin, et conformément aux objectifs de cette thèse, nous exposerons en détail la méthode d'évaluation des performances sismiques probabilistes dépendant des caractéristiques des états d'endommagement et de la sélection de l'intensité de mesure appropriée.

## 2.2 Les fonctions de fragilité

La courbe de fragilité représente simplement la probabilité de la demande sismique imposée à la structure (D) qu'elle soit supérieure ou égale à la capacité de la structure (C). Cette relation est conditionnée par une mesure d'intensité sismique du mouvement du sol (IM) sélectionnée représentant le niveau d'action sismique pour un état limite de dommage (LS) spécifique. Donc, la fragilité est définie comme la probabilité conditionnelle d'atteindre ou de dépasser un état d'endommagement pour une intensité donnée « y » d'excitation au sol. De ce fait, la fragilité ou la probabilité conditionnelle peut être exprimée comme suit :

$$\text{Fragility} = P[\text{LS}|\text{IM} = y] \quad (2.1).$$

La Figure 2. 1 illustre une représentation graphique de la forme continue de cette fonction.

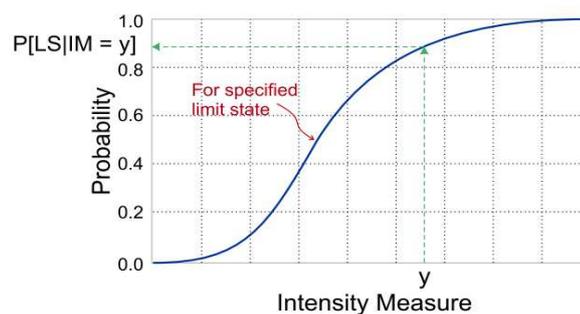


Figure 2. 1 Exemple de courbe de fragilité pour un état de dommage spécifique.

## **2.3 Différentes formes de courbe de fragilité**

Il existe différentes manières d'obtenir des courbes de fragilité en tenant compte des données de réponse des ponts, qui peuvent être obtenues à partir des avis d'experts (jugement), des observations de terrain (dommages des ponts post-séisme) ou des résultats d'analyses avancées utilisant des modèles analytiques. Chaque source de données a des avantages et des inconvénients associés. Le développement des courbes de fragilité des ponts à l'aide de données expérimentales peut être pris en compte comme solution alternative lorsque les améliorations des techniques d'essai à grande échelle sont envisagées. Par conséquent, les fonctions de vulnérabilité des ponts peuvent être subjectives, empiriques ou analytiques selon le type de données de réponse de pont utilisées. Les sections suivantes donnent un aperçu des méthodes basées sur les experts, des méthodes empiriques et analytiques.

### **2.3.1 Fonctions de fragilité basées sur les avis des experts**

Les courbes sont élaborées à partir des questionnaires des experts sur la probabilité d'endommagement d'un pont. Les experts notaient leur expérience sur le terrain en utilisant une échelle de zéro à dix. Une fois les questionnaires complétés et analysés, les résultats ont été remis aux experts pour un second regard. Les experts autorisaient à examiner les résultats globaux et à les comparer avec leurs réponses initiales et à apporter les modifications qu'ils jugeaient nécessaires. Ces résultats ont ensuite été compilés et rapportés sous forme de matrices de probabilité d'endommagement pour les ponts dans le rapport ATC-13 [37] (Applied Technology Council) et ont ensuite été utilisés dans le rapport ATC-25 [38]. Le Tableau 2. 1 présente une forme générale de la matrice de probabilité d'endommagement définie dans l'ATC-13 [37].

Il existe plusieurs préoccupations majeures concernant cette méthodologie, dont l'une est la subjectivité de la procédure (peu de corrélation, voir aucune, avec les rapports réels de dommages dus aux tremblements de terre). Ces derniers sont basés uniquement sur l'expérience et le nombre d'experts interrogés. Une autre préoccupation est que les matrices de probabilité de dommage (Damage Probability Matrices - DPM) ont été créées pour seulement deux classes de ponts, majeurs (travées de plus de 500 pieds) et conventionnels (travées de moins de 500 pieds).

Tableau 2. 1 Forme générale de la matrice de probabilité de dommages dans l'ATC-13

Damage state	Intervalle du facteur de dommage (%)	Intervalle du facteur central (%)	Probabilité de dommages en Pourcentage par MMI et l'état de dommage						
			VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Aucun	0	0	95	49	30	14	3	1	0.4
Très Léger	0-1	0.5	3	38	40	30	10	3	0.6
Léger	1-10	5	1.5	8	16	24	30	10	1
Modéré	10-30	20	0.4	2	8	16	26	30	3
Etendu	30-60	45	0.1	1.5	3	10	18	30	18
Majeur	60-100	80	-	1	2	4	10	18	39
Ruine	100	100	-	0.5	1	2	3	8	38

1 –Aucun : aucun dommage.

2 – Très Léger : Dommages mineurs localisés limités ne nécessitant pas de réparation.

3 - Léger : Dommages localisés importants de certains composants ne nécessitant généralement pas de réparation.

4 - Modéré : Dommages localisés importants de nombreux composants nécessitant une réparation.

5 - Etendu : Dommages importants nécessitant des réparations majeures.

6 - Majeur : Dommages importants et étendus pouvant entraîner la démolition ou la réparation de l'installation.

7 – Ruine : Destruction totale de la majeure partie de la structure.

### 2.3.2 Fonctions de fragilité empirique

Les courbes de fragilité empiriques sont basées sur l'observation réelle des dommages structurels après un séisme (Post-tremblement de terre). Les courbes de fragilité empiriques sont générées à partir d'une méthodologie présentée et démontrée par plusieurs groupes de chercheurs après les tremblements de terre de Loma-Prieta et Northridge [39], [40]. Bien que cette méthode soit relativement simple, elle présente certains inconvénients et limitations. La première limitation est la difficulté d'obtenir un nombre adéquat de ponts appartenant à une classe de ponts qui se trouvent dans un état d'endommagement spécifique. Lorsque c'est le cas, il est compliqué d'obtenir des résultats statistiquement significatifs [41]. Une deuxième limitation notée par Basoz et Kiremidjian[39] lors de la génération des courbes de fragilité est que l'intensité du mouvement du sol différerait selon l'expert qui les avait générés. Une dernière limitation des courbes de fragilité empiriques est la présence d'un écart entre les niveaux de dommages attribués au pont par deux inspecteurs différents [42].

### 2.3.3 Fonctions de fragilité analytique

En raison de l'insuffisance des données enregistrées sur les dommages et de la subjectivité dans la définition des états de dommages. L'application des fonctions de fragilité empiriques est limitée. En revanche, les fonctions de fragilité analytique sont de plus en plus utilisées à la fois dans la recherche scientifique ainsi que dans les applications pratiques basées sur des analyses numériques [1], [12], [43].

Les fonctions de fragilité analytiques peuvent être développées en utilisant une variété de méthodes telles que :

### 2.3.3.1 Méthode spectrale élastique

La méthode spectrale élastique est l'approche la plus simple et la moins coûteuse en temps pour générer les courbes de fragilité. Yu et al.[2] ont montré l'utilité de cette approche pour évaluer la vulnérabilité sismique des ponts routiers du Kentucky. Ils ont modélisé chacun des piliers du pont comme des structures à un degré de liberté (SDOF), puis ont estimé leur réponse en utilisant un spectre de réponse élastique. Les dommages des structures sont évalués par le rapport entre la capacité et la demande sismique. Cette dernière a été déterminée à partir d'une analyse spectrale élastique. Les résultats de ces calculs sont ensuite assemblés dans une matrice de fréquence de dommages, utilisée pour générer des courbes de fragilité.

Jernigan et Hwang[3] affirment que les résultats de cette méthodologie se comparent raisonnablement bien à ceux générés à l'aide d'une méthode plus rigoureuses.

### 2.3.3.2 Méthode statique non-linéaire

La méthode statique non-linéaire est une approche alternative, souvent appelée la méthode du spectre de capacité. La méthodologie d'élaboration des courbes de fragilité par cette méthode a été utilisée par différents chercheurs [4]–[7]. En effet, la méthodologie utilise l'intersection d'un spectre de capacité avec un spectre de demande.

Le spectre de capacité est développé en générant d'abord une courbe de poussée statique non linéaire d'une structure ou élément structural. Ce Pushover est généré par un chargement incrémental pour un modèle de chargement qui est cohérent avec son mode de réponse dominant. Le spectre de capacité est une courbe de poussée statique représentée par une relation force-déplacement qui peut ensuite être converti en un spectre de capacité (accélération spectrale Vs. déplacement spectral) comme le montre la Figure 2. 2 [44].

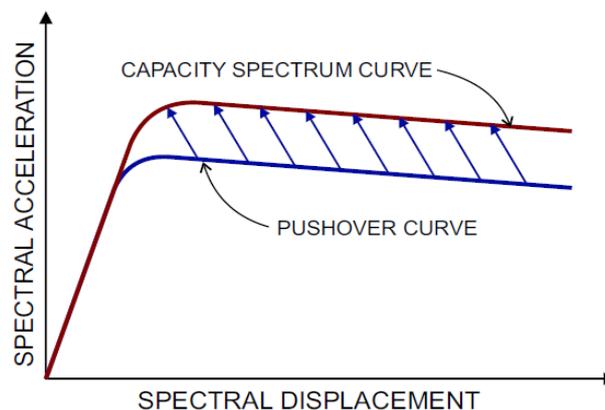


Figure 2. 2 Conversion de la courbe pushover en spectre de capacité[44].

La demande est représentée par un spectre de réponse réduit tracé sous forme d'un spectre de réponse Accélération-Déplacement. Donc, le système de coordonnées traditionnel  $S_a$  en fonction de la période  $T$  peut être transformé en un système de

coordonnées  $S_a$  en fonction de  $S_d$ . Comme le montre la Figure 2. 3. Où la période,  $T$ , est représentée par des lignes provenant de l'origine.

Les spectres de capacité et de demande peuvent être placés sur la même figure pour déterminer la réponse maximale du pont. Cette réponse maximale serait déterminée en localisant l'intersection des deux courbes. Cependant, lorsque l'incertitude sur la capacité et la demande est prise en compte, chaque courbe est alors représentée par une distribution probabiliste comme le montre la Figure 2. 4. Les courbes de fragilité sismique peuvent ensuite être générées à partir de ces spectres en les évaluant à des états limites prédéfinis.

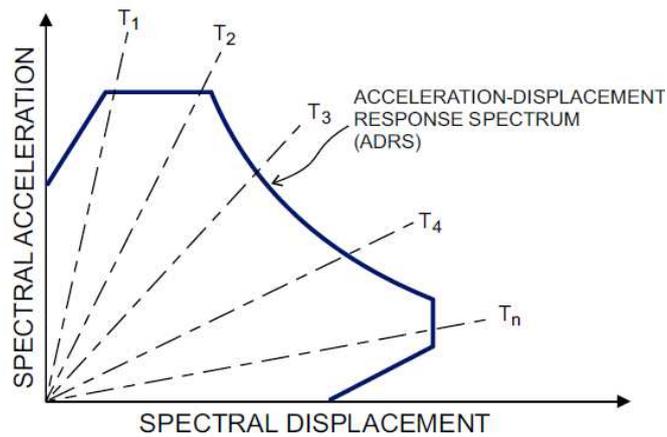


Figure 2. 3 Spectre de réponse Accélération- Déplacement

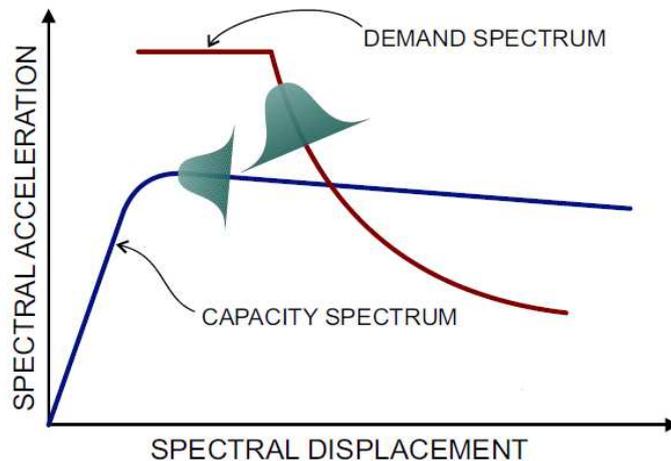


Figure 2. 4 Représentation probabiliste de la capacité et de la demande de spectres probabilistes [45].

### **2.3.3.3 La méthode temporelle non-linéaire**

La méthode temporelle non-linéaire (Nonlinear Response History Analysis - NRHA) est considérée comme la méthode la plus rigoureuse pour estimer les demandes sismiques inélastiques des structures. Les courbes de fragilité développées à l'aide de cette procédure sont censées avoir une meilleure fiabilité que celles développées à l'aide des procédures analytiques susmentionnées[3]–[7]. Cette méthode a été utilisée de différentes manières pour développer les courbes de fragilité [8]–[12]. La méthodologie de l'approche NRHA est décrite en général comme suit (voir la Figure 2. 5) :

La première étape consiste à sélectionner une série d'enregistrements sismique (accélérogrammes) qui est appropriée et représentative de la zone géographique ciblée. Le mouvement sismique du sol est représenté par des caractéristiques telles que la magnitude et les distances épacentrales. Ensuite, les propriétés structurelles (la géométrie et les caractéristiques des matériaux) sont définies. Une analyse non-linéaire temporelle est effectuée pour chaque structure ou élément de structure. En effet, des réponses structurelles maximales de chaque élément (par exemple, ductilités des colonnes, déformation des appareils d'appuis, déplacement des culées, etc.) sont collectées.

En utilisant les réponses maximales des composants du pont, un Modèle De Demande Sismique Probabiliste (PSDM) peut ensuite être généré en utilisant une analyse de régression. Cornell et all.[46] ont décrit une méthodologie utilisant l'analyse de régression pour générer un Modèle PSDM, comme illustre la Figure 2. 6.

A cette étape, une définition de l'état limite (capacité) de chaque composant à l'aide des méthodes d'expertes, expérimentales et/ou analytiques est choisie. La réponse structurelle est traduite en termes d'EDP (Engineering Demande Parameters) et la combinaison des deux dernières étapes c.à.d. le Modèle de Demande Sismique Probabiliste et la capacité structurelle permette l'élaboration des courbes de fragilité par une distribution log-normale.

Un résumé des méthodes d'élaboration des courbes de fragilité et certaines caractéristiques de base sont présentés dans le Tableau 2. 2 [47].

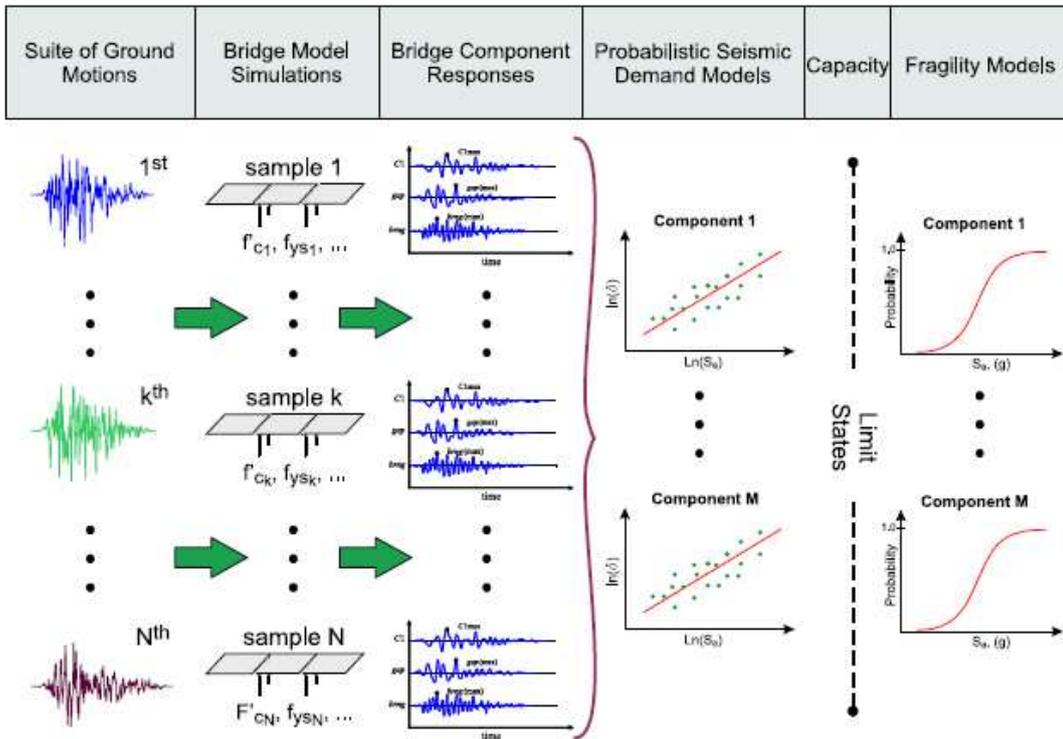


Figure 2. 5 Génération de la courbe de fragilité analytique en utilisant des analyses temporelles non linéaires [48].

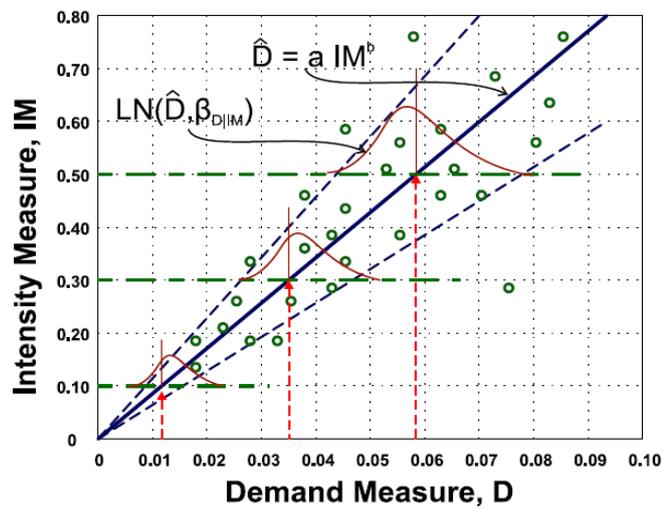


Figure 2. 6 Modèle de Demande Sismique Probabiliste [46].

Tableau 2. 2 Différentes catégories des courbes de vulnérabilité [47].

	<i>Catégories</i>	<i>Caractéristiques</i>
Courbes de fragilité basées sur les experts	Caractéristiques	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Basé sur l'avis d'experts</li> <li>- Les courbes peuvent être facilement faites par l'inclusion de tous les facteurs</li> </ul>
	Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La fiabilité des courbes dépend de l'expérience individuelle des experts consultants.</li> <li>- Une prise en compte des types structurels locaux, des configurations typiques, des détails et des matériaux incohérents aux prédictions de vulnérabilité des experts.</li> </ul>
Courbes de fragilité empirique	Caractéristiques	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Basé sur l'enquête post-séisme.</li> <li>- Plus réaliste</li> </ul>
	Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Très spécifique à une sismo-tectonique particulière.</li> <li>- Les données d'observation utilisées ont tendance à être rares et fortement regroupées dans une faible plage d'intensité de mesure.</li> <li>- Inclure des erreurs dans la classification des dommages structurels.</li> </ul>
Courbes de fragilité analytiques	Caractéristiques	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Des distributions de dommages simulées à partir des analyses.</li> <li>- Fiabilité accrue de l'estimation de la vulnérabilité pour différentes structures.</li> </ul>
	Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Effort et temps de calcul substantiel impliqué et limitations des capacités de modélisation.</li> <li>- Le choix de la méthode d'analyse, de l'idéalisation, de l'aléa sismique et des modèles de dommages influence les courbes dérivées et se sont avérés entraîner des écarts importants dans les évaluations des risques sismiques.</li> </ul>

## 2.4 Evaluation des performances sismiques probabilistes

Comme mentionné précédemment, le Modèle de Demande Sismique Probabiliste (Probabilistic Seismic Demand Model - PSDM) est parmi les méthodes analytiques les plus fiables pour développer les courbes de fragilité [7]. Le PSDM fournit une corrélation logarithmique entre la demande médiane à la mesure d'intensité (IM) à partir des résultats obtenus de l'Analyse Dynamique Incrémentale (Incremental Dynamic Analysis- IDA) et de la fonction de loi de puissance[46].

Le PSDM peut être développé par deux approches : l'approche de mise à l'échelle (Scaling approach) [49], [50] et l'approche des nuages (Cloud approach) [1], [12], [43].

$$EDP = a(IM)^b \quad (2.2).$$

$EDP = a(IM)^b$  (2.2) peut être transformée comme suit :

$$\ln(EDP) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad (2.3).$$

Où  $a$  et  $b$  sont des coefficients de régression obtenus à partir des résultats d'analyses temporelles non-linéaire. La Figure 2. 7 illustre la nature de la régression dans l'espace transformé en distributions log-normales. En effet, la variation mesurée autour de la moyenne ( $\ln(\hat{EDP})$ ) qui est notée  $\sigma$ , est une estimation de l'écart-type log-normal conditionnel.

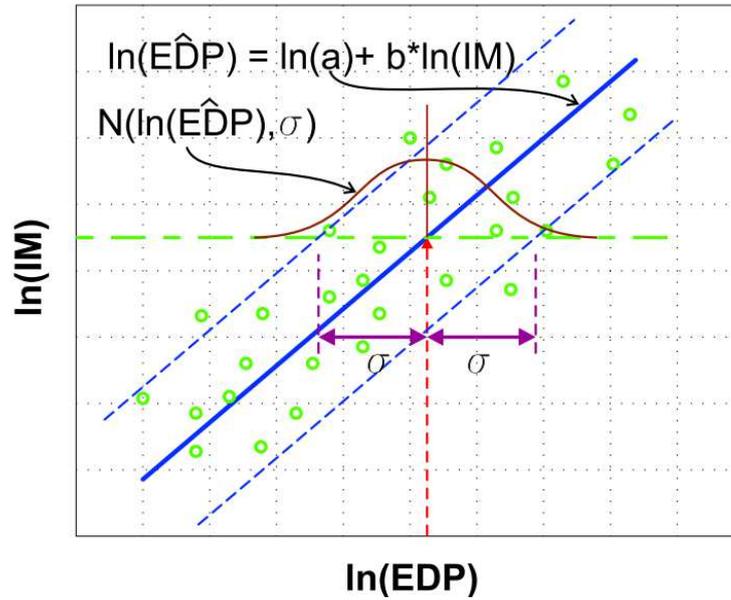


Figure 2. 7 Illustration du PSDM dans l'espace transformé.

La dispersion de la demande ( $\beta_{EDP|IM}$ ) est conditionnée par IM [51]. Elle peut être estimée par :

$$\beta_{EDP|IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\ln(EDP) - \ln(aIM^b))^2}{N-2}} \quad (2.4).$$

En utilisant les Modèles Probabilistes de Demande Sismique (PSDM) et les états limites correspondant à différents états d'endommagement, il est désormais possible de générer des courbes de fragilités (c'est-à-dire la probabilité conditionnelle d'atteindre un certain état d'endommagement (Limite State-LS) pour un IM donné) en utilisant [52] :

$$P \left[ \frac{LS}{IM} \right] = \Phi \left[ \frac{\ln(IM) - \ln(IM_n)}{\beta_{comp}} \right] \quad (2.5).$$

$\Phi [.]$  est la fonction de distribution cumulative normale standard.  $\ln (IM_n)$  est définie comme la valeur médiane de l'intensité de mesure pour un état d'endommagement choisi,  $a$  et  $b$  sont les coefficients de régression des PSDM et  $\beta_{comp}$  est la composante de dispersion [52].

$$\ln(IM_n) = \frac{\ln(S_c) - \ln(a)}{b} \quad (2.6).$$

$$\beta_{comp} = \frac{\sqrt{\beta_{EDP/IM} + \beta_c^2}}{b} \quad (2.7).$$

$S_c$ ,  $\beta_c$  sont la médiane et la valeur de dispersion de l'état de dommage respectivement. Donc afin d'élaborer les courbes de fragilité pour chaque état de dommage, il est nécessaire d'évaluer ces derniers.

### 2.4.1 Caractérisation des états d'endommagement

La détermination des paramètres d'endommagement des structures et de leurs états limites correspondants est l'une des étapes significatives pour l'élaboration des courbes de fragilité analytiques. Les états limites d'endommagement ont une influence directe sur la fiabilité des courbes de fragilité.

L'état limite de dommage peut être défini comme le point ultime au-delà duquel la structure ne peut plus satisfaire le niveau de performance spécifié. De plus, chaque état limite d'endommagement a également une interprétation fonctionnelle et opérationnelle. Diverses définitions d'états limites qualitatives et quantitatives sont disponibles dans la littérature pour différents états de dommages des structures.

Les définitions qualitatives des états limites d'endommagement des structures sont disponibles dans différents codes et études. Quatre états de dommages tels que définis par HAZUS-MH [53] sont couramment adoptés dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures d'ingénierie, à savoir les dommages légers, modérés, étendus et d'effondrement. La description qualitative des quatre états de dommage pour des piles de pont est donnée dans le Tableau 2. 3.

Tableau 2. 3 États limites d'endommagement qualitatif pour les piles de pont [53].

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

Les états d'endommagement sont souvent élaborés sur la base d'un jugement d'experts, d'une enquête post-séisme ou des résultats expérimentaux. Cependant, en absence des résultats expérimentaux ou de rapport de reconnaissance post-séisme; des méthodes basées sur les analyses sont souvent adoptées pour développer des états d'endommagement correspondant à différents niveaux fonctionnels. Des définitions quantitatives sont exprimées en termes variables locales ou globales. Ces déformations peuvent être exprimées en termes de Paramètres de Demande d'Ingénierie (EDP).

Les EDP peuvent être considérées comme des quantités de réponse structurelle, utilisés pour évaluer les performances des composants structurels et non structurels [54], exprimé en demande de déformation de la colonne, ductilité de courbure de la colonne ([55], [56]), ductilité de déplacement [57], un drift résiduel ([58], [59]) ou un drift maximum([55], [57]) etc. Une grande attention doit être accordée à la sélection des paramètres de demande d'ingénierie appropriés pour définir les états limites d'endommagement d'une structure afin d'obtenir des courbes de fragilité fiables.

Par ailleurs, d'autres états d'endommagement locaux peuvent être définis comme critères de performance[60], [61] à savoir: a) élasticité des aciers longitudinaux; b) écrasement du béton confiné; c) flambement et d) rupture des barres d'acier longitudinales. Ces quatre états d'endommagement par flexion peuvent être obtenus en utilisant l'analyse pushover statique non linéaire et peuvent être calculés par les limites de déformation du béton confiné et des aciers longitudinaux.

L'élasticité des aciers longitudinaux est supposée atteinte lorsque la déformation de l'acier atteint le rapport entre la limite d'élasticité et le module d'élasticité des barres d'acier. L'écrasement du béton confiné est supposé produit lorsque la déformation du béton confiné varie entre 0.015 à 0.05 selon les recommandations données par Paulay and Priestley [62]. La valeur moyenne de la déformation du béton confiné est de 0.033, est utilisée comme

une valeur de référence par Pang et al [61]. La prédiction du flambement et la rupture des barres d'acier peuvent utiliser la déformation en traction des armatures longitudinales déterminée par les équations de Berry et Eberhard [63].

En fait, chaque modèle d'état limite est supposé suivre une distribution log-normale à deux paramètres ; la médiane ( $S_c$ ) et la dispersion ( $\beta_c$ ). Pour définir les dispersions, une approche prescriptive décrite par Nielson [52] est suivie. Les valeurs de dispersion sont calculées à l'aide de l'équation suivante [52].

$$\beta_c = \sqrt{\ln(1 + COV^2)} \quad (2.8).$$

Les valeurs du COV pour différents états limites sont calculées sur la base de la distribution probabiliste des différents états limites. Ces valeurs ont donné des valeurs de dispersion ( $\beta_c$ ) similaires à celles décrites par d'autres chercheurs [52].

#### 2.4.2 Sélection de l'intensité de mesure appropriée

Les courbes de fragilité sont conditionnées par la mesure d'intensité sismique du mouvement du sol. La sélection d'une mesure d'intensité optimale est une tâche difficile et demeure un sujet d'actualité. Il n'existe pas de méthode spécifique, mesurant l'intensité optimale, à utiliser dans les analyses de fragilité. Plusieurs mesures d'intensité sont proposées et utilisées pour l'élaboration de courbes de fragilité par différents chercheurs.

En général, les mesures d'intensité de mouvement du sol existantes peuvent être classées en deux groupes en fonction de leur pratique de calcul. Pour le premier groupe, les intensités de mesure peuvent être directement calculées à partir des enregistrements sismiques, tels que l'accélération maximale du sol (PGA)[64], la vitesse maximale du sol (PGV)[65], etc. Dans le second groupe, les intensités de mesure peuvent être définies par un spectre de réponse du mouvement sismique, telles que des valeurs spectrales et des paramètres d'intensité spectrale[52], [66].

En raison de l'efficacité, de l'aspect pratique et de la calculabilité des risques, de nombreux chercheurs[56], [67] ont suggéré la PGA comme intensité de mesure optimale pour l'évaluation de la fragilité des ponts ou piles de ponts. L'une des principales raisons pour lesquelles la PGA est la mesure d'intensité la plus courante est qu'elle peut être simplement obtenue à partir des enregistrements de mouvement du sol sans aucune information supplémentaire sur les propriétés structurelles à utiliser dans le calcul. En effet, le critère le plus important dans le choix d'une mesure d'intensité appropriée est le niveau suffisant de corrélation entre le degré de dommages sismiques subis par le pont et le niveau de danger du mouvement du sol. Par conséquent, la fiabilité des courbes de fragilité est proportionnelle au niveau de corrélation entre les dommages sismiques et la mesure d'intensité choisie.

## **2.5 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons commencé par rappeler des notions de base sur les courbes de fragilités. Nous avons ensuite présenté les travaux de recherches basés sur les différentes méthodes de développement des courbes de fragilité analytique. Nous avons terminé ce chapitre par une présentation détaillée de la méthode d'évaluation des performances sismiques probabilistes utilisée dans la suite de cette thèse en exposant son principe et ces différentes formulations.

Le chapitre suivant, entame un rappel des descriptions et des approches de modélisation des phénomènes caractérisant la liaison acier-béton, le flambement des barres longitudinales et la rupture par fatigue des barres d'acier.



## Chapitre 3

# Les phénomènes du, Glissement, flambement & Rupture par fatigue des barres longitudinales

### 3.1 Introduction

Afin de modéliser la réponse non linéaire des colonnes en BA, il est nécessaire d'utiliser une technique de modélisation avancée en tenant compte des effets du glissement, du flambement de la barre et de la fatigue à bas cycle dans les analyses non linéaires.

Le glissement dans la semelle du poteau ou dans les zones de jonction poteau-poutre peut conduire à une réduction importante de la rigidité, de la résistance, ainsi que de l'énergie de dissipation de l'élément structurel. Par conséquent, ce phénomène pourrait affecter de manière significative le déplacement latéral total des éléments en béton armé (BA) sous charge latérale [68].

D'autre part, le flambement des armatures verticales est reconnu comme un phénomène important qui peut affecter de manière significative la réponse des éléments en BA [26], [69], en particulier au stade final de la réponse inélastique [17]. A cet effet, le flambement et par la suite la fracture par fatigue à bas cycle est l'un des principaux modes de rupture des piles/colonnes soumise à la flexion sous chargement sismique [70]–[74]. Les détails de descriptions et les approches de modélisations de ces phénomènes sont exposés ci-après.

### 3.2 Description de l'adhérence par glissement acier-béton

La liaison Acier-Béton correspond à l'interaction physique entre l'acier d'armature et le béton environnant. L'adhérence par glissement Acier-Béton se produit sur une zone d'interface permettant le transfert progressif des efforts et des contraintes entre les deux corps en contact. Ce phénomène est présent dans tous les éléments en béton armé. Il se produit sous différentes sollicitations à différents endroits. Dans ce qui suit, on s'intéresse particulièrement aux piles en béton armé. Ainsi, le glissement étudié se manifeste au niveau des liaisons.

L'extrémité chargée d'une barre ancrée présente un glissement à l'interface de connexion résultant de la différence de déformation accumulée entre la barre d'acier et le béton d'intérieur. Ainsi, une fissure se forme à l'interface de connexion et une rotation d'extrémité fixe se produit à l'élément de flexion. Comme le montre la Figure 3. 1, une armature de renfort encastrée dans la semelle accumulera des déformations sur la longueur de développement sous une charge de traction. L'accumulation de cette déformation entraînera l'extension des barres d'armature, provoquant ainsi un glissement de l'ancrage à l'interface pied de la colonne. Ce mécanisme est également appelé l'effet de pénétration de la déformation [15], [75].

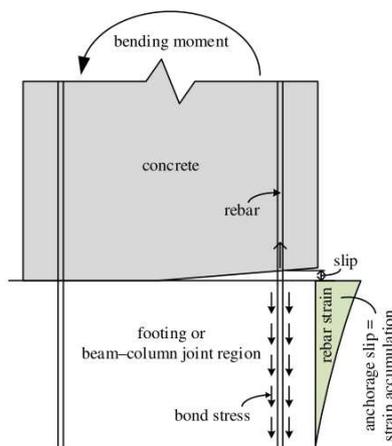


Figure 3. 1 Mécanisme de la pénétration de déformation dû au glissement des barres d'armatures[76].

Par ailleurs, bien que cette dégradation ne signifie pas la ruine totale et immédiate de la structure, elle implique localement une diminution importante de la résistance. Une redistribution des forces et des contraintes internes affecte finalement la réponse structurale attendue lors des chargements extrêmes, ainsi que la durée de vie de la structure.

Des études expérimentales et numériques (par exemple, [76]–[78]) ont montré que le glissement des armatures dans les éléments de béton adjacents (semelles ou joints) peut contribuer de manière significative au déplacement latéral total d'une colonne en béton

armé et donc affecter de manière importante la réponse sismique d'une structure en béton armé.

Des résultats expérimentaux rapportés par Pacific Earthquake Engineering Research 'PEER' ([19], [79], [80]) ont montré que la rotation à l'extrémité fixe contribue de 15% jusqu'au 35% à la déformation latérale des éléments en flexion. En effet, cette contribution peut être plus importante que les déformations en flexion, pour les poteaux avec des armatures longitudinales dans des conditions d'ancrage moins favorables [81]. Par conséquent, pour une meilleure prédiction des réponses sismiques d'une colonne en BA, ce phénomène doit être pris en compte dans les modèles numériques[21].

### **3.3 Mécanisme du glissement des barres**

Une investigation du comportement de la liaison Acier-béton permet une évaluation compréhensive du mécanisme de glissement [82]. Trois phénomènes physiques contribuent au glissement des barres :

- Une adhésion physico-chimique ; directement liées à la composition de chacun d'entre eux et à leur mode de mise en place.
- Une interaction mécanique des nervures, causée par la déformation entre l'acier et le béton.
- Une liaison de frottement entre les deux surfaces de contact.

En outre, l'interaction mécanique est le mécanisme principal qui gouverne le phénomène de cette liaison. Par contre, l'adhésion physico-chimique et le frottement sont les mécanismes dominant le comportement de la liaison du glissement dans le cas des aciers lisses. Rappelons que ces phénomènes physiques dépendent de plusieurs paramètres tel que : la dimension de la structure, la nature du béton, le type d'acier d'armature et ses caractéristiques. En effet, différentes phases décrivent en détail l'impact de la dégradation de la liaison par glissement [82]. Les phases sont représentées sous forme d'une loi d'adhérence (l'évolution de la contrainte d'adhérence  $\tau$  en fonction du déplacement  $g$  relatif entre l'acier et le béton).

#### **a) Phase initiale**

Au cours de cette phase Figure 3. 2, la cohésion est parfaitement assurée entre l'acier et le béton et le glissement est quasi-nul. Des microfissures radiales commencent à apparaître à l'interface du béton. L'effort atteint à la fin de cette phase et le seuil d'adhérence est parfait.

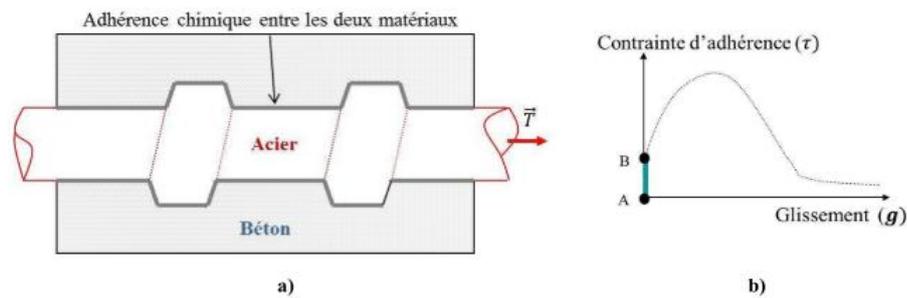


Figure 3. 2 Phase initiale a) mécanismes de dégradation, b) partie de la loi d'adhérence associée [83].

### b) Phase de fissuration du béton

Dès que l'adhérence chimique est rompue, la barre commence à se déplacer dans le béton. Pour les barres lisses (la barre de renfort ne contient pas de nervures), les interactions mécaniques entre les deux matériaux sont assimilables à un phénomène de frottement Figure 3. 3. En présence de nervures, le béton va se comprimer en s'opposant au déplacement de la barre Figure 3. 4. On observe alors un accroissement de la contrainte d'adhérence (entre les points B et C de la Figure 3. 4b) qui s'accompagne d'un glissement croissant entre les deux matériaux.

Des fissures inclinées apparaissent le long de la barre, et le béton est fortement écrasé entre les nervures de l'armature. Ces fissures provoquent la décohéation de la barre. En conséquence, un adoucissement de la loi d'adhérence (entre les points C et D de la Figure 3. 4b). D'où les déplacements sont importants et l'effort atteint un pic qui correspond à la résistance de l'interface.

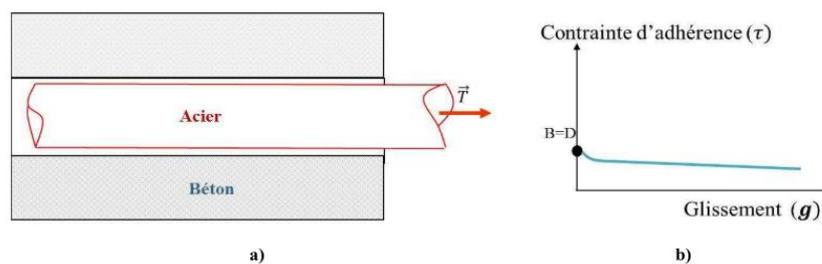


Figure 3. 3 Extraction d'une barre lisse a) mécanismes de dégradation, b) partie de la loi d'adhérence associée [83]

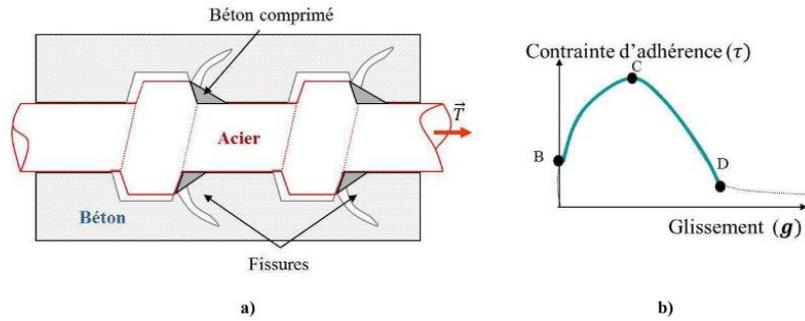


Figure 3. 4 Phase de fissuration progressive a) mécanismes de dégradation, b) partie de la loi d'adhérence associée[83], [84].

### c) Phase de rupture de l'interface

Si le chargement est trop important et que la plasticité de l'acier n'est pas encore atteinte, la propagation de la fissuration engendre finalement la rupture de l'interface (Figure 3. 5). La zone de béton située entre les deux rainures ne produit aucune résistance et la barre d'acier peut être similaire à une barre lisse. L'effort diminue jusqu'à ce que la barre se soit déplacée entre les deux nervures. Enfin de compte un effort résiduel de frottement se produit (Figure 3. 5).

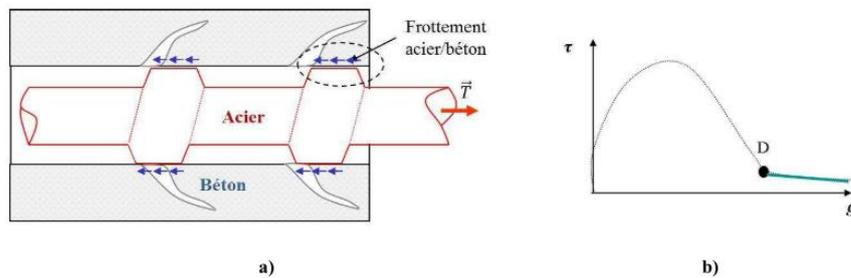


Figure 3. 5 Rupture de l'interface a) mécanismes de dégradation, b) partie de la loi d'adhérence associée[83]

La compréhension de ces mécanismes physiques permet d'établir des lois de comportement d'interface pour introduire son impact dans la modélisation des structures.

## 3.4 Echelles de modélisation de la barre d'acier

Différentes échelles de modélisation de l'interface acier-béton sont à discuter. Les avantages et les limites de chaque échelle sont également évoqués.

### 3.4.1 Echelle des crantages

La modélisation est située à l'échelle des nervures de l'acier (Figure 3. 6). Le comportement de l'interface est donc lié à la fissuration du béton autour des nervures. Une des difficultés de cette échelle est l'exigence d'avoir un maillage très fin dans la modélisation. Bien que la modélisation à cette échelle donne des informations intéressantes vis-à-vis du processus de dégradation de l'interface et celui du béton autour de l'acier, le temps de calcul important constitue un handicap majeur. Quelques recherches décrivent cette échelle telle que les travaux de Ozbolt and Eligehausen [85], Cox and Herrmann [86], Reinhardt et al. [87].

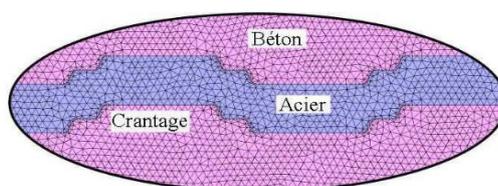


Figure 3. 6 Echelle des crantages

### 3.4.2 Echelle de la barre

Modélisation située à une échelle plus grande que celle des nervures de l'acier (Figure 3. 7). A cette échelle de modélisation, les nervures sont simulées comme une interface homogénéisée d'épaisseur nulle. Elles ne sont pas prises en compte explicitement dans la modélisation. Quelques recherches sur cette échelle ont été réalisées par Lundgren [88] et Cox [86].

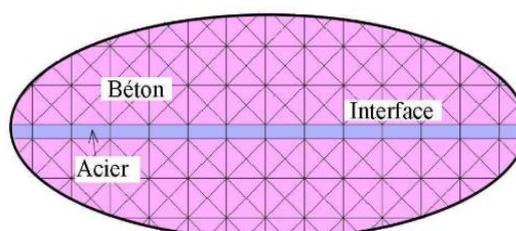


Figure 3. 7 Echelle de la barre.

### 3.4.3 Echelle de la structure

A cette échelle de modélisation, l'acier est fréquemment simulé par des éléments barres (ou poutres). Les nervures ou l'interface n'existent pas dans la modélisation (Figure 3. 8). Par contre, le phénomène mécanique est pris en compte implicitement soit au niveau de l'acier, soit au niveau du béton ou soit dans un élément de liaison acier-béton. Cette échelle est souvent utilisée dans le cas des structures en béton armé à grandes dimensions.

Leur mécanisme est prise en compte implicitement soit au niveau de l'acier (Ben Romdhane [89]) soit dans le béton (Clément [90]) ou soit dans un élément béton-liaison-acier proposé par Dominguez [84] (élément fini enrichi).

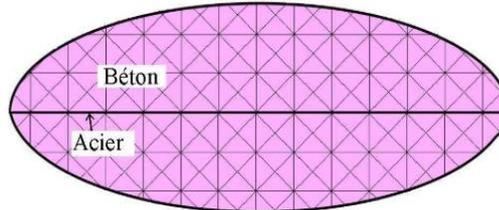


Figure 3. 8 Echelle de la structure.

### 3.5 Modélisation de la liaison acier-béton

Une fois le comportement physique de la liaison décrit ; il reste à modéliser par la méthode d'éléments finis (EF) l'élément à l'échelle de la structure. La méthode d'éléments finis est actuellement la plus utilisée dans les applications numériques pour les structures à grandes dimensions. Dans les applications numériques, l'hypothèse de liaison parfaite est couramment utilisée car elle est facilement applicable aux simulations à grande échelle. Dans ces simulations, les nœuds entre l'acier et le béton environnant ont le même déplacement.

L'hypothèse d'adhérence parfaite donne cependant des résultats pertinents dans des conditions d'adhésion fortes entre l'acier et le béton. En revanche, pour des conditions de liaison médiocres entre les deux matériaux (acier et béton) ou des scénarios de chargement compliqués comme le chargement cyclique, il est nécessaire de définir un modèle d'interface afin d'effectuer une analyse correcte [91]. A l'état limite ultime, l'hypothèse d'adhérence parfaite devient obsolète.

La liaison entre le béton et la barre d'acier a une importance vitale pour la performance et la durabilité des structures en béton armé[92]. Pour cette raison, une réflexion approfondie sur l'interface acier-béton est essentielle pour choisir le bon modèle des structures en béton armé. Une multitude des modèles existe dans littérature. Le choix d'un modèle d'interface acier-béton est aussi important que le choix du modèle des matériaux (acier et béton). Dans ce qui suit, les modèles numériques développés par la méthode des éléments finis pour l'interface acier-béton sont brièvement décrits.

#### 3.5.1 Eléments discrets (type ressort)

L'utilisation des éléments de type ressort 2D (Ngo and Scordelis [93]) est l'une des premières approches utilisées pour la représentation de la liaison Acier-béton. Ces éléments de liaison relient les nœuds de l'élément « acier » et du béton par des éléments de type ressort qui ont une rigidité constante (Figure 3. 9a). Le modèle supposé a une parfaite élasticité induisant une description linéaire du comportement de la liaison.

Un autre modèle de Gan [94] a été proposé où il introduit le comportement de glissement irréversible pour les éléments à ressort. D'autres chercheurs [95], [96] ont également utilisé des éléments à ressort avec des modèles bilinéaires ou tri-linéaires afin de représenter à la fois la partie élastique et plastique de la courbe de glissement (Figure 3. 9b). He et Xian [97] ont proposé l'utilisation d'éléments ressort dans des applications 3D et une forme simplifiée de la courbe tri-linéaire en utilisant des fonctions exponentielles (Figure 3. 9c).

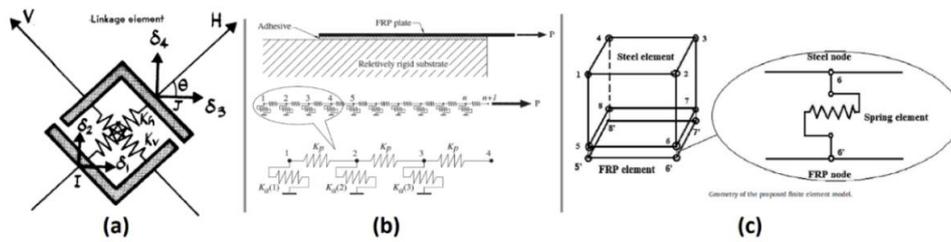


Figure 3. 9 Représentation de l'élément ressort: a) Modèle de Ngo and Scordelis [93], b) Modèle de Dehghani et al. [96] et c) Xian [97].

### 3.5.2 Éléments finis pour une zone d'interface

Reinhardt et al. [98] ont proposé de modéliser la liaison comme une zone d'interface avec des éléments 2D pour calculer le glissement entre l'acier et le béton extérieur (Figure 3. 10a) avec une loi de type Mohr-Columbus. Une généralisation tridimensionnelle a été également proposée.

Un élément d'interface basé sur la plasticité a été proposé dans [99] (Figure 3. 10b). Une version plus simplifiée avec un coût de calcul plutôt faible a été proposé par [100]. Un élément d'interface représentant le comportement élastoplastique de la liaison en considérant le diamètre des barres d'acier et la résistance du béton a été proposé par Santos et al. [101] (Figure 3. 10c).

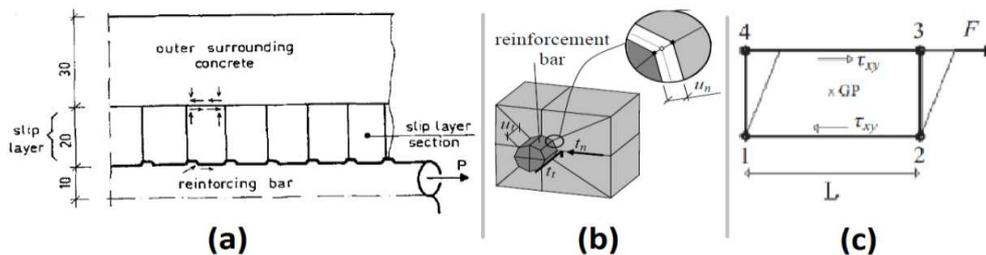


Figure 3. 10 Représentation de l'interface de l'élément: a) Modèle de Reinhardt et al. [98], b) Modèle de Lundgren [99] et c) Modèle de Santos et al. [101].

### 3.5.3 Éléments joints

Une autre représentation courante de la liaison acier-béton est constituée par les éléments d'assemblage qui sont d'abord proposés par Clément [102] (Figure 3. 11a).

L'élément « joint » n'a pas de dimensions physiques, les deux nœuds connectés occupent à l'origine l'emplacement exact dans la représentation par éléments finis de la structure non déformée. Sur cette base, différents types d'éléments « joint » sont suggérés dans la littérature [103], [104] afin d'analyser les structures en béton armé (Figure 3. 11b et Figure 3. 11c).

Un autre élément joint 2D a été proposé [105] en tenant compte de différents phénomènes physiques comme la fissuration du béton et le frottement entre les matériaux dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles (Figure 3. 11d). Les éléments joints sont élargis par une représentation de la corrosion de l'armature [106] (Figure 3. 11e). Rezazadeh et al. [107] ont utilisé une autre alternative par l'introduction d'éléments cohésifs entre l'acier et le béton (Figure 3. 11f).

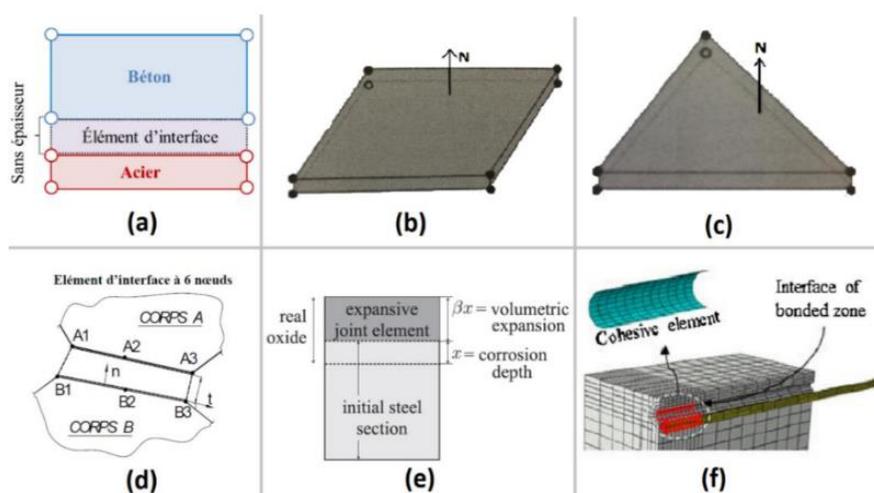


Figure 3. 11 Représentation des éléments joint: (a) Modèle de Clément [102], (b), (c) Modèles de Sanz et al. [104], (d) Modèle de Dominguez, et al. [105], (e) Modèle de Sanz et al. [106] et (f) Modèle de Rezazadeh et al. [107].

### 3.5.4 Éléments de joint coaxial

Les éléments joints présentés dans la section précédente sont attractifs car il n'est pas nécessaire de définir une zone d'interface. Cependant, les éléments joints sont difficiles à appliquer aux grandes structures (difficultés de maillage, temps de calcul, etc). Pour une meilleure efficacité du calcul et du maillage, les armatures en acier sont souvent modélisées avec des éléments 1D (barres ou poutre). Sur la base de ces considérations, un nouvel élément a été développé par Mang et al. [108] après les travaux de Torre-Casanova et al. [109]. Il s'agit d'un élément de joint coaxial d'une épaisseur nulle qui relie, par des lois de comportement non linéaires, un élément fini en acier 1D aux éléments solides en béton 3D, sans la nécessité du maillage.

En effet, l'élément d'interface comporte deux nœuds sur l'élément acier et deux nœuds sur un segment superposé à la barre d'acier. Les nœuds de ce segment superposé

sont parfaitement délimités à l'élément béton par des relations cinématiques comme dans le cas d'un modèle de liaison parfaite. Le glissement entre l'acier et le béton est calculé dans l'élément d'interface et les contraintes sont calculées par la loi de comportement des liaisons. La méthodologie du modèle de glissement de liaison et la représentation numérique de l'élément d'interface peuvent être vues dans la Figure 3. 12.

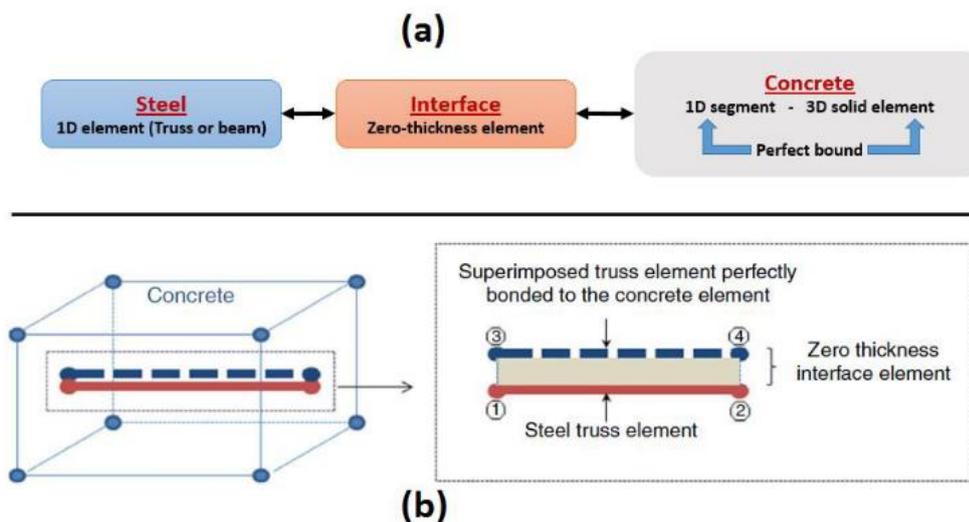


Figure 3. 12 a) Méthodologie du modèle, b) Représentation de l'élément d'interface[108].

Un autre phénomène important appelé flambement peut affecter de manière significative la réponse des éléments en BA, en particulier au stade final de la réponse inélastique [26]–[29]. Le flambement inélastique est l'un des paramètres clés affectant la fatigue à bas cycle des barres d'armature, ce qui peut provoquer une rupture prématurée des armatures longitudinales [19], [30], [31].

### 3.6 Description physique des phénomènes du flambement et de rupture des barres longitudinales

Le flambement des barres longitudinales est un phénomène local, qui est généralement dû à un comportement complexe des barres. Le flambement se produit lorsque les barres d'armature subissent un chargement axial important en compression ou une charge sismique latérale qui amènera à des déformations plastiques importantes. Le phénomène du flambement est influencé par le degré de confinement et peut être survenu à des niveaux de chargement faible [110]. La Figure 3. 13 illustre un exemple de flambement des barres longitudinales.

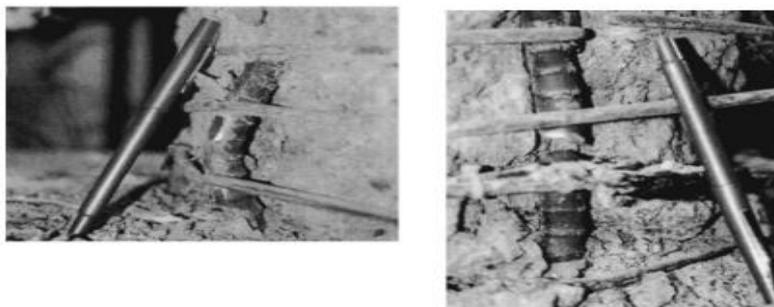


Figure 3. 13 Flambement de barres longitudinales [111].

Plusieurs chercheurs ont étudié le comportement cyclique non-linéaire des armatures avec l'effet du flambement inélastiques [16], [112]–[114]. Les résultats expérimentaux ont montré que le flambement inélastique a une grande influence sur la résistance de la rupture par fatigue des barres longitudinales. Ignorer ce phénomène entraînera une localisation de la déformation au niveau de la section critique [115], [116], et une surestimation de la capacité de l'acier, ce qui amènerait, dans le cadre des ponts, à une surestimation de la capacité des piles [26], [69]. Ainsi, il est essentiel de prendre en compte le flambement des barres et l'effet de la fatigue des barres longitudinales à bas cycle pour une simulation fiable de la réponse sismique des piles de ponts en BA [117].

En fait, le flambement des barres d'armature et par la suite la fracture par fatigue à bas cycle est l'un des principaux modes de rupture des piles/colonnes en BA [70]–[74]. En effet, ces deux phénomènes ont une influence très significative sur la réponse sismique non-linéaire des piles de pont [17], [26], [69], [118]. Plusieurs paramètres influencent le phénomène du flambement des barres longitudinales telles que l'élançement et la rigidité de la barre d'armature, la rigidité des cerceaux et l'écroutissage de l'acier. Le facteur le plus important est probablement l'élançement des barres d'armature. Une mesure de l'élançement est donnée par le ratio (rapport) de la distance entre les cadres et le diamètre de la barre longitudinale ( $l/d$ ) [113], [119].

### 3.7 Modèles du flambement des barres longitudinales

Il existe peu de modèles dans la littérature pour prendre en compte le flambement des barres longitudinales. Deux des modèles les plus simples et les plus connus dans la littérature, ceux du Gomes et Appleton [114] et de Monti et Nuti [113], sont présentés dans cette section.

#### 3.7.1 Modèle de Gomes et Appleton

Le modèle de Gomes et Appleton [114] utilise une approche basée sur l'équilibre des forces d'une barre en flambement (voir la Figure 3. 14). Le modèle proposé utilise des rotules plastiques à chaque extrémité et une rotule au centre. Les principaux paramètres influençant la loi de comportement sont l'espacement entre les barres d'armatures

transversales et le diamètre des barres longitudinales. La Figure 3. 15 présente la courbe du modèle proposé par Gomes et Appleton [114].

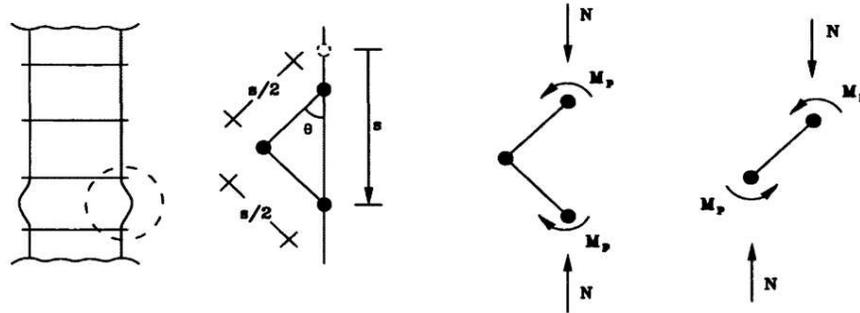


Figure 3. 14 Équilibre des forces lors du flambement d'une barre d'armature [114].

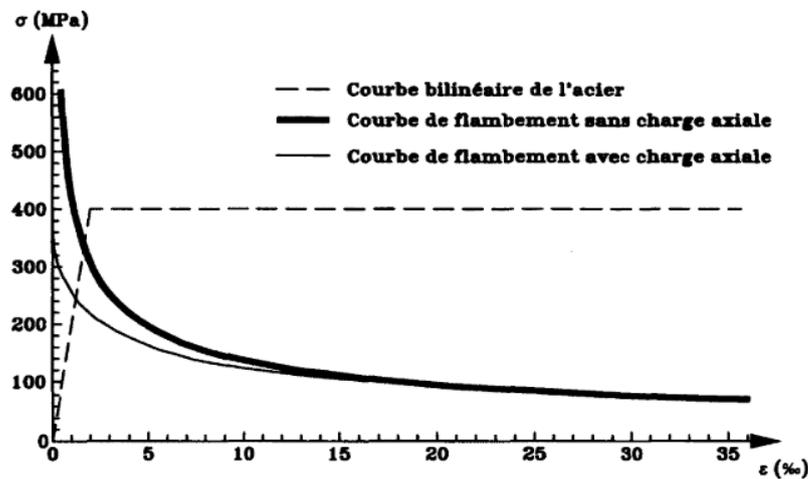


Figure 3. 15 Modèle du flambement de Gomes et Appleton [114].

### 3.7.2 Modèle de Dhakal et Maekawa

Dhakal et Maekawa [120] ont étudié le comportement au flambement des armatures dans les poteaux rectangulaires en utilisant la méthode énergétique, par une dérivation de la forme du mode de flambement en tenant compte de l'influence de la rigidité des traverses sur la longueur de flambement Figure 3. 16. Ce modèle a été utilisé dans l'analyse par éléments finis d'un poteau en porte-à-faux soumis à des charges latérales et axiales. Les résultats de ce modèle concordaient assez bien avec les résultats expérimentaux (Figure 3. 17). Cependant, le modèle Dhakal-Maekawa [120] n'a pas été validé pour les colonnes circulaires. En effet, une étude paramétrique réalisée par [120] a permis de dégager les conclusions suivantes :

- 1) La loi de comportement contrainte-déformation en compression dépend uniquement du produit de l'élancement des barres ( $s/d$ ) et de la racine carrée de la résistance élastique de l'acier ( $f_y$ ),
- 2) Après initialisation du flambement dans la barre d'armature; la contrainte de compression moyenne diminue par rapport à la contrainte de compression moyenne obtenue par un comportement élasto-plastique,
- 3) La pente moyenne de la courbe contrainte – déformation pour des déformations post-flambement est approximativement égale à 2% du module du Young,
- 4) La contrainte de compression moyenne du post-flambement devient constante lorsque la contrainte diminuera de 20% de la limite d'élasticité.

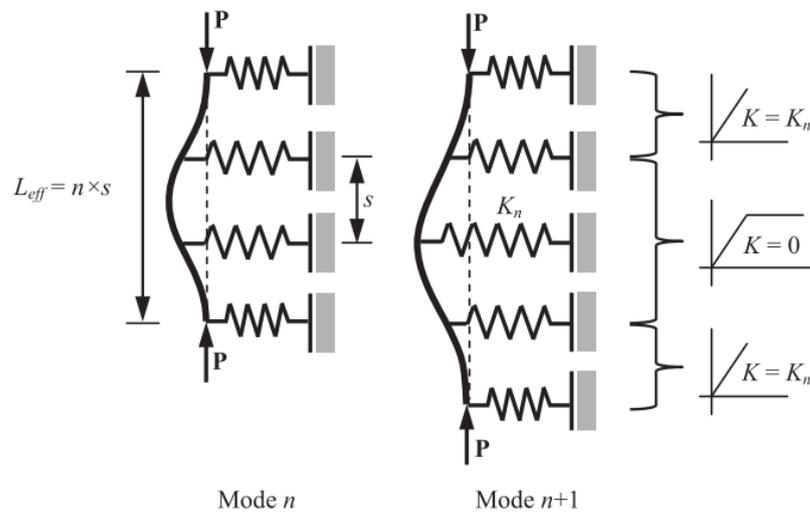


Figure 3. 16 Modèle du flambement du Dhakal–Maekawa [120].

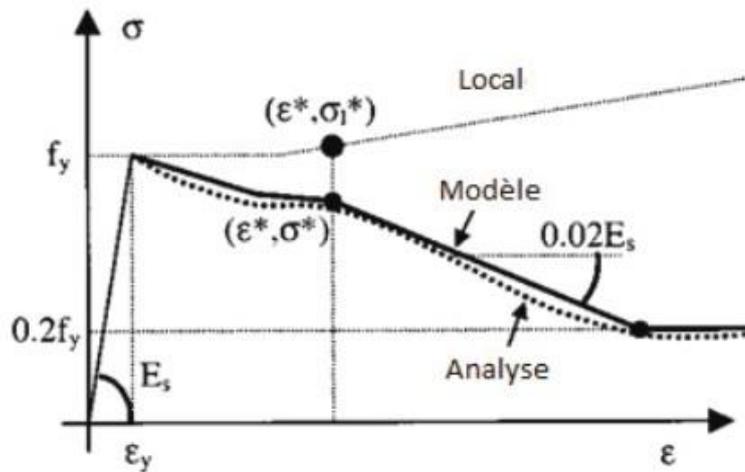


Figure 3. 17 Modèle de flambement des barres d'armature [120].

Afin d'évaluer les modèles de prédiction du flambement des barres, il est nécessaire d'utiliser un logiciel de calcul de structure comme OpenSees. Les deux modèles de flambement précités sont implémentés dans OpenSees et peuvent être utilisés directement par le modèle prédéfini du "Reinforcing steel" illustré dans la Figure 3. 18. Des études de comparaison ont montré que le modèle de Gomes et Appleton [114] présente un comportement post-pic proche des résultats expérimentaux. Pour cette raison, le modèle de Gomes et Appleton [114] sera utilisé pour nos simulations numériques.

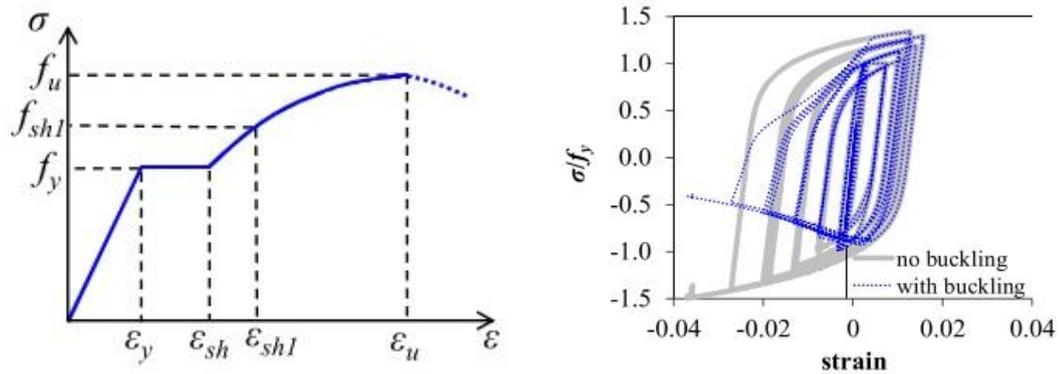


Figure 3. 18 Modèle de l'acier 'Reinforcing steel' [121].

### 3.8 Description physique du phénomène de la fatigue à bas cycles des barres longitudinales

La rupture de l'acier d'armature longitudinal due à la fatigue est l'un des principaux modes de défaillance des éléments de flexion sans ou avec de faibles niveaux de charge axiale. Le modèle de Coffin-Manson [122], [123] est utilisé pour prédire la fatigue à bas-cycle des barres d'armature qui relie l'amplitude de déformation plastique au nombre de demi-cycles à la rupture. Ce modèle n'est valable que pour prédire la fatigue à bas cycle sous un chargement d'amplitude constante. Par ailleurs, la règle de Miner [124] peut être utilisée pour tenir compte des dommages de fatigue cumulés sous un chargement temporel aléatoire. En effet, le modèle de Coffin-Manson relie l'amplitude de déformation plastique ( $\epsilon_p$ ) à la durée de vie en fatigue, comme décrit dans l'équation suivante :

$$\epsilon_p = \epsilon_f (2N_f)^{-\alpha} \quad (3.1).$$

Où,  $\epsilon_f$  est l'amplitude de déformation plastique (coefficient de ductilité),  $2N_f$  est le nombre de demi-cycles à la rupture et  $\alpha$  &  $\epsilon_f$  sont les constantes du matériau par fatigue calibrées par des résultats des essais expérimentaux.

### **3.9 Conclusion**

Pour résumer. Dans ce chapitre, nous avons commencé par rappeler les phénomènes de l'adhérence par glissement, du flambement et de la fatigue à bas cycle des barres d'armature longitudinales influant le comportement des éléments structurel (piles de pont). Nous avons ensuite présenté en détails les approches de modélisation de ces phénomènes.

Dans le chapitre suivant, nous allons présenter quelques exemples des modèles de piles de pont avec des sections circulaires, calibrés et validés avec les données expérimentales de PEER. Plus tard, la stratégie de modélisation choisit ainsi que les modèles et les caractéristiques des matériaux seront exposées.



## Chapitre 4

# Stratégie de modélisation et validation

### 4.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous commencerons par rappeler les techniques de modélisation par éléments finis. Une attention particulière est accordée au modèle de plasticité distribuée basé sur la force, car il permet l'étalement de la plasticité sur la longueur de l'élément en utilisant un seul élément qui a plusieurs points d'intégration. Par la suite, nous décrirons brièvement les configurations des piles de pont en BA considérées dans cette étude. Le chapitre expose également les techniques de modélisation par éléments finis. Une technique de modélisation proposée par Kashani et al [17] a été utilisée dans notre modèle afin de tenir compte de la réponse d'adoucissement post-flambement des barres d'armature. Ce chapitre est consacré aussi à la présentation des modèles constitutifs du béton, de l'acier et de la liaison Acier-Béton. Nous exposerons également une technique de régularisation proposée par Kashani et al.[17] afin de tenir en compte de la réponse d'adoucissement post-flambement du modèle uniaxial des barres d'armature.

Quelques exemples d'utilisation et de validation des simulations numériques par la méthode d'éléments finis seront présentés. Les piles de pont seront calibrées et validées à l'aide de données expérimentales disponibles dans la base de données PEER [125]. Les piles choisies couvrent essentiellement les piles à sections circulaires bien confinées et dominées par la flexion. La sélection est organisée en 4 séries selon les paramètres structurels à savoir: (i) le taux du ferrailage longitudinal (ii) le taux de la charge axiale (iii) le taux du ferrailage transversal et (iv) le taux d'élançement ( $L/D$ ). Les exemples traités vont nous servir également à démontrer l'intérêt d'introduire les phénomènes du glissement, de flambement ainsi que de la fatigue à bas cycle dans les simulations numériques en comparant avec l'expérimentation [34].

## 4.2 Prise en compte des non-linéarités matérielles

Les piles de pont en BA sont simulées à l'aide des éléments non-linéaire avec des sections transversales définies par des fibres qui permettent le calcul de la réponse non-linéaire à des emplacements sélectionnés au long de l'élément - voir Figure 4. 1. Les sections de fibre se divisent de manière appropriée en un certain nombre de cellules de fibre. Chaque section est divisée en environ 400 à 600 fibres. Le comportement de chaque fibre est modélisé par un modèle de matériau uniaxial non linéaire qui permet d'attribuer la loi de comportement de chaque matériau (acier d'armature, béton non confiné et béton confiné). Le comportement non-linéaire des éléments en BA peut être capturé par deux modèles : les modèles localisés (à plasticité concentrée) et les modèles à plasticité distribuée.

### 4.2.1 Modèles à plasticité concentrée

Le comportement inélastique des structures en béton armé se concentre principalement dans des régions critiques telles que les extrémités des poteaux, les joints poteau-poutre ainsi que les emplacements proches de la portée médiane. Le premier modèle a été proposé par Clough et Johnston [126]. Les comportements élastiques et inélastiques des éléments sont représentés par deux composants agissant en parallèle. L'un est élastique linéaire et l'autre est élasto-plastique afin de représenter le comportement non-linéaire de l'élément (voir Figure 4. 2a).

Une amélioration de ce modèle a été proposé en utilisant une composante avec deux ressorts de rotation localisés aux extrémités de l'élément [127]. En effet, tout type de lois hystérétiques peut être attribué aux ressorts afin de prendre en compte la détérioration de la rigidité. Par la suite, ce modèle a été amélioré par un nombre croissant de modèles hystérétiques empiriques et phénoménologiques développés pour prendre en compte la dégradation de la rigidité de flexion et de cisaillement [126], [128].

### 4.2.2 Modèle de non-linéarité distribuée

Le comportement non linéaire des poteaux en BA peut être capturé aussi à l'aide d'un modèle de plasticité distribuée. Ce modèle est formulé à l'aide d'un élément basé sur la force Figure 4. 2b, contrairement à la formulation basée sur le déplacement Figure 4. 2c. La formulation basée sur la force nécessite moins d'éléments pour modéliser les éléments en BA, ce qui entraîne des économies considérables sur le nombre total de Degrés De Liberté (DDL) dans le modèle structurel [129]–[131]. Ceci est particulièrement avantageux pour l'analyse non linéaire des éléments en BA car il permet l'étalement de la plasticité sur la longueur de l'élément en utilisant un seul élément qui a plusieurs points d'intégration.

La réponse de l'élément est ensuite dérivée de l'intégration pondérée de la réponse de la section [129]. Le schéma d'intégration de Gauss-Lobatto est la règle couramment utilisée pour les éléments basés sur la force qui peut être appliquée pour capturer avec

précision le comportement inélastique aux extrémités des éléments (c'est-à-dire les zones de rotules plastique) ainsi que le long de la longueur de la barre [63]. Dans la stratégie de modélisation présentée, un élément poteau-poutre en fibre basé sur la force, une section de liaison de longueur nulle et un composant de cisaillement élastique sont combinés pour modéliser le comportement de la colonne comportant la flexion, la liaison du glissement et le cisaillement. Une représentation graphique du modèle général est présentée dans la Figure 4. 3. Notons que la composante du cisaillement ( $\Delta_v$ ) a été modélisée conformément à la théorie élastique.

$$\Delta_v = \frac{k.V.L}{G.A_G} \quad (4.1).$$

où  $k$  est un facteur de forme pour tenir compte de la forme de la section transversale ( $k = \frac{4}{3}$  pour les sections circulaires),  $V$  est la force de cisaillement transversale, et  $A_G$  est la surface de la section transversale brute.  $G$  est le module de cisaillement et peut être estimé comme le module d'élasticité du béton multiplié par un scalaire,  $G = \gamma.E_c$ .  $E_c$  peut être calculé par [132] comme  $E_c = 4730\sqrt{f'_c}$ . Park and Paulay [133] recommandent une valeur de  $\gamma = 0.4$  (MPa).

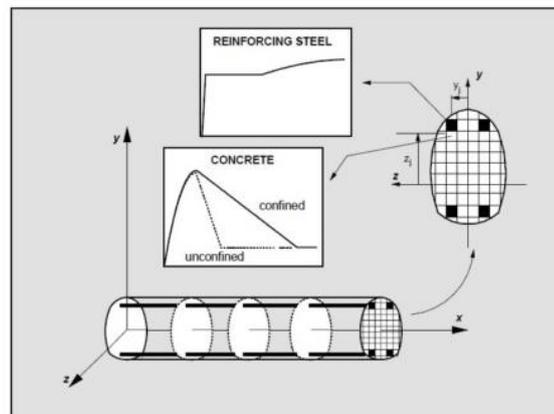


Figure 4. 1 Modèle de section de fibre [134].

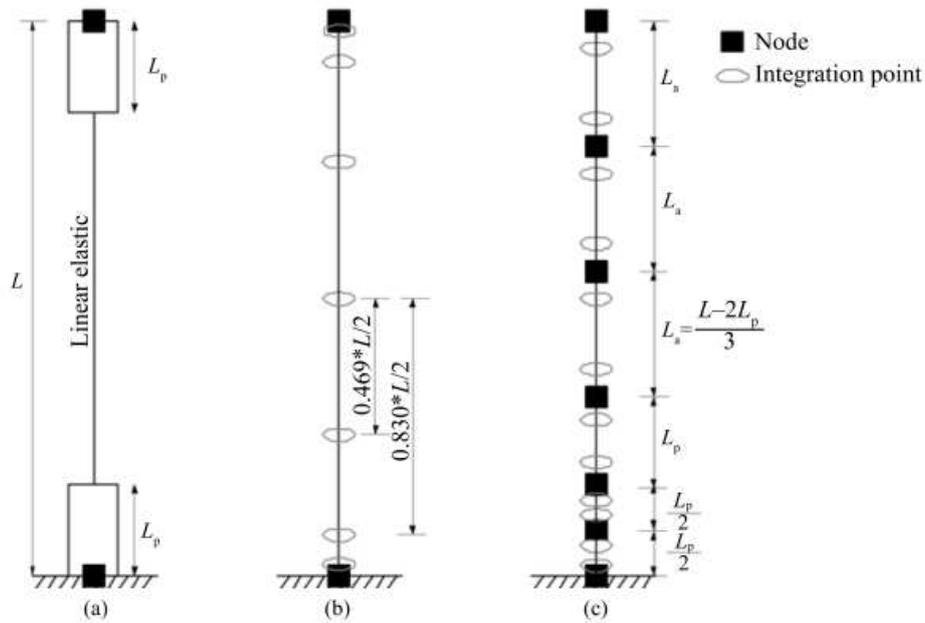


Figure 4. 2 Stratégies de modélisation [135]: (a) élément de plasticité localisée, (b) élément d'inélasticité distribuée avec formulation basée sur la force, (c) élément d'inélasticité distribuée avec formulation basée sur le déplacement.

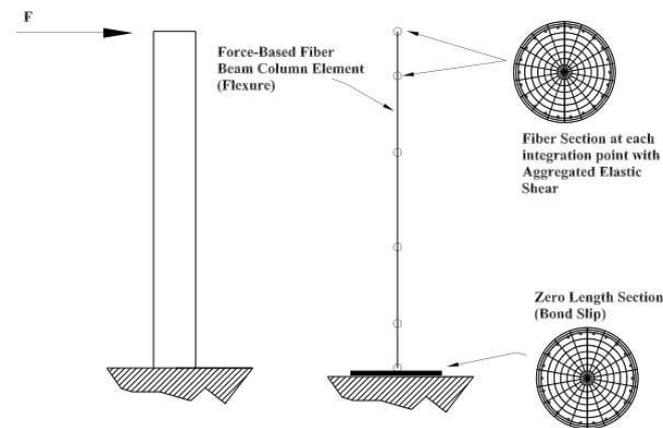


Figure 4. 3 Modèle de non-linéarité distribuée.

Il est important de souligner que l'utilisation d'éléments basés sur la force peut entraîner des problèmes de localisation des contraintes causés par le comportement d'adoucissement/durcissement des sections individuelles [136], [137] et générer ainsi une dépendance des résultats vis-à-vis de la discrétisation (subjectivité). Ce problème est particulièrement important dans le cas des piles de ponts en BA qui ont souffert d'un effet d'adoucissement apparent à la section critique causé par le flambement longitudinal des barres sous des forts tremblements de terre [114], [138], [139]. En effet, une attention particulière doit être accordée à la réponse d'adoucissement post-flambement du modèle

uniaxial des barres d'armature. Pour résoudre ce problème, la technique de régularisation proposée par Kashani et al., [17] a été invoquée dans ce travail.

Dans cette technique, le flambement des barres longitudinales est supposé survenir à la première section critique de l'élément. La réponse post-flambement des barres longitudinales peut être estimée sur une longueur moyenne appelée longueur de flambement. Cette longueur de flambement est supposée égale à la longueur d'intégration de la première section critique[17].

Pour modéliser la pile de pont en BA, nous avons utilisé un seul élément poteau-poutre. En appliquant un moyen simple pour estimer la longueur du premier point d'intégration qui est égal à la longueur de flambement. La stratégie consiste à utiliser deux éléments basés sur la force pour modéliser la colonne en BA, comme illustré dans la Figure 4. 4.

Sur la base des recommandations rapportées par [17], [63], le schéma d'intégration de Gauss-Lobatto a été utilisé pour intégrer numériquement les éléments basés sur la force. Un élément basé sur la force avec trois points d'intégration est pris en compte pour le premier élément, tandis que le deuxième élément basé sur la force utilise cinq points d'intégration. Les régimes de discrétisation des fibres basés sur les recommandations suggérées par Berry et Eberhard [63] sont adoptés.

Pour modéliser l'effet de la liaison acier-béton en bas de la colonne, un élément de section de longueur nulle, disponible dans OpenSees [121], est implémenté dans le modèle. Une représentation schématique du modèle poteau-poutre à fibres incorporant le modèle de glissement et le flambement de la barre est également montrée dans la Figure 4. 4. Une description détaillée des modèles de comportement uniaxiaux ainsi que les paramètres de modélisation de la section de longueur nulle sont fournis dans [121].

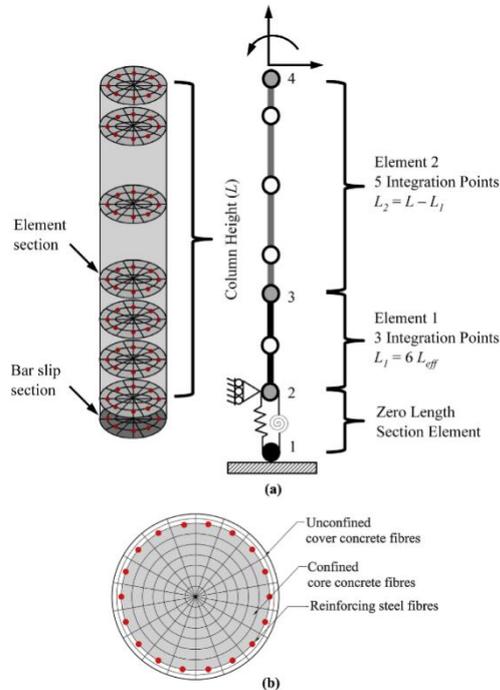


Figure 4. 4 Modèle d'élément fibre poteau-poutre [17].

### 4.3 Configurations des piles de pont sélectionnées

Les piles de pont étudiées sont extraites des essais expérimentaux [19], [111], [140]. Les piles choisies couvrent essentiellement les piles à sections circulaires bien confinées et dominées par la flexion. La pile de pont a une seule colonne circulaire, comme montre la Figure 4. 5. La colonne représente une échelle de 1/3 des piles de pont typiques actuellement utilisées dans les régions à haute sismicité aux Etats-Unis.

La sélection des piles de pont est organisée en 4 séries selon les paramètres structurels à savoir : (i) le taux du ferrailage longitudinal (ii) le taux de la charge axiale (iii) le taux du ferrailage transversal et (iv) le taux d'élançement ( $L/D$ ). Les paramètres sélectionnés se sont avérés être les facteurs les plus importants influençant la performance sismique des colonnes en BA [62], [111].

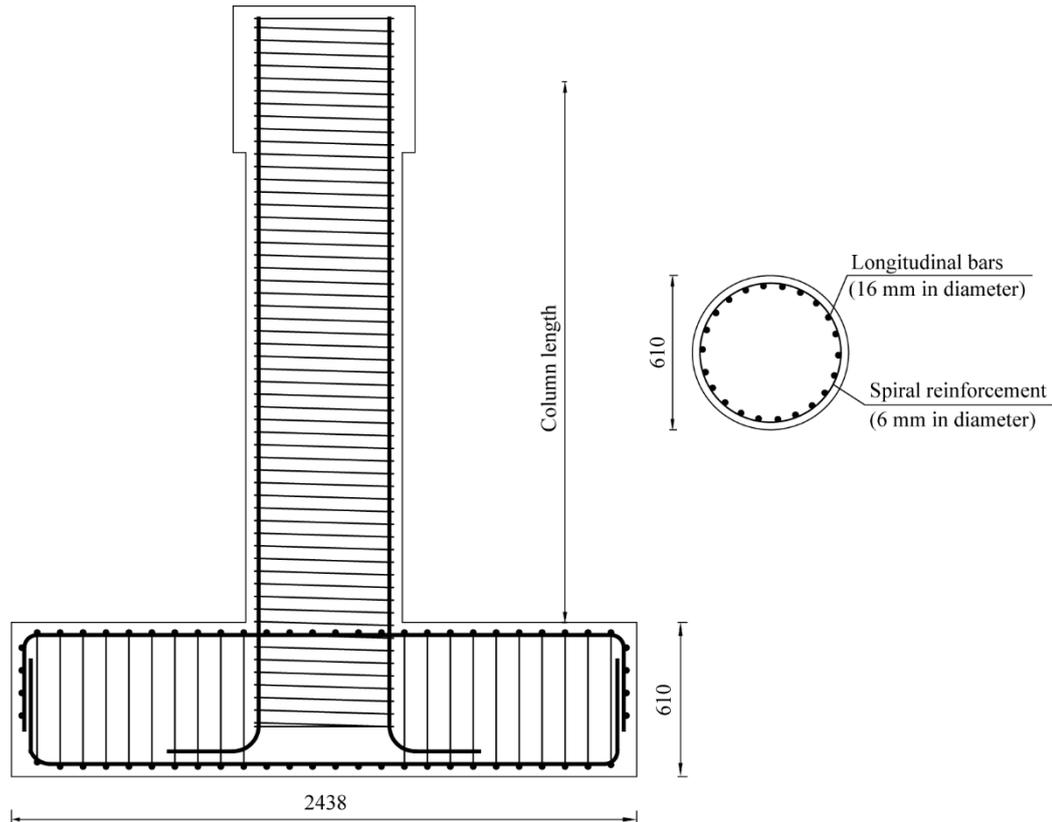


Figure 4. 5 Géométrie de la colonne.

En effet, six configurations représentatives des piles de ponts circulaires en BA bien confinées sont sélectionnées pour étudier l'effet de différents paramètres sur la vulnérabilité sismique. Pour démontrer l'effet de chaque paramètre, au moins deux valeurs différentes sont considérées. Le Tableau 4. 1 présente un résumé des piles sélectionnées et les valeurs associées.

Pour des raisons de comparaison, Six (6) colonnes sont organisées en 4 séries, à savoir la série LR, la série AL, la série SR et la série AR. La série LR comprend les colonnes 407, 415 et 430. La principale variable étudiée dans cette série est le taux du ferrailage longitudinal. La série AL, comporte les colonnes 415 et 415p pour étudier l'effet de l'amplification de la charge axiale. La série SR, c'est-à-dire les colonnes 415 et 415s, permet d'étudier les effets du changement de l'espacement transversal. Enfin, la série AR, c'est-à-dire les colonnes 415 et 815, a pour but d'étudier l'effet de la variation du taux d'élanement hauteur/Diamètre.

Toutes les piles de pont considérées ici sont soumises à un mode de rupture par flexion [19] et sont représentatives des piles de pont typiques en BA. De plus, il convient également de mentionner que le diamètre de toutes les colonnes est de 0,61 m et le nombre de barres longitudinales et l'espacement des spirales changent pour différent taux volumique considéré, mais utilise le même diamètre de barre de 16 mm et 6 mm, respectivement. Rappelons que les piles étudiées ici font partie d'un projet expérimental précédent. Des

détails complets sur la disposition structurelle et la conception peuvent être trouvés dans les travaux de Lehman et Moehle [19] et Henry et Mahin [140].

Une autre étude de sensibilité est nécessaire, afin d'évaluer l'influence du diamètre de la barre ainsi que la résistance de l'acier et du béton. Ces paramètres affectent de manière significative la réponse sismique des piles de pont et plus particulièrement le comportement de la liaison Acier-Béton. Ce travail n'a pas été finalisé dans le cadre de cette thèse, mais il fera l'objet d'un autre travail de recherche après thèse.

Tableau 4. 1 Détails des données des piles de pont.

Pier ID <sup>(a)</sup>	Column's series				L <sup>(b)</sup> (mm)	L/D <sup>(c)</sup>	$\rho_l$ <sup>(d)</sup> (%)	$\rho_h$ <sup>(e)</sup> (%)	Axial force ratio, P/(A <sub>g</sub> F <sub>c</sub> ) <sup>(f)</sup>	Reference
	Series LR	Series AL	Series SR	Series AR						
415	×	×	×	×	2438.4	4	1.49	0.70	0.1	[19], [111]
407	×				2438.4	4	0.75	0.70	0.1	[19], [111]
430	×				2438.4	4	2.98	0.70	0.1	[19], [111]
415p		×			2438.4	4	1.49	0.70	0.2	[111], [140]
415s			×		2438.4	4	1.49	0.35	0.1	[111], [140]
815				×	4876.8	8	1.49	0.70	0.1	[19], [111]
Mean					2844.8	4.67	1.62	0.64	0.12	
Standard deviation					995.5	1.63	0.73	0.14	0.04	
Max					4876.8	8	2.98	0.70	0.2	
Min					2438.4	4	0.75	0.35	0.1	

(a) ID Pile est une désignation alphanumérique où le premier chiffre se réfère au rapport d'élanement (Longueur/Diamètre), tandis que les deux derniers chiffres se réfèrent au taux du ferrailage longitudinal. A titre d'exemple, la colonne 415 a un rapport d'élanement de 4 et un taux de ferrailage longitudinal de 1.5 %,

(b) L est la longueur de la colonne,

(c) le rapport L/D est le rapport entre la longueur de la colonne et le diamètre de la colonne,

(d)  $\rho_l$  est le taux du ferrailage longitudinal sur l'aire de la section transversale totale,

(e)  $\rho_h$  est le taux du ferrailage transversal et

(f) P/(A<sub>g</sub>F<sub>c</sub>) est le taux de force axiale, où P est la force axiale sur le poteau, A<sub>g</sub> est la section transversale brute du poteau et F<sub>c</sub> est la résistance à la compression du béton.

## 4.4 Simulation des piles de pont

### 4.4.1 Présentation du OpenSees

Le modèle d'éléments finis est établi à l'aide du programme OpenSees. OpenSees signifie Open System for Earthquake Engineering Simulation. C'est un programme d'analyse structurelle développé par le Pacific Earthquake Engineering Research Center ([141]–[143]). OpenSees est un logiciel ouvert (open-source). Sa plate-forme est conçue

pour permettre à la communauté de recherche en génie parasismique de mettre en œuvre leurs modèles d'analyse tout en utilisant les procédures de solutions générales.

OpenSees est écrit en C++ avec une architecture d'objet orientée. Le modèle est introduit en tant qu'objet de domaine, qui contient des composants de l'analyse tels que des nœuds, des modèles de matériaux, des éléments, des contraintes, des modèles de chargement, des algorithmes de solution, des intégrateurs, des gestionnaires de contraintes et des enregistreurs. Le modèle est créé par l'utilisateur à partir d'un script d'interface utilisant le Tcl. En fait, le Tcl est un langage de programmation simple qui est utilisé comme interpréteur de commandes pour OpenSees permet de lire les fichiers d'entrée. La Figure 4.6 décrit la structure principale d'un modèle d'analyse structurelle.

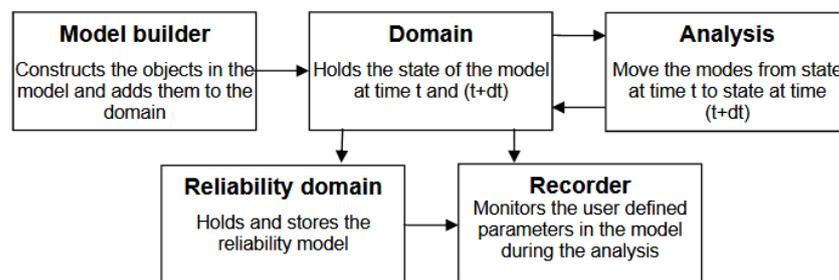


Figure 4.6 La structure hiérarchique d'OpenSees [144].

#### 4.4.2 Stratégie de modélisation utilisée

La simulation numérique des piles de pont est effectuée par un modèle non-linéaire poteau-poutre avec des sections transversales définies par éléments en fibre. Rappelons que l'élément fibre est un élément qui permet le calcul de la réponse non linéaire à des emplacements sélectionnés [63] le long de la longueur de l'élément. De même, Les sections de fibres sont divisées de manière appropriée en un certain nombre de cellules de fibres. Notamment, le comportement de chaque fibre est modélisé par un modèle de matériau non linéaire uniaxial qui permet d'attribuer la loi de comportement de chaque matériau (Acier d'armature, le béton de couverture non confiné et le béton confiné du noyau).

La technique de régularisation proposée par Kashani et al., [17] est utilisée dans ce travail. Dans cette technique, le flambement des barres longitudinales est supposé se produire au niveau de la première section critique de l'élément. La réponse post-flambement des barres longitudinales peut être estimée sur une longueur moyenne appelée longueur de flambement. Cette longueur de flambement est supposée égale à la longueur d'intégration de la première section critique [17].

Une utilisation d'un moyen simple pour imposer la longueur du premier point d'intégration (longueur de flambement) consiste à utiliser deux éléments basés sur la force. De ce fait, la longueur du premier élément, c'est-à-dire l'élément au bas du poteau, est ajustée en fonction de la longueur de flambement de chaque colonne. La longueur totale de

l'élément ajouté est suggérée comme étant six fois la longueur de flambement,  $L_{eff}$  [17]. Une discussion plus approfondie sur le calcul de  $L_{eff}$  est disponible dans la section 4.4.3.2 de ce document. Une représentation schématique utilisée pour la simulation numérique du modèle poteau-poutre à fibres incorporant le modèle de la liaison de glissement et le flambement de la barre est également montrée à la Figure 4. 7.

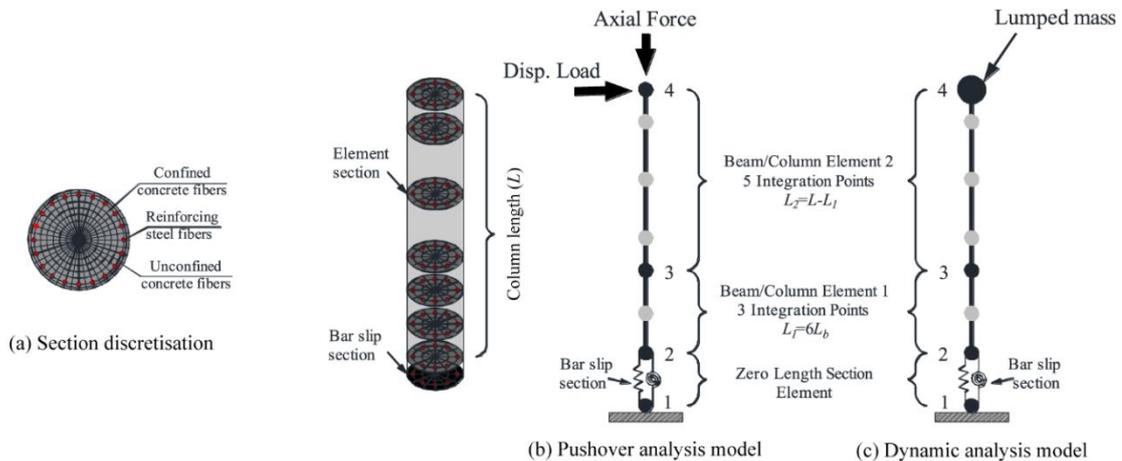


Figure 4. 7 Discretisation de la section a) et modèle d'éléments finis des piles de pont sous b) chargement monotone et cyclique et (c) excitation sismique.

### 4.4.3 Sélection des lois de comportement des matériaux

Pour une meilleure prédiction du comportement de la pile de pont en BA. Des modèles de matériaux inélastiques fiables ont été utilisés. Une description détaillée des modèles de matériaux uni-axiaux du béton et de l'acier ainsi que les paramètres de modélisation de la section de longueur nulle sont décrits dans ce qui suit. Il est à noter que le ferrailage transversal n'est pas pris en compte explicitement dans le modèle à fibre. Ses effets sont pris en compte implicitement en modifiant la loi de comportement contrainte-déformation du béton confiné.

#### 4.4.3.1 Modèle du béton

Dans ce travail, le matériau uniaxial **Concrete04** (voir la Figure 4. 8) est implémenté dans la simulation numérique. De ce fait, ce modèle sert à simuler le béton non confiné et confiné en utilisant la courbe de Popovics [145] en compression et une courbe de linéaire-exponentielle en traction. Le comportement cyclique du béton est représenté par des règles de déchargement et de rechargement prédéfinies. En effet, pour le béton en compression, la dégradation de la rigidité en déchargement/rechargement est définie à travers le modèle de Karsan et Jirsa [146] et les valeurs de résistance à la traction du béton sont estimées par la rigidité sécante.

Pour modéliser le comportement du béton non confiné (béton de couverture), la résistance à la compression du cylindre mesurée,  $f'_c$ , est adoptée comme résistance à la

compression. Le module d'élasticité,  $E_c$ , est calculé par  $5000\sqrt{f'_c}$  (en MPa) et la déformation du béton non confiné,  $\varepsilon_{c0}$ , est supposée égale à 0,002. La partie post-pic du béton de couverture dans la région où  $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$  est supposée être une ligne droite qui atteint une contrainte nulle à la déformation d'écaillage (spalling strain),  $\varepsilon_{sp}$ . (Voir Figure 4.9).

Les valeurs de résistance à la compression du béton confiné ( $f'_{cc}$ ) et de la déformation correspondante ( $\varepsilon_{cc}$ ) sont calculées à l'aide du modèle de Mander [147].

La principale équation qui détermine la relation entre la contrainte de compression axiale ( $f_c$ ) et la déformation axiale ( $\varepsilon_c$ ) est donnée par l'équation contrainte-déformation axiale suivante, proposée à l'origine par Popovics [148].

$$f_c = \frac{f'_{cc} * \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^r} \quad (4.2).$$

$f'_{cc}$  = résistance à la compression (contrainte maximale) du béton confiné, la déformation à la contrainte maximale du béton  $\varepsilon_{cc}$  repose sur une relation simple proposée par Richart et al. [149] présentée dans l'équation suivante :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (4.3).$$

La résistance à la compression du béton confiné ( $f'_{cc}$ ), peut être calculée en utilisant la résistance à la compression du béton non-confiné ( $f'_{co}$ ) et la pression latérale effective exercée par les armatures transversales ( $f'_l$ ) [147].

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (4.4).$$

$$f'_l = \frac{1}{2} * k_e * \rho_s * f_{yh} \quad (4.5).$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (4.6).$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \quad (4.7).$$

$k_e$  est le coefficient d'efficacité de confinement,  $s'$  est l'espace vertical entre les barres en spirale ou en cercle,  $d_s$  est le diamètre de la spirale entre les centres des barres,  $A_{sp}$  est l'aire de la barre transversale,  $\rho_{cc}$  est le rapport de l'aire de l'armature longitudinale sur l'aire

de la section confiné,  $\rho_s$  est le rapport du volume de l'acier transversal de confinement sur le volume du béton confiné et  $f_{yh}$  est la limite d'élasticité des armatures transversale.

La déformation de compression ultime du béton confiné ( $\epsilon_{cu}$ ), qui est définie comme la déformation à laquelle se produit la première rupture de l'étrier, proposée par Priestley et al. [150], est indiquée dans l'équation suivante :

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \cdot \epsilon_{sm}}{f_{cc}} \quad (4.8).$$

$f_{yh}$ ,  $\rho_s$ ,  $\epsilon_{sm}$  sont respectivement la limite d'élasticité, le rapport volumétrique et la déformation de traction ultime du ferrailage transversal.

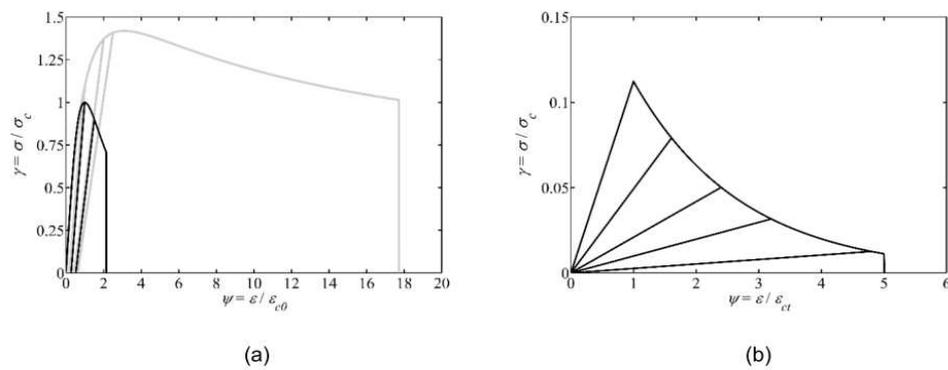


Figure 4. 8 Réponse cyclique du Concrete04 : (a) Réponse de compression du béton confiné et non confiné introduisant la dégradation cyclique (b) réponse en tension[151].

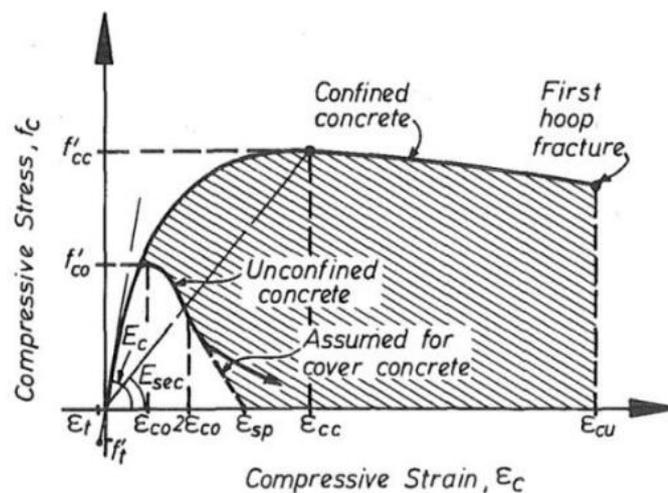


Figure 4. 9 Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné [147].

#### 4.4.3.2 Modèle d'acier

Dans ce document, le modèle uniaxial **Reinforcingsteel** proposé par Kunnath et al. [139] a été adopté pour la description de la loi de comportement de l'acier d'armature longitudinal (voir la Figure 4. 10). Ce modèle est capable de simuler la relation contrainte-déformation non linéaire des barres d'armature, y compris les effets du flambement inélastique, la dégradation par fatigue à bas-cycle et la rupture par traction de l'acier.

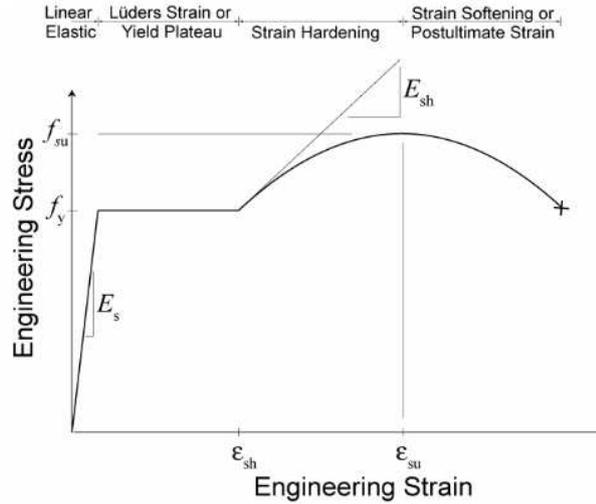


Figure 4. 10 Modèle uniaxial Reinforcingsteel [121]

Le comportement au flambement de l'acier d'armature longitudinal est principalement influencé par la longueur de flambement et la limite d'élasticité des barres d'armature. Ce comportement peut être défini en utilisant un rapport d'élancement non dimensionnel ( $\lambda_p$ ) [16]:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\sigma_y}{100} \frac{L_{eff}}{d}} \quad (4.9).$$

$L_{eff}$  est la longueur de flambement,  $d$  est le diamètre longitudinal de la barre et  $\sigma_y$  est la limite d'élasticité de l'acier.

Par ailleurs, des essais cycliques sur des poteaux en BA ont démontré que la longueur de flambement peut varier de 1 à n fois l'espacement des cadres [111], [152]. Si la longueur de flambement est égale à l'espacement d'un cadre du poteau, le flambement des armatures est classé comme *flambement local*. Cependant, si la longueur de flambement s'étend sur plusieurs espacements des cadres en déformant ces derniers à l'intérieur de la longueur de flambement. Le flambement des armatures est classé comme *flambement global*.

Dans cette thèse, nous ciblons le flambement local des colonnes, en effet, le modèle de calcul de la longueur de flambement proposé par Dhakal-Maekawa [16] pour les poteaux rectangulaires est étendu plus tard par Kashani et al. [17] pour les colonnes circulaires a été adopté. En fait, le modèle de flambement des barres de Dhakal-Maekawa [16] illustré sur la

Figure 4. 11 est un modèle basé sur l'énergie dans lequel la forme du mode de flambement (c'est-à-dire la configuration déformée de la barre flambée) est dérivée en tenant compte de l'influence de la rigidité des cadres sur la longueur de flambement. La barre d'armature longitudinale est considérée comme une poutre fixée aux deux extrémités de la longueur globale de flambement, tandis que les cadres du poteau sont modélisés par des ressorts élastiques discrets.

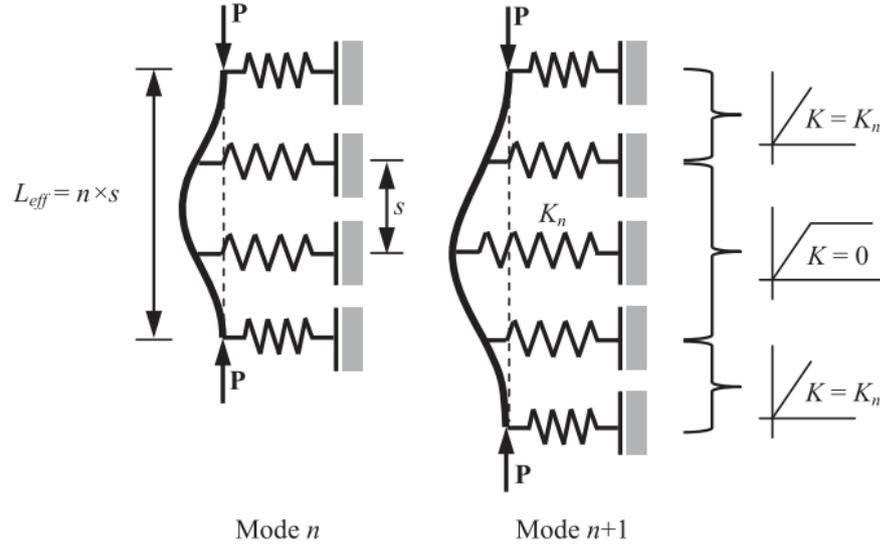


Figure 4. 11 Modèle du flambement du Dhakal–Maekawa.

La rigidité élastique en flexion  $E_s I$  ne peut pas être utilisée ici [153]. Dhakal–Maekawa [16] ont suggéré une rigidité en flexion moyenne  $EI$ , définie par  $EI = \frac{E_s I}{2} \sqrt{\frac{\sigma_y}{400}}$  (4.10) qui a été validée par rapport à une vaste série de données expérimentales.

Où  $E_s$  et  $\sigma_y$  sont les modules élastiques et la limite d'élasticité de l'armature verticale en MPa respectivement.

Dans ce qui suit, la rigidité des armatures horizontales (armatures en spirale pour les colonnes circulaires) est calculée en utilisant l'équation empirique  $K_t = \frac{4E_{sp}A_{sp}}{\sqrt{s^2+d_c^2}}$  (4.11) proposée par

Pantazopolou [154].

$$K_t = \frac{4E_{sp}A_{sp}}{\sqrt{s^2+d_c^2}} \quad (4.12).$$

Où  $E_{sp}$  est le module d'élasticité des armatures en spirale,  $A_{sp}$  est la section transversale de l'armature en spirale,  $s$  est la distance entre spirale,  $d_c$  est le diamètre du noyau (béton confiné).

Dhakar – Maekawa [16] ont proposé une procédure itérative pour calculer la rigidité requise pour maintenir le mode de flambement  $n^{\text{th}}$ . Résoudre les équations

$$\frac{2\pi^4 EI}{n^3 s^3} + \sum_{i=1}^n \frac{c_i k_n}{4} (1 - \cos \frac{2i\pi}{n})^2 - \frac{P_n \pi^2}{2ns} = 0 \quad (4.13).$$

et

$$\frac{2\pi^4 EI}{(n+1)^3 s^3} + \sum_{i=1}^{n+1} \frac{c_i k_n}{4} (1 - \cos \frac{2i\pi}{n+1})^2 - \frac{P_n \pi^2}{2(n+1)s} = 0 \quad (4.14).$$

Donnent simultanément la rigidité de ressort nécessaire  $k_n$  et la charge correspondante  $P_n$ .

Où  $EI$  est la rigidité en flexion moyenne défini dans (4.10),  $s$  est l'espacement entre les armatures horizontales et  $n$  est le mode de flambement. Les détails et la dérivation des équations sont disponibles dans [120]. Un organigramme de la procédure d'itération pour le calcul de la longueur de flambement est illustré dans la Figure 4. 12 ci-dessous. Plus de détails sur la procédure itérative de calcul de la longueur de flambement est décrit dans [17].

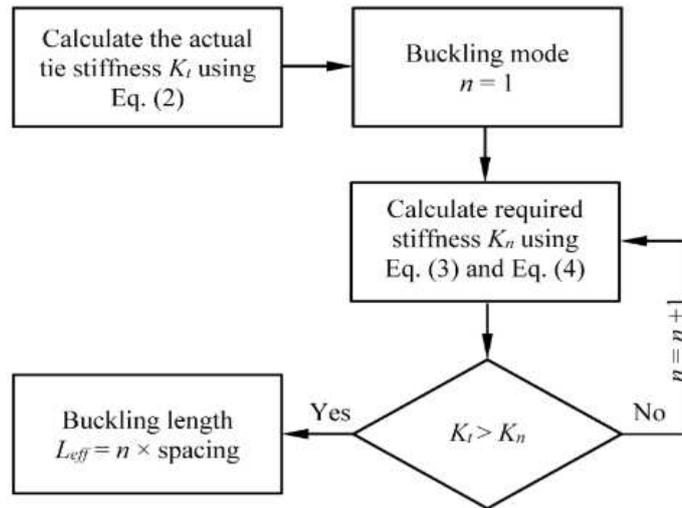


Figure 4. 12 Procédure itérative de calcul de la longueur de flambement [120].

Il est important de souligner que le flambement inélastique peut entraîner un pincement (pinching) sévère à la réponse cyclique contrainte-déformation des barres d'acier causées par l'adoucissement (softening) post-flambement [17], [33]. Ce phénomène est plus prononcé lorsque le rapport d'élanement dépasse 8. Dans ce document, le comportement de flambement inélastique des barres d'acier longitudinales est modélisé sur la base d'un modèle de flambement proposé par Gomes et Appleton [114]. Afin de mieux modéliser l'effet de pincement des barres d'acier, ce modèle considère à la fois le rapport d'élanement et le facteur de réduction de flambement ( $r$ ).

Il est important aussi d'inclure un autre phénomène dans la simulation numérique qui est la fatigue par fracture des barres d'acier. La fatigue à bas-cycle des barres d'armature

sous chargement cyclique peut être représentée en termes d'amplitude de déformation plastique, car c'est le paramètre le plus important affectant la durée de vie en fatigue à bas-cycle de l'acier. Le modèle de Coffin-Manson [122], [123] est utilisé pour prédire la fatigue à bas-cycle des barres d'armature qui relie l'amplitude de déformation plastique au nombre de demi-cycles à la rupture. Ce modèle n'est valable que pour prédire la fatigue à bas cycle sous un chargement d'amplitude constante. Par ailleurs, la règle de Miner [124] peut être utilisée pour tenir compte des dommages de fatigue cumulés sous un chargement temporel aléatoires. En effet, le modèle de Coffin-Manson relie l'amplitude de déformation plastique ( $\varepsilon_p$ ) à la durée de vie en fatigue, comme décrit dans

$$\varepsilon_p = \varepsilon_f (2N_f)^{-\alpha} \quad (4.15).$$

$\varepsilon_f$  est l'amplitude de déformation plastique (coefficient de ductilité),  $2N_f$  est le nombre de demi-cycles à la rupture et  $\alpha$  &  $\varepsilon_f$  sont les constantes du matériau par fatigue calibrés par des résultats des essais expérimentaux.

#### 4.4.3.3 Modèle de la liaison d'adhérence par glissement

Un élément à longueur nulle est utilisé au bas de pile de pont en BA pour simuler la rotation due au glissement de la barre (pénétration de déformation), comme illustre la Figure 4. 13. L'élément à rotation non-linéaire est défini par un modèle de matériau prédéfinie dans OpenSees par 'bond\_sp01' [121]. Le modèle bond\_sp01 est une section indépendante constituée par des fibres du béton et d'acier spécial. Les propriétés mécaniques adoptées dans ce modèle sont  $f_y$ ,  $S_y$ ,  $f_u$ ,  $S_u$  et  $b$  (voir Figure 4. 13). Les limites d'élasticité ( $S_y$ ) et ultime ( $S_u$ ) sont calculées par les équations proposées par Zhao and Sritharan [15], comme suit :

$$S_y = 2.54 \left[ \frac{d_b \cdot f_y}{8437 \sqrt{f'_c}} (2\alpha + 1) \right]^{1/\alpha} + 0.34 \quad (4.16).$$

$$S_u = 35 S_y \quad (4.17).$$

Où  $d_b$  est le diamètre de la barre d'acier,  $\alpha$  est un paramètre généralement pris égale à 0.4,  $f_y$  et  $f'_c$  sont la limite d'élasticité et contrainte de compression du béton et  $b$  est le rapport de durcissement initial vis-à-vis de la réponse monotone de glissement. Il est à noter que la pente initiale de la courbe contrainte-glissement  $k$  est obtenue par  $f_y/S_y$ .

Par ailleurs, le modèle de Zhao et Sritharan [15] pourrait également être utilisé pour capturer le comportement hystérétique de pincement dans la réponse contrainte par rapport au glissement de la barre. Dans ce modèle, le paramètre  $R$  est adopté pour des simulations analytiques des piles en BA dominées par la flexion pour définir les caractéristiques de pincement.

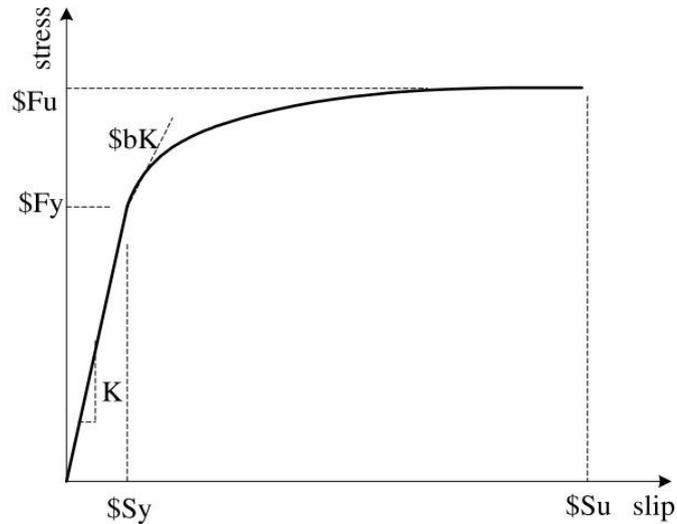


Figure 4. 13 Réponse monotone contrainte- glissement des barres modélisée par Bond\_SP01 [15].

Le matériau uniaxial *concrete01* (Figure 4. 14) est utilisé pour modéliser le béton de au niveau de la section à longueur nulle. Ce modèle suit le modèle du béton du Kent-Scott-Park avec une tension nulle permettant d'ignorer la résistance à la traction. En effet, ce modèle a été adopté pour supposer une capacité de tension nulle dans le modèle du béton. Par conséquent, éviter les instabilités numériques observées lors de la mise à zéro de la branche de tension du Concrete04.

De plus, il est bien connu que la liaison de glissement des barres longitudinales en traction combinée à la compression qui sont dûe à la flexion et à la force axiale peut provoquer une contrainte de compression très localisée dans la zone de compression. Cette contrainte est suffisamment grande pour provoquer des dommages localisés dans le béton confiné – voir la Figure 4. 15. Ce phénomène peut être observé sur une profondeur de compression,  $d_{comp}$ , où la relation contrainte-déformation doit être modifiée pour tenir compte de la présence de dommages localisés dans le béton confiné.

Une valeur de  $d_{comp}$  égale à  $0.5c$  (où  $c$  est la profondeur à l'axe neutre) peut être utilisée dans les analyses [63]. Dans cette thèse,  $d_{comp}$  est supposé être égal à  $0.3D$ , où  $D$  est le diamètre de la colonne, comme recommandé par Kashani et al. [17]. En effet, la relation contrainte-déformation du béton a été modifiée en multipliant la déformation par  $d_{comp}$ . Il convient de noter que toute la section à longueur nulle a été définie comme du béton confiné. Par conséquent, les paramètres de modélisation sont identiques à ceux du modèle du béton confiné. En raison du fait que l'élément de rotation est extrêmement confiné dans la fondation de la colonne. Zhao et Sritharan [15] ont supposé que la branche post-pic du modèle du béton suit un plateau parfaitement plastique lorsque la résistance atteint 80% de la résistance à la compression confinée.

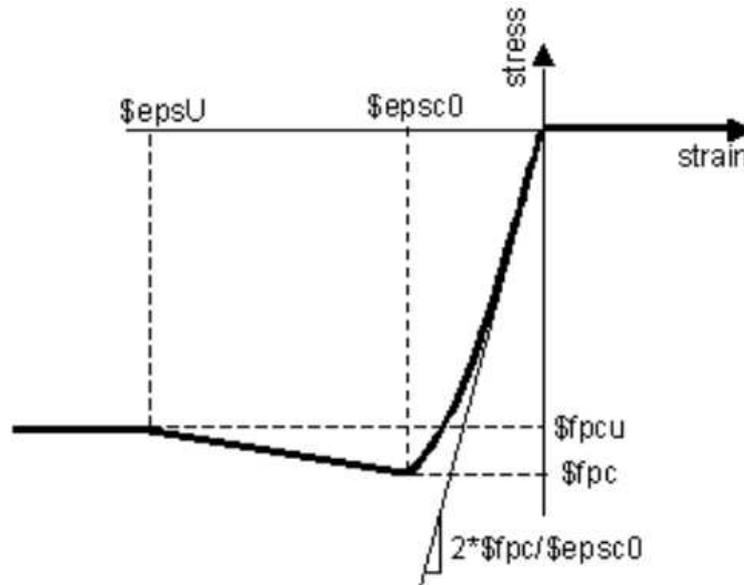


Figure 4. 14 Matériau uniaxial – Concrete01 [121]

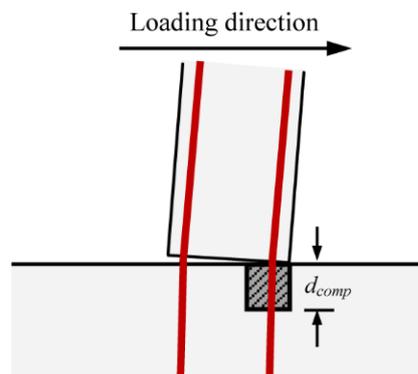


Figure 4. 15 Profondeur de compression supposée [17].

## 4.5 Validation des résultats avec l'expérimentation

Les modèles éléments finis des piles de pont en BA avec différentes configurations structurales ont été calibrés et validés à l'aide de données expérimentales disponibles dans la base de données PEER [125]. Les essais expérimentaux ont été simulés par des chargements cycliques et analyses pushover similaire.

Les propriétés mécaniques adoptées pour les modèles numériques pour le matériau Concrete04, Reinforcingsteel Material et Bond\_sp01 sont présentés dans les Tableau 4. 2 au Tableau 4. 4. Les paramètres de glissement des barres, du flambement et de la fatigue à bas-cycle sont calibrés à partir d'une comparaison des réponses cycliques et des indicateurs

de performance sismique à savoir, la rigidité initiale, la force horizontale maximale et l'énergie hystérétique totale dissipée par les piles du pont en BA.

La Figure 4. 16 montre une comparaison des résultats expérimentaux avec des résultats numériques des modèles d'éléments finis à partir des analyses cycliques pushover des piles 430, 415p, 415s et 815. Il est clair, à partir de la Figure 4. 16, que les réponses prédites par des modèles éléments finis développés sont en très bon accord avec les résultats expérimentaux observés.

En fait, il existe une bonne relation entre le niveau de déplacement correspondant à la rupture par flexion prédit par les modèles numériques et le début d'une dégradation sévère de la résistance à la flexion dans la réponse expérimentale. Il est important de mentionner que toutes les colonnes étudiées ici présentent une dégradation régulière (smooth degradation) qui n'augmente qu'au stade final de la déformation appliquée.

Selon les observations expérimentales [19], [111], [140], la perte de résistance aux charges latérales est principalement causée par l'écrasement du béton du noyau (crushing of the core concrete), du flambement et de la rupture des barres observés au même niveau du déplacement.

A titre d'exemple, dans le cas de la colonne 430, la liaison du glissement représentait plus de 31 % et 51 % du déplacement total pour le premier et le dernier niveau du déplacement respectivement. La contribution de la liaison du glissement est moins prononcée dans le cas de la colonne 815. Le glissement a contribué de 23 % du déplacement total pour les niveaux des déplacements initiaux, et de 28 % du déplacement total au niveau des derniers cycles.

Plus de détails et de discussions sur les résultats obtenus numériquement seront fournis dans le chapitre suivant où la sensibilité de la réponse non linéaire des piles de pont à l'inclusion du glissement de la barre, du flambement de la barre et de la fatigue à faible cycle dans le modèle est étudiée explicitement.

Tableau 4. 2 Propriétés mécaniques du modèle *concrete04*

Pier ID	Concrete	$f_c$ (MPa)	$\epsilon_c$ (%)	$\epsilon_{cu}$ (%)	$f_t$ (MPa)	$E_c$ (MPa)
415	Unconfined	30.3	0.0022	0.0040	2.9	27.5
	Confined	50.7	0.0096	0.0250	2.9	27.5
407	Unconfined	29.6	0.0022	0.0040	2.9	27.2
	Confined	49.9	0.0097	0.0253	2.9	27.2
430	Unconfined	31.7	0.0022	0.0040	3.2	28.1
	Confined	53.7	0.0098	0.0250	3.2	28.1
415p	Unconfined	37.2	0.0022	0.0040	3.8	30.5
	Confined	58.5	0.0085	0.0222	3.8	30.5
415s	Unconfined	37.2	0.0022	0.0040	3.8	30.5
	Confined	48.6	0.0056	0.0149	3.8	30.5
815	Unconfined	33.8	0.0022	0.0040	2.9	29
	Confined	54.7	0.0090	0.0234	2.9	29

Tableau 4. 3 Propriétés mécaniques du modèle *Reinforcingsteel*

Pier ID	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$E_{sh}$ (GPa)	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_{ult}$	$d_b$ (mm)	$l_{sr}$	$\beta$	$r$	$\gamma$	$C_f$	$\alpha$	$C_d$
415	496	662	193	1.9	0.02	0.13	15.875	10	1.0	0.3	0.5	0.5	0.44	0.6
407	496	662	193	1.9	0.02	0.13	15.875	10	1.0	0.8	0.5	0.25	0.44	0.35
430	496	662	193	1.9	0.02	0.13	15.875	10	1.0	0.7	0.4	0.80	0.44	0.55
415p	462	724	193	1.9	0.02	0.13	15.875	10	1.0	0.6	0.4	0.4	0.44	0.6
415s	462	724	193	1.9	0.02	0.13	15.875	8	1.0	0.9	0.8	0.5	0.44	0.6
815	496	662	193	1.9	0.02	0.13	15.875	10	1.0	0.8	0.7	0.45	0.44	0.45

Tableau 4. 4 Propriétés mécaniques du modèle *bond\_sp01*.

Pier ID	$f_y$ (MPa)	$S_y$ (mm)	$f_u$ (MPa)	$S_u$ (mm)	$b$	$R$
415	496	0.46	662	16.2	0.5	0.7
407	496	0.47	662	16.6	0.5	0.7
430	496	0.46	662	16.3	0.5	0.5
415p	462	0.42	724	14.9	0.5	0.8
415s	462	0.42	724	14.9	0.5	0.7
815	496	0.45	662	15.9	0.5	0.5

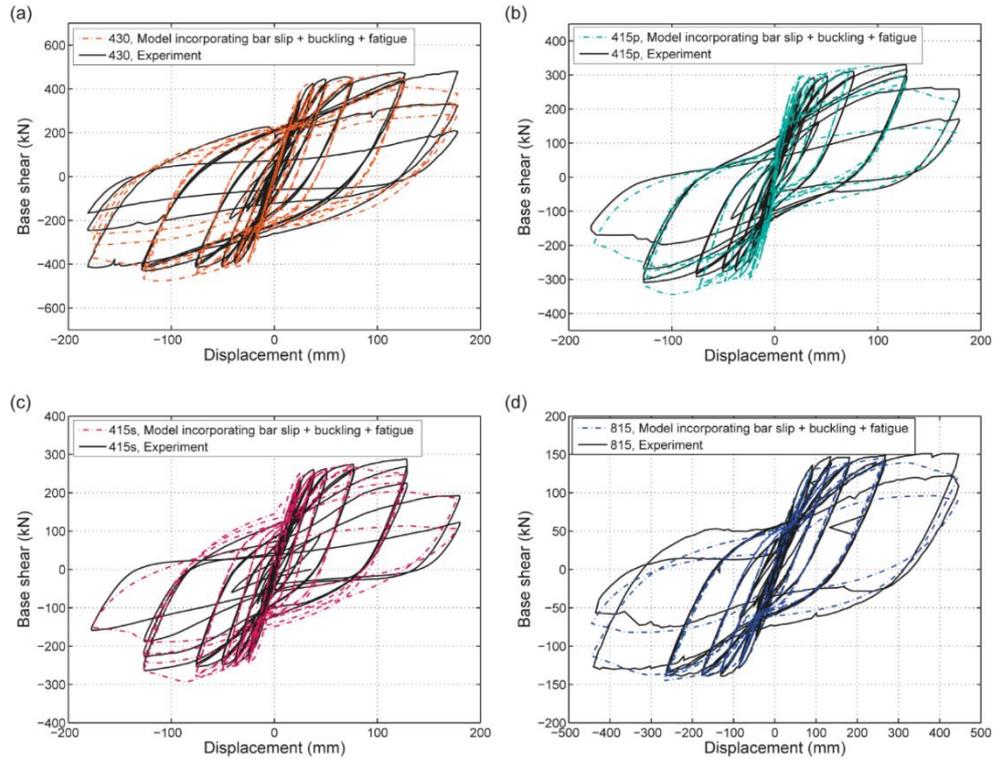


Figure 4. 16 Comparaison des réponses force-déplacement incorporant Glissement + Flambement + Fatigue pour : (a) colonne 430, (b) colonne 415p, (c) colonne 415s et (d) colonne 815.

## 4.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la stratégie de modélisation adoptée en décrivant les lois de comportement adoptées. Des résultats numériques des exemples de piles de pont calibrées et validées ont été présentés et comparés à des données expérimentales.

Dans le chapitre suivant, la sensibilité de la réponse non linéaire des piles de pont à la prise en compte du glissement de la barre, du flambement de la barre et de la fatigue à faible cycle dans la modélisation numérique est étudiée explicitement.



## Chapitre 5

# La performance sismique des piles de pont : Résultats & Discussions

### 5.1 Introduction

Afin d'étudier les effets du glissement, du flambement ainsi que de la rupture par fatigue des barres longitudinales, une comparaison des différents résultats d'analyses numériques (statique, cyclique et transitoire) sur des séries des modèles des piles de pont sera réalisée.

Dans ce chapitre, nous commencerons avec une comparaison quantitative à travers l'analyse statique non-linéaire cyclique vis-à-vis des différents indicateurs de performance sismiques des piles. Les calculs seront effectués selon quatre options de calcul pour les six piles de pont sélectionnées. Rappelons que les piles de pont sélectionnées sont des colonnes à sections circulaires bien confinées et dominées par la flexion. Des conclusions ont été tirées après une comparaison entre les résultats numériques obtenus après calibration et les résultats expérimentaux disponibles dans la base de données des colonnes de PEER [125].

Ensuite, une présentation des résultats des analyses statiques non-linéaires monotones qui vont nous servir également à démontrer et à quantifier l'importance d'intégrer le glissement, le flambement et la fatigue à bas-cycles des barres. Les performances des piles seront quantifiées en termes d'états limites qui, en pratique, sont nécessaires pour prédire les différents états d'endommagement sous différents niveaux de mouvement du sol. Ainsi, des analyses pushover monotone seront effectuées pour toutes les configurations des colonnes et seront répétées pour toutes les options de calcul. En effet, pour des raisons de comparaison, les résultats obtenus seront regroupés et présentés par séries. Nous présenterons également, des contributions des composants du déplacement de flexion, de cisaillement et de glissement de l'élément par rapport au déplacement total des piles de pont.

Nous terminerons ce chapitre par une évaluation de la vulnérabilité sismique des courbes de fragilité. En effet, les courbes de fragilité nécessitant l'établissement et la

comparaison des Analyses Dynamiques Incrémentales (IDA) et les Modèles de Demande Sismique Probabiliste (PSDM).

## 5.2 Analyse statique non-linéaire cyclique

L'objectif principal de cette section est d'étudier les effets du glissement de la barre, du flambement et de la rupture par fatigue à bas cycle des armatures sur la réponse cyclique non linéaire des piles de pont sélectionnées. Pour des raisons de comparaison, les analyses s'effectueront pour différentes options de calcul (se référer au Tableau 1. 1). Notons que les effets individuels et combinés, résumés dans le Tableau 1. 2 sont pris en compte ici. En effet, les tendances observées sont comparées – lorsqu'elles sont disponibles – avec celles rapportées dans la littérature.

Les piles de pont sont soumises à une charge axiale constante et à des charges latérales cycliques (ou, plus précisément, à des déplacements imposés). Les réponses calculées, qui sont exprimées en termes de couple de force horizontale ( $F$ ) et du déplacement total en haut des colonnes ( $\Delta$ ), sont comparées aux résultats expérimentaux observés. Il est important de noter que les modèles de matériaux utilisés dans les simulations numériques pour le béton, l'acier d'armature et l'élément de longueur nulle restent inchangés tout le long des analyses.

L'influence des phénomènes du glissement, du flambement et de la rupture par fatigue des barres d'acier sur les comportements hystérétiques des colonnes 415 et 407, respectivement est illustrée dans les Figure 5. 1 et Figure 5. 2. Le Tableau 5. 1 donne une comparaison quantitative par rapport aux différents indicateurs de performance sismique pour toutes les piles entre les résultats numériques obtenus à partir des différentes options de calcul et les résultats expérimentaux obtenus de la base de données des colonnes de PEER [125].

La comparaison des résultats issus de la méthode des éléments fins (MEF) et les résultats d'expérimentation servira pour évaluer quantitativement la précision de la simulation numérique. Pour des raisons de comparaison, trois indicateurs de performance sismique sont adoptés, à savoir, la rigidité initiale  $K_{initial}$ , la capacité portante latérale maximale  $F_{max}$  et l'énergie hystérétique totale dissipée ( $E_{hyst}$ ).  $K_{initial}$  est défini comme  $F_y/\Delta_y$  où  $\Delta_y$  est le déplacement d'élasticité et  $F_y$  est la force horizontale correspondante.  $F_{max}$  est la force horizontale maximale subie pendant la simulation numérique ou l'essai expérimental. L'énergie totale dissipée par les piles de pont en BA subissant une déformation non linéaire est définie comme, l'énergie dissipée dans chaque cycle  $E_i$  jusqu'à la rupture de la colonne (c'est-à-dire  $E_{hyst} = \sum_{i=1}^n E_i$ ), où  $E_i$  est égale à la zone enfermée par la courbe d'hystérésis représentant les valeurs de la force horizontale et du déplacement. Il convient de noter que seuls les cycles hystérétiques avant une perte de résistance sévère dans la réponse cyclique sont pris en compte dans le calcul de l'énergie totale dissipée par la pile du pont en BA. Une perte de résistance sévère est identifiée lorsque la résistance de la colonne devient inférieure à 80 % de la résistance maximale.

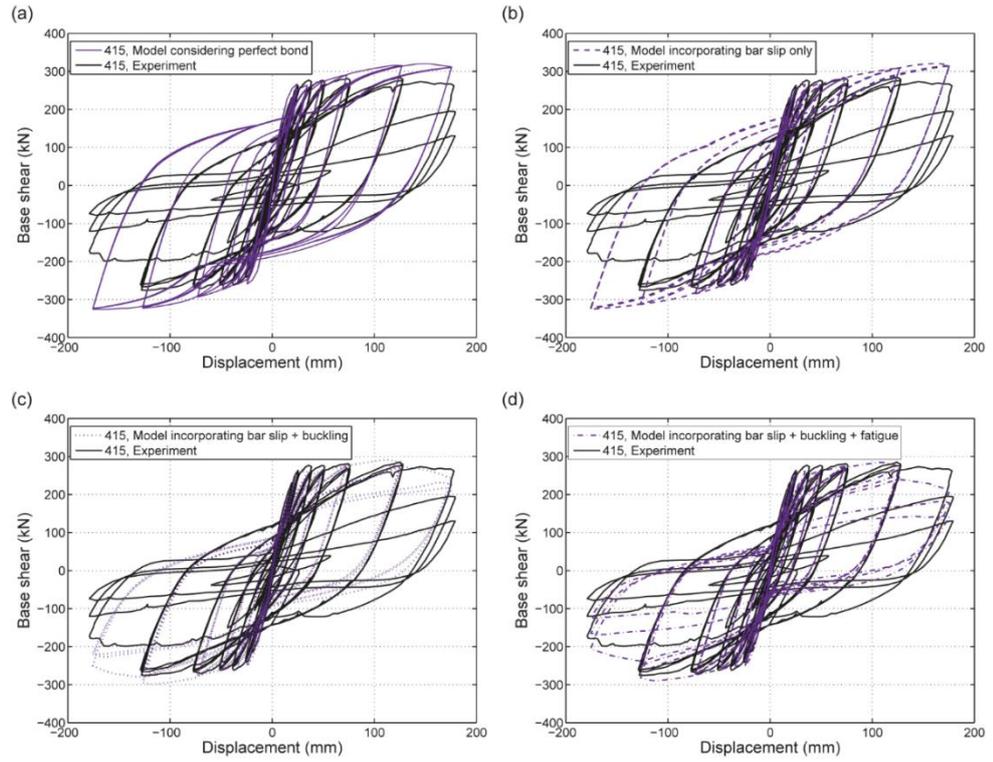


Figure 5. 1 Influence du glissement, du flambement et de la rupture par fatigue sur le comportement cyclique de la colonne 415.

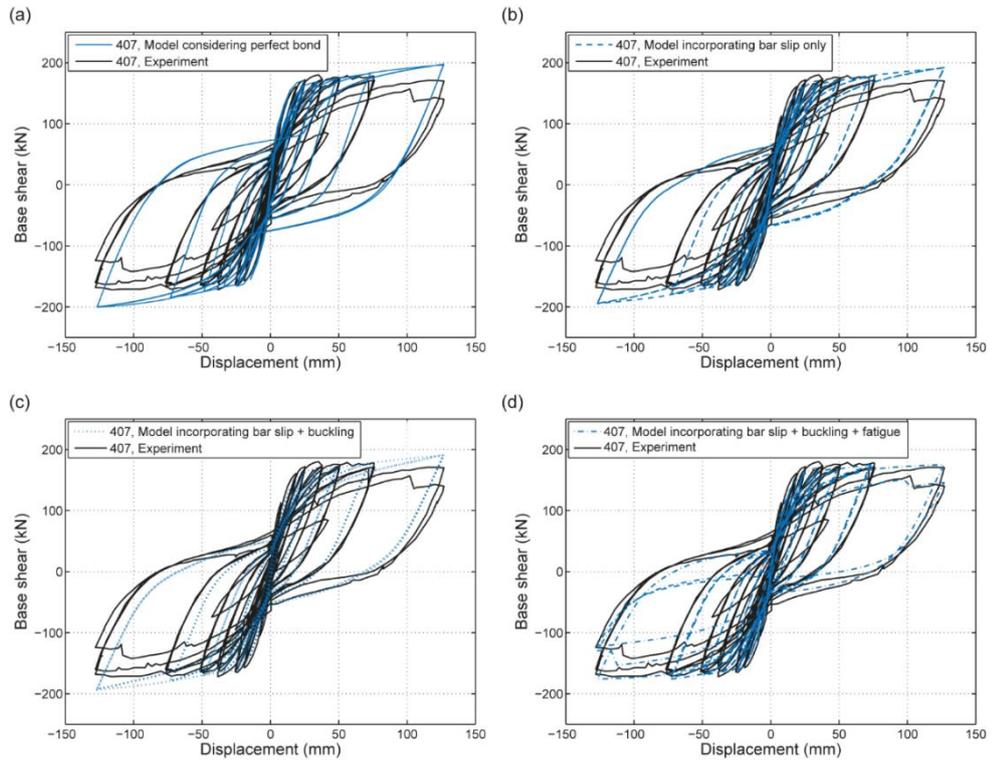


Figure 5. 2 Influence du glissement, du flambement et de la rupture par fatigue sur le comportement cyclique de la colonne 407.

Tableau 5. 1 Comparaison quantitative et indicateurs de performance sismique statique entre les différentes stratégies numériques et les résultats expérimentaux

Calculation option	Pier ID	$K_{initial}$ (kN/mm)			$F_{max}$ (kN)			$E_{hyst}$ (kJ)		
		Sim.	Exp.	Sim./Exp.	Sim.	Exp.	Sim./Exp.	Sim.	Exp.	Sim. /Exp.
Model considering perfect bond	415	14.62	13.10	1.116	320	285	1.123	640	577	1.107
	407	10.31	9.97	1.034	198	180	1.100	308	308	1.000
	430	21.25	16.55	1.284	506	480	1.054	1010	988	1.022
	415p	17.65	12.61	1.400	349	330	1.058	873	629	1.388
	415s	13.64	10.72	1.272	278	288	0.965	605	488	1.240
	815	2.01	1.82	1.104	153	151	1.013	754	847	0.890
	Mean			1.202			1.052			1.108
	Standard deviation			0.138			0.057			0.180
	Max			1.400			1.123			1.388
	Min			1.034			0.965			0.890
Model considering perfect bond + buckling + fatigue	415	14.62	13.10	1.116	282	285	0.990	579	577	1.003
	407	10.31	9.97	1.034	175	180	0.972	280	308	0.909
	430	21.25	16.55	1.284	460	480	0.958	820	988	0.830
	415p	17.65	12.61	1.400	325	330	0.985	629	629	1.000
	415s	14.02	10.72	1.308	273	288	0.948	431	488	0.883
	815	2.01	1.82	1.104	147	151	0.974	624	847	0.737
	Mean			1.208			0.971			0.894
	Standard deviation			0.143			0.016			0.102
	Max			1.400			0.990			1.003
	Min			1.034			0.948			0.737
Model incorporating bar slip only	415	12.66	13.10	0.966	320	285	1.124	668	577	1.157
	407	9.09	9.97	0.912	192	180	1.067	317	308	1.029
	430	17.82	16.55	1.077	504	480	1.050	1050	988	1.063
	415p	15.63	12.61	1.239	351	330	1.064	888	629	1.412
	415s	12.62	10.72	1.177	283	288	0.983	597	488	1.223
	815	1.84	1.82	1.011	152	151	1.007	773	847	0.913
	Mean			1.064			1.049			1.133
	Standard deviation			0.126			0.050			0.174
	Max			1.239			1.124			1.412
	Min			0.912			0.983			0.913
Model incorporating bar slip + buckling	415	12.66	13.10	0.966	291	285	1.022	659	577	1.141
	407	9.09	9.97	0.912	191	180	1.061	324	308	1.052
	430	17.82	16.55	1.077	475	480	0.990	944	988	0.955
	415p	15.63	12.61	1.239	333	330	1.009	817	629	1.299
	415s	12.62	10.72	1.177	278	288	0.965	595	488	1.219
	815	1.84	1.82	1.011	151	151	1.000	781	847	0.922
	Mean			1.064			1.008			1.098
	Standard deviation			0.126			0.032			0.149
	Max			1.239			1.061			1.299
	Min			0.912			0.965			0.922
Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	415	12.66	13.10	0.966	285	285	0.999	611	577	1.058
	407	9.09	9.97	0.912	174	180	0.967	289	308	0.938
	430	17.82	16.55	1.077	464	480	0.967	893	988	0.904
	415p	15.63	12.61	1.239	327	330	0.991	657	629	1.045
	415s	12.59	10.72	1.174	273	288	0.948	482	488	0.988
	815	1.84	1.82	1.011	145	151	0.960	653	847	0.771
	Mean			1.063			0.972			0.951
	Standard deviation			0.125			0.019			0.106
	Max			1.239			0.999			1.058
	Min			0.912			0.948			0.771

### 5.3 Analyses statiques non-linéaire monotones (pushover) et les états limites de flexion

La détermination des états d'endommagement des piles de pont est une étape essentielle dans l'évaluation de la fragilité sismique. En effet, la performance de la pile du pont peut être quantifiée en termes d'indice d'endommagement ([117], [155]) ou par les limites de déformation des matériaux ([156], [157]). Dans ce travail, les seuils de capacité ont été définis par les limites de déformation du béton et de l'acier. Les colonnes sont soumises à des charges latérales croissantes de manière monotone pour créer une courbe de capacité, qui permettrait la détermination des états d'endommagement des piles. En fait, quatre états limites ont été considérés : a) la plastification des barres d'acier longitudinales (yielding of longitudinal steel), b) l'écrasement du béton confiné (crushing of core concrete), c) le flambement (buckling) et d) la rupture par fatigue des barres longitudinales. Les états limites retenus peuvent être également exprimés en termes d'états d'endommagement : léger, modéré, étendu et d'effondrement.

Rappelons que les seuils de capacité pour les quatre états limites sont définis par rapport aux limites de déformation du béton et de l'acier. Plus précisément, la plastification de l'armature longitudinale est supposée se produire lorsque la déformation en traction atteint le rapport entre la limite d'élasticité ( $f_y$ ) et le module d'élasticité ( $E_s$ ). La déformation d'écrasement du béton confiné est supposée se produire lorsque la déformation du béton confiné varie de 0.015 à 0.05 [62]. Dans la présente étude, l'écrasement du béton confiné est supposé atteint pour une déformation du béton égale à 0.033. Le flambement et la rupture par fatigue des barres longitudinales sont supposés se produire lorsque la déformation à la traction dans la fibre d'acier extrême atteint ses valeurs de déformation ultime. Les seuils de valeurs correspondantes sont déterminées pour chaque pile de pont selon les équations proposées par Berry and Eberhard [63] où le début du flambement et de rupture des barres sont prédits en fonction du taux de confinement effectif,  $\rho_{eff}$ .

En effet, la capacité sismique des piles de pont sélectionnées exprimée en termes d'états d'endommagement est évaluée grâce à l'analyse statique non linéaire et est illustrée dans la Figure 5. 3. Notons que pour mieux quantifier l'importance d'incorporer le glissement de barre, le flambement et la rupture par fatigue des barres d'acier dans la modélisation numérique des colonnes, les résultats obtenus à partir des différentes options de calcul sont regroupés par séries (c'est-à-dire LR, AL, SR et AR) sur la Figure 5. 3.

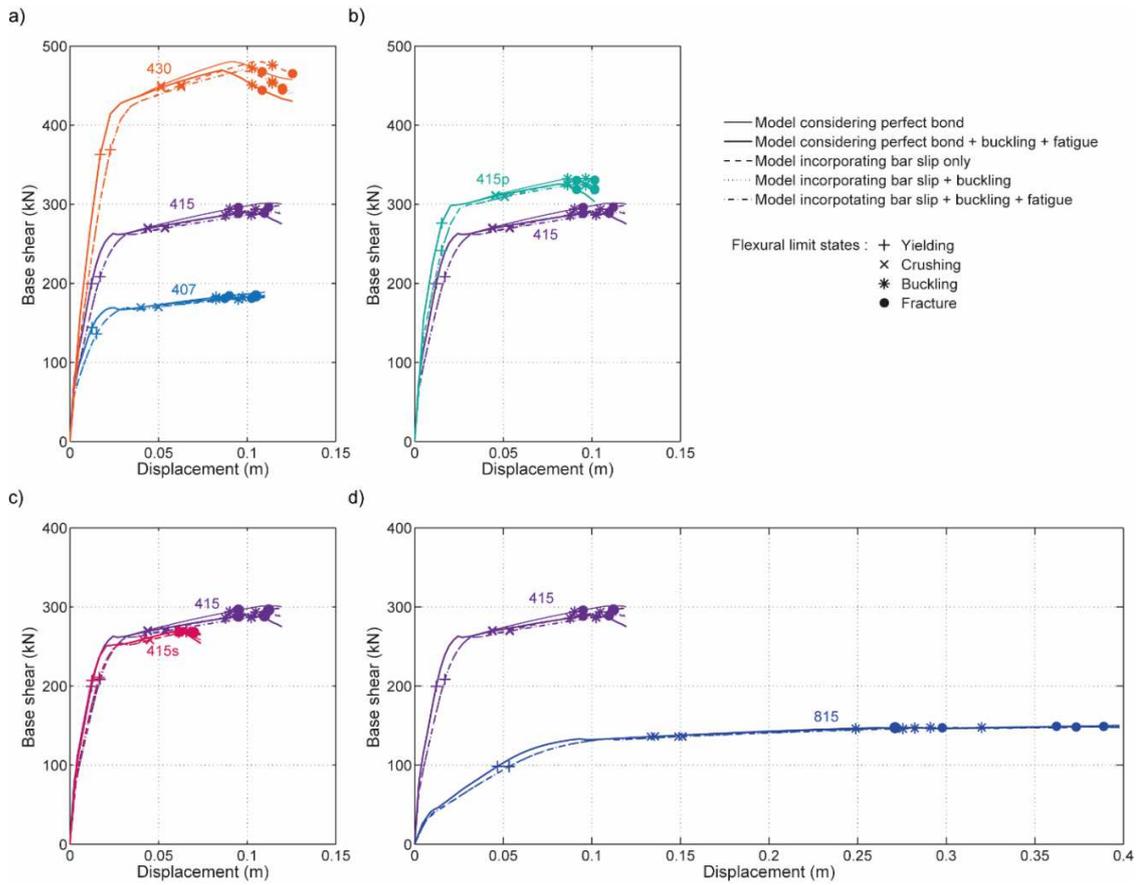


Figure 5. 3 Résultats des analyses pushover considérant différentes options de calculs pour les séries des colonnes (a) LR, (b) AL, (c) SR and (d) AR.

## 5.4 Résultats comparatifs et discussion – Analyses statiques

### 5.4.1 Effet du glissement

Ignorer le phénomène du glissement peut conduire à une surestimation de la rigidité initiale des piles de pont. A titre d'exemple, dans le cas d'un modèle de pont qui considère une liaison parfaite, les valeurs moyennes des rapports calculés/observés pour la rigidité initiale sont de 1,208. La prédiction s'est améliorée avec l'inclusion de l'effet du glissement de barre dans le modèle et le rapport susmentionné devient 1,064. De plus, il a été observé que négliger ce phénomène a un effet négligeable sur la capacité portante latérale maximale. La valeur moyenne des rapports calculés/observés de la capacité portante latérale maximale ne dépasse jamais 6,7 %.

En plus, négliger le glissement des barres dans les colonnes (qui ont des rapports de charge axiale relativement inférieurs) peut conduire à une dissipation d'énergie légèrement supérieure - voir le Tableau 5. 2. Cette conclusion a été confirmée par d'autres chercheurs [15], [20], [21], [117], [158].

De même, l'incorporation du phénomène du glissement dans la simulation numérique affecte de manière significative les états limites de flexion des piles de pont sélectionnées, notamment en termes de déplacements. En fait, la sensibilité des performances de flexion des piles de pont à l'inclusion du glissement est clairement démontrée dans le Tableau 5. 2 pour les états limites de plastification des barres et d'écrasement du béton confiné. A titre d'exemple, pour le cas de la pile 415, les déplacements aux états limites à la plastification des barres, à l'écrasement du béton confiné, au flambement et à la rupture par fatigue sont augmentés respectivement de 40, 22, 16 et 18 %. En revanche, les résistances au cisaillement à la base sont similaires, car les différences ne dépassent pas 4%.

Notons que la sensibilité au phénomène du glissement des barres est moins prononcée dans le cas de la colonne 815. Ceci est certainement dû au fait que la contribution de la composante du glissement par rapport au déplacement total est relativement faible comparée aux autres configurations des colonnes. Ceci est clairement observé sur la Figure 5. 4 représentant le tracé des différentes contributions des composants du déplacement de l'élément (flexion, cisaillement et glissement) par rapport au déplacement total pour toutes les colonnes. Les résultats présentés sont similaires avec les résultats expérimentaux rapportés par [19], [111].

Tableau 5. 2 Réponse normalisée de la liaison du glissement sans incorporer la dégradation de la résistance et de la rigidité due au flambement et à la fatigue des barres pour toutes les configurations.

Pier ID	Parameters	Model incorporating bar slip only / Model considering perfect bond			
		Yielding	Crushing	Buckling	Fracture
415	Displacement	1.40	1.22	1.16	1.18
	Base shear	1.04	1.00	1.00	1.00
407	Displacement	1.20	1.25	1.18	1.17
	Base shear	0.94	1.00	1.00	1.00
430	Displacement	1.33	1.22	1.11	1.16
	Base shear	1.02	1.00	1.01	0.99
415p	Displacement	1.00	1.11	1.12	1.11
	Base shear	0.87	0.99	1.00	1.00
415s	Displacement	1.33	1.10	1.07	1.13
	Base shear	1.02	1.00	1.00	1.00
815	Displacement	1.14	1.11	0.91	1.07
	Base shear	1.00	1.00	1.00	1.00

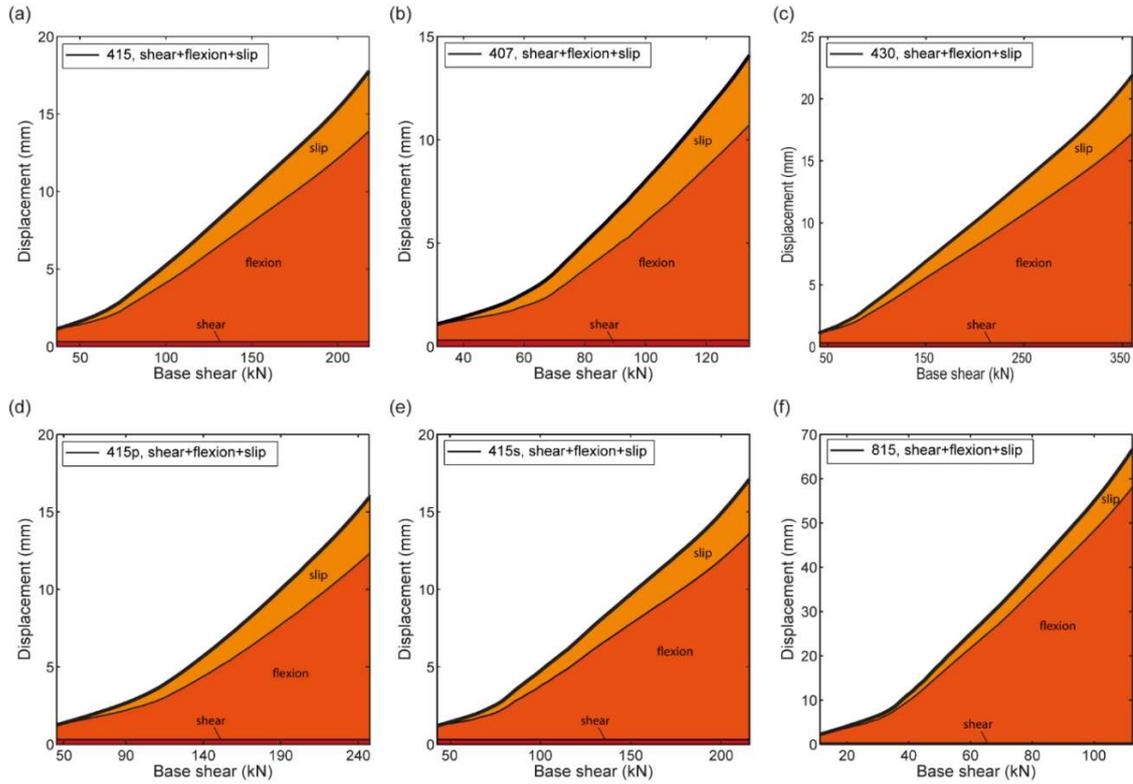


Figure 5. 4 Contributions des composants du déplacement (flexion, cisaillement et glissement) par rapport au déplacement total avec un cisaillement à la base prédit par le modèle numérique.

### 5.4.2 Effet du flambement des barres

Les résultats obtenus ont indiqué que l'impact du flambement des barres sur les résultats numériques est relativement faible sauf dans le cas où la colonne est soumise à des charges axiales élevées. En général, les modèles négligeant le flambement des barres surestiment légèrement la résistance latérale (ayant une valeur moyenne des rapports calculés/observés de 1,05). De même, ils ne sont pas capables de capturer l'effet de pincement et par conséquent la capacité de la pile du pont à dissiper l'énergie hystérétique. A titre d'exemple, dans le cas de la colonne 415p, en ignorant le flambement des barres, le rapport calculé/observé pour l'énergie hystérétique est surestimé de 11%.

Il est important de noter que l'effet du post-flambement sur le comportement de la colonne dépend de la longueur de flambement ( $L_{eff}$ ). Généralement, plus la longueur de flambement est longue, plus l'effet d'adoucissement post-flambement est important. Ce dernier se caractérise par un facteur de réduction « r » plus faible – voir Tableau 4. 3. Ceci peut être clairement observé sur la Figure 4. 16(b) et (c), représentant la réponse de la colonne 415p avec ( $L_{eff}/d = 10$ ) et la réponse de la colonne 415s avec ( $L_{eff}/d = 8$ ). En comparant la réponse cyclique, il est évident que la réponse de la colonne 415p est plus pincée par rapport à la réponse de la colonne 415s. Ces résultats ont été confirmés par des résultats numériques rapportés par [16]–[18], [28].

En ce qui concerne les états limite de flexion, les valeurs du cisaillement à la base et du déplacement sont presque similaires pour le *modèle incorporant uniquement le glissement* et le *modèle incorporant le glissement + flambement* pour toutes les colonnes – voir Figure 5. 3. Ce qui signifie que le flambement de la barre n’affecte pas les performances de flexion des colonnes en termes de la résistance au cisaillement et au déplacement pour les états limites de la plastification des barres d’acier longitudinales, de l’écrasement du béton confiné, du flambement et de la rupture par fatigue des barres longitudinales.

### 5.4.3 Effet de la rupture par fatigue des barres

La fatigue à bas cycle a un effet négligeable sur la rigidité initiale. De plus, les modèles négligeant la fatigue surestiment la capacité portante latérale maximale. En général, les différences observées sont inférieures à 9 %. L’effet de la fatigue à bas cycle sur la résistance latérale ne semble pas significatif puisque toutes les colonnes étudiées ici présentent une dégradation progressive qui n’augmente que pour des déplacements imposés élevés. Cela conduira à un flambement et une rupture prématurée pour des déplacements imposés relativement faibles, citons à titre d’exemple la pile 415s. Cette observation est valable pour les colonnes circulaires en BA et peut être différente pour d’autres formes de colonnes qui ont subi une perte de résistance significative à des niveaux de déplacement antérieurs [28], [43].

Il est important de noter aussi que les modèles numériques incorporant la fatigue prédisent correctement l’énergie de dissipation et une dégradation progressive importante, comme illustrés dans les figures Figure 5. 1 et Figure 5. 2. Ces conclusions ont été confirmées par des résultats numériques reportés par [17], [118].

La même tendance a été observée en termes d’états limites. L’incorporation de la fatigue à bas cycle n’affecte pas les performances de flexion des colonnes en termes de plastification et d’écrasement, mais conduit à une légère différence au niveau du déplacement et à la résistance au cisaillement aux états limites du flambement et de la rupture, comme montre la Figure 5. 3.

En outre, le comportement monotone montre la même tendance que le comportement cyclique où la dégradation de la résistance a également été observée au cours des derniers cycles. Il est important de noter que le changement significatif dans les tendances des courbes de capacité en raison de l’inclusion de la fatigue à bas cycle n’est pas représenté sur la Figure 5. 3 car les courbes de capacité sont coupés juste après l’observation des états limites de rupture.

### 5.4.4 Effet combiné du flambement et de la fatigue

La dégradation par fatigue à bas cycle combinée au flambement inélastique a une influence significative sur la réponse inélastique des colonnes en BA, en particulier dans le cas des colonnes subissant une rupture de barre en traction juste après le flambement (par exemple les colonnes 415, 407, 415p et 815). A titre d’exemple, dans le cas de la colonne 415p, le rapport calculé/observé de l’énergie totale dissipée par le pont considérant uniquement *le glissement et le flambement des barres* est surestimé de 30 %. La prédiction s’est

améliorée avec *l'inclusion de la fatigue* dans le modèle et le pourcentage susmentionné est devenu de 5 %.

De même, l'incorporation simultanée du glissement de la barre, du flambement et de la fatigue à faible cycle peut présenter une interaction significative et intéressante. C'est la raison pour laquelle, le modèle incorporant la dégradation de la résistance et de la rigidité due au flambement et à la fatigue de la barre sans inclure le glissement de la liaison peut être négligé. Ces conclusions ont été confirmées par d'autres résultats numériques rapportés par [17], [28], [117], [118].

D'autre part, les performances de flexion des piles en termes de cisaillement et du déplacement pour les limites de plastification et d'écrasement du béton restent inchangées dans le cas où l'effet du glissement est pris en compte comme illustré sur la Figure 5. 3. Une fois le béton confiné s'est fissuré, le *modèle incorporant glissement de barre + flambement + fatigue* présente des déplacements et une résistance à la base relativement faible en termes de limite du flambement et de fatigue. A titre d'exemple, dans le cas de la colonne 415, les déplacements en flambement et en fatigue diminuent de 2 %, tandis que les capacités de cisaillement à la base correspondantes diminuent respectivement de 2 et 3 % (voir Tableau 5. 3).

Tableau 5. 3 Réponse normalisée de l'effet combiné du flambement et de la fatigue de la barre pour toutes les configurations.

Pier ID	Parameters	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue / Model incorporating bar slip only			
		Yielding	Crushing	Buckling	Fracture
415	Displacement	1.00	1.00	0.98	0.98
	Base shear	1.00	1.00	0.98	0.97
407	Displacement	1.00	1.00	0.97	0.98
	Base shear	1.00	1.00	0.99	0.98
430	Displacement	1.00	1.00	1.00	0.95
	Base shear	1.00	0.99	0.95	0.96
415p	Displacement	1.00	1.00	1.00	1.00
	Base shear	1.00	1.00	0.97	0.96
415s	Displacement	1.00	1.00	1.00	1.00
	Base shear	1.00	1.00	1.00	1.00
815	Displacement	1.00	0.99	0.95	0.77
	Base shear	1.00	1.00	0.99	0.99

### 5.4.5 Effet combiné du glissement, du flambement et de la fatigue à bas-cycle

Comme mentionné dans les sections précédentes, les réponses numériques force-déplacement obtenues à partir du modèle non linéaire incluant le glissement de la barre + le flambement + la fatigue se rapprochent bien du comportement expérimental des piles du pont sur toute la plage de réponse (voir le Tableau 5. 1).

L'analyse des résultats en termes des états limites montre que l'incorporation simultanée des effets du glissement, du flambement et de la fatigue présente une interaction significative en termes de plastification des barres, de l'écrasement du béton confiné, du flambement et de la rupture par fatigue (pour plus de détails, voir le Tableau 5. 4).

Tableau 5. 4 Réponse normalisée du glissement avec l'inclusion de la dégradation de la résistance et de la rigidité due au flambement et à la fatigue de la barre pour toutes les configurations.

Pier ID	Parameters	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue / Model considering perfect bond			
		Yielding	Crushing	Buckling	Fracture
415	Displacement	1.42	1.23	1.13	1.16
	Base shear	1.04	1.00	0.97	0.98
407	Displacement	1.25	1.25	1.16	1.13
	Base shear	0.94	1.00	0.99	0.98
430	Displacement	1.35	1.24	1.11	1.11
	Base shear	1.02	1.00	0.96	0.95
415p	Displacement	1.00	1.11	1.13	1.12
	Base shear	0.87	0.99	0.98	0.96
415s	Displacement	1.33	1.10	1.06	1.13
	Base shear	1.02	1.00	1.00	0.99
815	Displacement	1.13	1.10	0.86	0.82
	Base shear	1.00	1.00	0.99	0.98

## 5.5 Récapé

Une analyse a été effectuée afin d'étudier la sensibilité des réponses de flexion cycliques et monotones non linéaires des piles, à l'inclusion du glissement, du flambement et de la fatigue à bas cycle. Les résultats ont confirmé que les effets individuels du glissement des barres, les effets combinés du flambement et de la fatigue ainsi que les effets combinés du glissement, du flambement et de la fatigue sont les facteurs les plus importants qui peuvent affecter de manière significative la réponse non linéaire des piles de pont en BA.

En effet, l'effet individuel du flambement des barres est limité dans les simulations numériques, au moins pour les configurations des piles de pont choisies. De même, le modèle incorporant le flambement et la fatigue sans inclusion du glissement peut être négligé. En outre, l'incorporation simultanée du glissement de la barre, du flambement et de la fatigue à bas cycle peut présenter une interaction significative.

De ce fait, seuls les trois options de calculs sont à considérer dans les sections suivantes (analyses IDA), à savoir, (i) Modèle considérant la liaison parfaite, (ii) Modèle incorporant la liaison du glissement, (iii) Modèle incorporant le glissement, le flambement et la fatigue.

## 5.6 Analyses Dynamiques Incrémentales (IDA) des piles

### 5.6.1 Introduction

Dans cette section, nous discuterons les réponses dynamiques des piles de pont en BA obtenues à partir des analyses temporelles non-linéaires (NTHA). Une étude de sensibilité des résultats à l'inclusion de : (i) l'effet de la liaison du glissement des barres, (ii) la combinaison des effets du flambement et la fatigue à bas cycle et (iii) la combinaison des effets du glissement, du flambement et de la fatigue à bas cycle, sera effectuée. Comme il a été démontré dans les sections précédentes, ces effets peuvent affecter de manière significative la réponse non-linéaire (cyclique et monotone) des piles de pont en BA. En effet, la sensibilité de la réponse cyclique non-linéaire et les performances de flexion des colonnes à l'inclusion du glissement des barres, du flambement et de la fatigue (ou effets combinés) ont confirmé que l'effet du flambement seul est limité (du moins pour les configurations des colonnes sélectionnées). Par conséquent, trois options de calcul sont à considérer dans les analyses qui suit, à savoir, (i) Modèle considérant l'adhérence parfaite (en anglais, perfect bond), (ii) Modèle considérant la liaison du glissement et (iii) Modèle considérant le glissement + flambement + fatigue à bas cycle.

La NTHA peut être utilisée pour évaluer les réponses dynamiques temporelles des piles de pont en BA. Cette analyse est particulièrement avantageuse pour prédire avec précision les demandes sismiques des structures soumises à des charges sismiques. Afin d'estimer avec précision les grandes réponses inélastiques, Luco et Cornell [13] & Vamvatsikos et Cornell [14] ont développé une Analyse Dynamique Incrémentale (Incremental Dynamic Analysis IDA). Cette méthode est basée sur NTHA qui est effectuée à l'aide d'une série d'enregistrements sismiques naturels ou artificiels en utilisant un modèle d'éléments finis bien calibré. L'obtention des courbes IDA à partir d'une série de NTHA, exprimant une relation entre les paramètres de demande d'ingénierie sélectionnés (Engineering Demand Parameter 'EDP') et l'intensité de mesure (Intensity of measure 'IM') du mouvement du sol permet d'étudier le comportement complet des demandes sismiques de différents niveaux de dommages en ajustant la mesure d'intensité de mesure (IM) de la réponse élastique jusqu'au l'effondrement de la structure.

En effet, pour développer la courbe IDA, l'Accélération Maximale du Sol (PGA) est sélectionnée comme IM. Le PGA est déjà prouvé être un IM efficace et suffisant pour l'évaluation de la performance sismique des colonnes des ponts (e.g. [64], [159]). Ce choix est particulièrement adapté car il est plus pratique de mettre à l'échelle les enregistrements sismiques que l'accélération spectrale [61]. En effet, la PGA est incrémentée de 0.01g jusqu'à la dernière valeur du PGA afin d'assurer que les réponses sismiques couvrent une large gamme de réponses inélastiques. Notons que la valeur finale du PGA est ajustée pour chaque colonne du pont au "point d'effondrement" du modèle d'éléments finis [14]. Cela signifie que différents facteurs (multiplicateurs) sont sélectionnés pour les piles de pont choisies. Il est important de noter aussi qu'une augmentation de la valeur du PGA des enregistrements sismiques en multipliant par un facteur ne conduit certainement pas des résultats fiables [160]. Cependant, selon Parghi and Alam [161], cette stratégie peut être appliquée afin de

fournir une meilleure compréhension et un meilleur aperçu sur la performance des colonnes sous des tremblements de terre.

D'autre part, un autre paramètre important définissant l'analyse IDA est l'EDP. Le drift maximum en % (Maximum Drift 'MD') est sélectionné comme EDP. Notons que MD est défini comme le déplacement sismique maximum par rapport au point haut de la colonne sur sa hauteur pour un niveau d'intensité sismique, cela représente un point sur la courbe du IDA.

## 5.6.2 Sélection des enregistrements sismiques

Le choix approprié des enregistrements sismiques joue un rôle important dans l'évaluation probabiliste du risque sismique qui doit être représentatif de l'aléa sismique du site considéré. L'objectif de cette section est d'introduire une variabilité des enregistrements sismiques et d'étudier leur impact sur le comportement des piles du pont sélectionnées.

En effet, afin d'introduire une variabilité du mouvement sismique du sol. Une série de 20 enregistrements sismiques superficiels est sélectionnée à partir de la base de données PEER (<http://peer.berkeley.edu/smcat>). Le Tableau 5. 5 présente les caractéristiques des enregistrements sismiques y compris les magnitudes ( $M_w$ ), l'Accélération Maximale du Sol (PGA), les distances les plus proches de la rupture de la faille ( $R_{rup}$ ) et les vitesses des ondes de cisaillement à 30 m ( $V_{s30}$ ). Les enregistrements sismiques sélectionnés ont des valeurs de magnitudes et de PGA de faibles à moyennes, qui sont respectivement comprises entre 6.0 à 7.14 et 0.16 à 0.77. Le  $R_{rup}$  est de l'ordre de 0.1 à 10 km et les vitesses des ondes  $V_{s30}$  comprises entre 200 et 600m/s.

La Figure 5. 5(a) illustre les 20 enregistrements sismiques sélectionnés sous forme d'accélération spectrales pour un amortissement de 5%. Tandis que la Figure 5. 5(b) représente les différents pourcentages d'accélération spectrale. D'après ces figures, il est clair que les enregistrements sismiques sélectionnés peuvent représenter de façon correcte une large variation des intensités de mesure.

En outre, la période fondamentale des piles de pont sélectionnées varie entre 0,2s et 0,6s (voir Tableau 5. 6). À partir de la Figure 5. 5, on peut également remarquer une variation de la période de  $0.2T_1$  au  $2.0 T_1$  (0.04s – 1.2s), ce qui donne une indication sur la plage de périodes où la réponse structurelle est la plus sensible à l'excitation d'entrée [162]. A cet effet, la variation de la période représentant les colonnes sélectionnées indiquant une bonne représentation des mouvements du sol sélectionnés.

Il est important de mentionner encore une fois que les enregistrements sismiques sont mis à l'échelle à plusieurs niveaux d'intensité afin de mieux estimer les demandes sismiques inélastiques des piles de pont [13], [14]. De plus, l'IDA a été réalisée et mis à l'échelle pour chaque enregistrement sismique à 100 intervalles afin d'avoir des données de dommages suffisantes correspondant à différents niveaux d'intensité. Cela signifie que chaque analyse temporelle à part représente un niveau d'intensité d'un mouvement du sol donné, ce qui donne un total de 2000 données à utiliser dans l'analyse de régression.

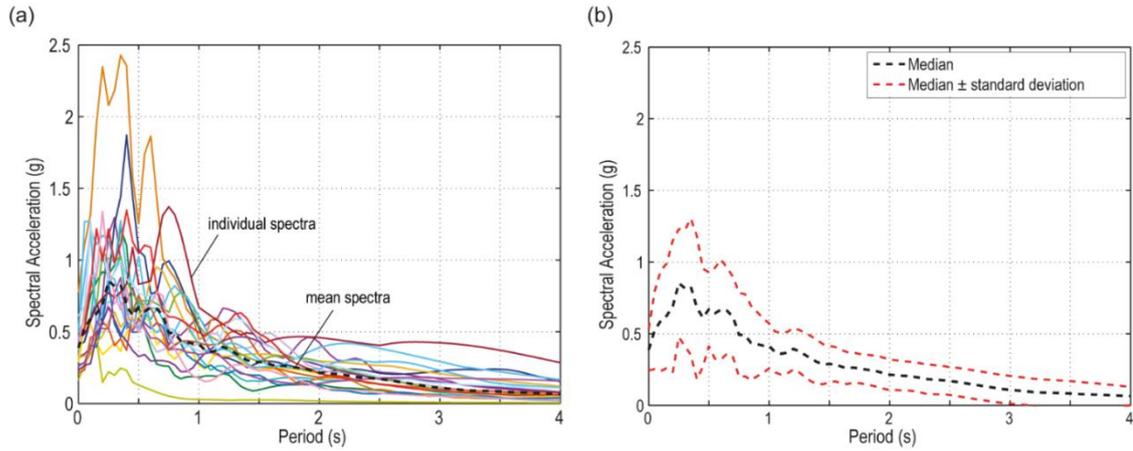


Figure 5. 5 Sélection des enregistrements sismiques : a) l'accélération spectrale et b) pourcentages d'accélération spectrale.

Tableau 5. 5 Caractéristiques des enregistrements sismiques utilisés dans l'IDA

No.	Earthquake Name	Year	Station Name	$M_w$	PGA(g)	Rrup (km)	Vs30 (m/s)
1	Helena, Montana-01	1935	Carroll College	6.0	0.16	2.86	593.35
2	Dinar, Turkey	1995	Dinar	6.4	0.32	3.36	219.75
3	Parkfield	1966	Cholame - Shandon Array #5	6.19	0.44	9.58	289.56
4	Managua, Nicaragua-01	1972	Managua, ESSO	6.24	0.37	4.06	288.77
5	Duzce, Turkey	1999	Duzce	7.14	0.40	6.58	281.86
6	Imperial Valley-06	1979	Aeropuerto Mexicali	6.53	0.30	0.34	259.86
7	Imperial Valley-06	1979	Agrarias	6.53	0.28	0.65	242.05
8	Imperial Valley-06	1979	Bonds Corner	6.53	0.77	2.66	223.03
9	Imperial Valley-06	1979	Chihuahua	6.53	0.26	7.29	242.05
10	Imperial Valley-06	1979	EC County Center FF	6.53	0.21	7.31	192.05
11	Imperial Valley-06	1979	El Centro - Meloland Geot. Array	6.53	0.31	0.07	264.57
12	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #10	6.53	0.23	8.6	202.85
13	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #4	6.53	0.48	7.05	208.91
14	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #5	6.53	0.52	3.95	205.63
15	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #6	6.53	0.44	1.35	203.22
16	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #7	6.53	0.46	0.56	210.51
17	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #8	6.53	0.61	3.86	206.08
18	Imperial Valley-06	1979	El Centro Differential Array	6.53	0.48	5.09	202.26
19	Imperial Valley-06	1979	Holtville Post Office	6.53	0.25	7.5	202.89
20	Mammoth Lakes	1980	Convict Creek	6.06	0.41	6.63	382.12

Tableau 5. 6 Périodes de mode fondamental des piles de pont sélectionnées.

Pier ID	Vibration period (s)
415	0.242
407	0.254
430	0.224
415p	0.329
415s	0.229
815	0.667

### 5.6.3 Courbe pushover dynamique

L'IDA est réalisée à l'aide d'une série de 20 enregistrements sismiques présentés dans la section précédente où les composants horizontaux des enregistrements de mouvements du sol sont directement appliqués à la base des piles de pont sélectionnées. Les analyses IDA sont effectuées pour toutes les options de calcul considérées, à savoir, (i) Modèle considérant l'adhérence parfaite, (ii) Modèle incorporant le glissement et (iii) Modèle incorporant glissement de barre + flambement + fatigue. En raison de l'absence de résultats expérimentaux, l'analyse IDA est validée en comparant les courbes des analyses pushover statique (cisaillement de base vs déplacement latéral supérieur) avec les points de réponse dynamique générés à partir de l'IDA.

La Figure 5. 6 illustre les courbes pushover dynamiques pour toutes les colonnes en utilisant trois options de calcul différentes.

Il est important de noter que dans l'IDA, la méthode d'intégration temporelle Newmark- $\beta$  est utilisée avec des coefficients  $\gamma = 0.50$  et  $\beta = 0.25$ . En effet, Le pas du temps d'analyse numérique est choisi comme l'intervalle de discrétisation des accélérogrammes. Un pas minimum de 0.01 s a été utilisé dans les analyses dynamiques incrémentales. Les équations d'équilibre non-linéaire sont résolues par l'algorithme de résolution de Newton-Raphson. Le critère de convergence est fixé à  $10^{-4}$  pour 100 itérations. En effet, si la convergence n'est pas atteinte, le pas du temps est divisé par 2. Si la convergence n'est pas atteinte encore, le pas du temps est divisé une autre fois sur 2. Si après ces deux opérations, la convergence n'est pas atteinte, d'autres algorithmes sont utilisés pour améliorer la convergence numérique de la résolution telle que Modified Newton-Raphson and Newton-Raphson with Line Search. Plus de détails sur les commandes des algorithmes sont trouvés dans manual d'OpenSees [121].

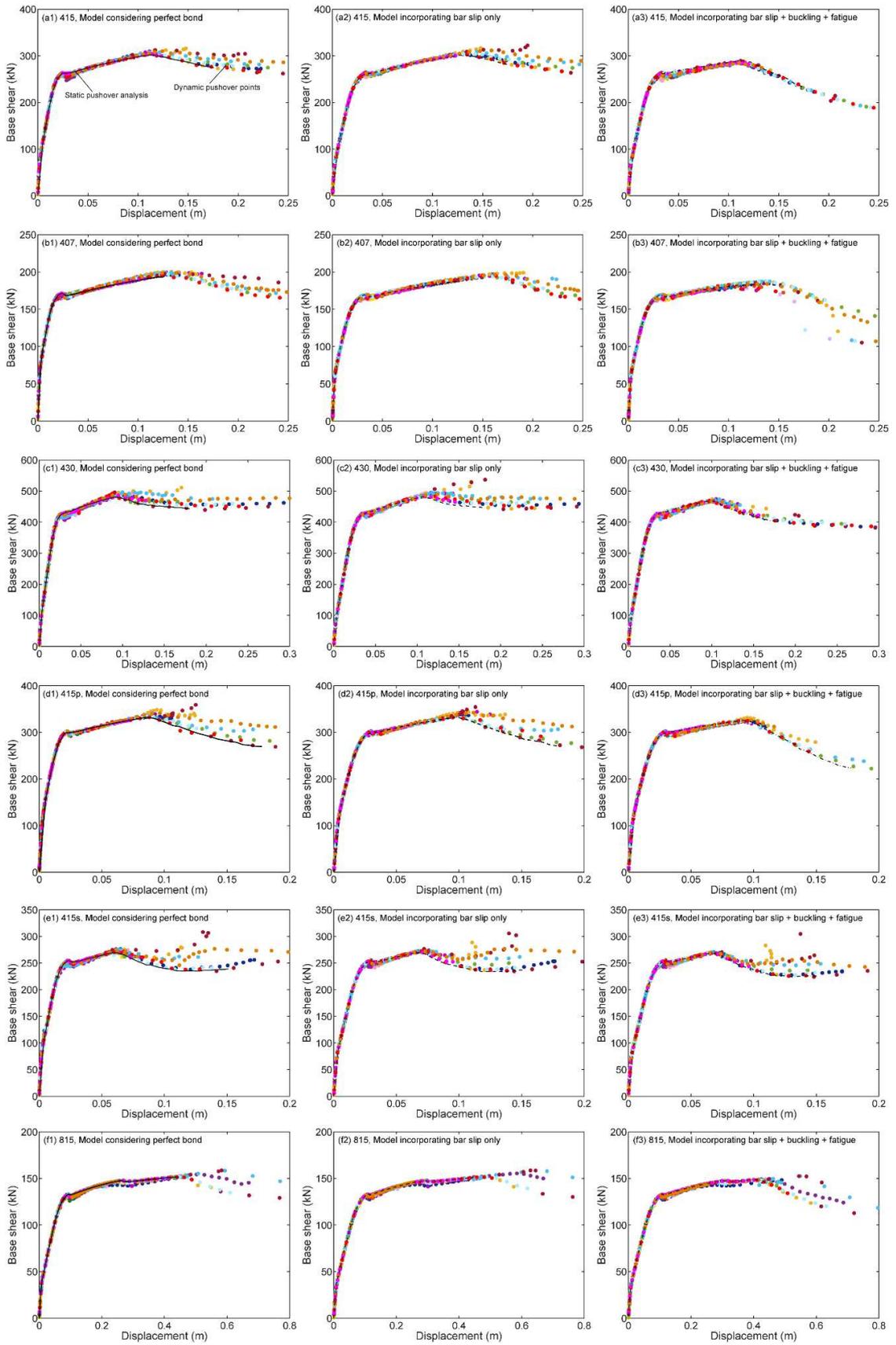


Figure 5. 6 Courbes pushover statiques et les points du pushover dynamiques pour les piles de pont sélectionnées utilisant différentes options de calcul: (a) 415, (b) 407, (c) 430, (d) 415p, (e) 415s et (f) 815.

#### 5.6.4 Effets individuels & effets combinés sur l'évolution de l'EDP

La Figure 5. 8 illustre les courbes IDA des piles de pont sélectionnées en utilisant différentes options de calcul. A partir de cette figure on peut observer que le drift maximum en (%) augmente progressivement avec le niveau d'intensité sismique. En effet, les valeurs de drift maximum augmentent assez rapidement lorsque le niveau d'intensité de mesure atteint un intervalle de 0.2 à 0.5 g pour toutes les piles de pont. Par ailleurs, les modèles des colonnes considérant une liaison parfaite ont tendance à sous-estimer le maximum drift par rapport au modèle considérant une liaison du glissement des barres d'acier menant ainsi à une sous-estimation de la fragilité des piles de pont. D'ailleurs, il est clairement illustré sur la Figure 5. 7 par une comparaison des valeurs médianes des maximum drifts des courbes IDA représentées par une ligne noire en pointillé dans la Figure 5. 8, du *modèle intégrant une liaison parfaite* avec le *modèle intégrant une liaison du glissement* que la réponse des piles de pont est particulièrement affectée par l'incorporation de la liaison du glissement pour les faibles à moyennes PGA. Notons aussi que l'effet de la liaison du glissement est moins prononcé dans le cas des piles 415p et 815.

D'autre part, comparant avec le *modèle incorporant le glissement* seulement, on peut observer que les courbes IDA pour le *modèle incorporant le glissement + flambement + fatigue* surestiment le drift maximum en (%) pour le même niveau d'intensité sismique dans une plage de réponse très inélastique. Il est important de souligner que les modèles numériques en éléments finis sont très sensibles au phénomène du flambement des barres. En fait, l'incapacité du modèle numérique à prendre en compte la redistribution des forces après un pincement sévère de la réponse cyclique de l'acier peut entraîner une instabilité numérique et une divergence. Ce problème est clairement illustré sur la Figure 5. 8, dans le cas des colonnes 415, 415p et 430 où le *modèle incorporant le glissement + flambement + fatigue* n'a pas réussi à converger pour des fortes intensités sismiques. En effet, les problèmes de convergence numérique ont un effet négligeable sur les conclusions visées car ils ne sont observés qu'au stade final de la réponse inélastique des piles de pont et ne concernent que quelques enregistrements sismiques.

De même, en comparant les courbes IDA du *modèle incorporant le glissement + flambement + fatigue* avec les états limites de flexion obtenue des analyses Pushover (voir Figure 5. 3), on peut conclure que les courbes IDA obtenues sont considérées comme représentatives du comportement non-linéaire des colonnes en considérant l'effet combiné du flambement et la rupture par fatigue des barres.

En fait, l'investigation numérique présentée ici est basée sur une comparaison entre les résultats numériques obtenus à partir des différentes options de calcul. En outre, le problème de convergence peut conduire à l'établissement des courbes de fragilité biaisées. Autrement dit, des nuages de points différents (PGA vs. MD) deviennent pratiquement inutiles dans la comparaison des courbes de fragilité avec différentes options de calcul. Donc, une attention particulière devrait être accordée aux points obtenus des l'analyses pushover dynamique afin de développer des courbes correctes du Modèle de Demande Sismique Probabiliste (en anglais, Probabilistic Seismic Demand Model –PSDM). Il important de noter aussi qu'afin de trouver une solution à ce problème. Les points des analyses pushover dynamique sont sélectionnés en fonction des solutions convergées pour chaque étude

comparative entre deux options de calcul (par exemple, *Modèle considérant la liaison parfaite* et *Modèle considérant la liaison de glissement*). Seuls les nuages de points communs c.à.d qui ont la même PGA sont pris dans l'établissement des PSDM<sub>s</sub>.

Dans la section suivante, les courbes PSDM sont présentées en série permettant par la suite une comparaison des courbes de fragilité afin d'évaluer l'importance d'inclure seulement l'effet du glissement, l'effet combiné du flambement + fatigue et en dernier lieu l'effet combiné du glissement + flambement + fatigue dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique des piles de pont.

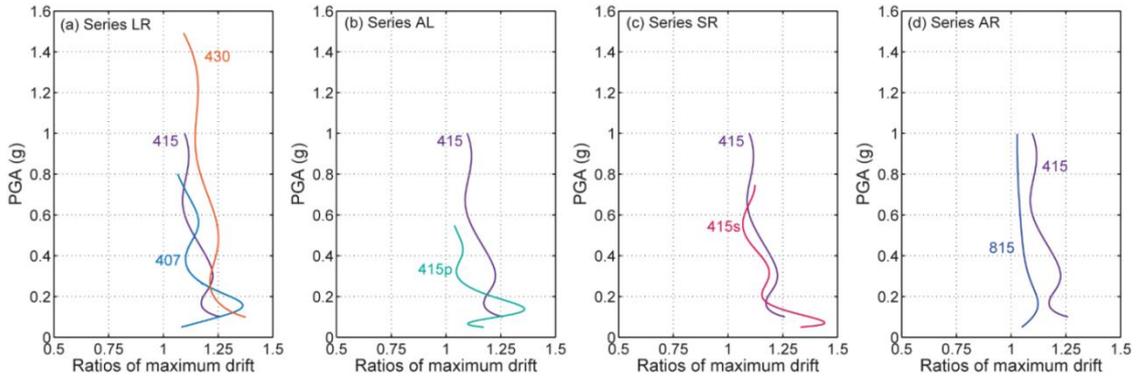


Figure 5. 7 Réponse normalisée de l'effet du glissement obtenu à partir des courbes médianes d'IDA pour le *modèle intégrant une liaison parfaite* avec le *modèle intégrant une liaison du glissement*.

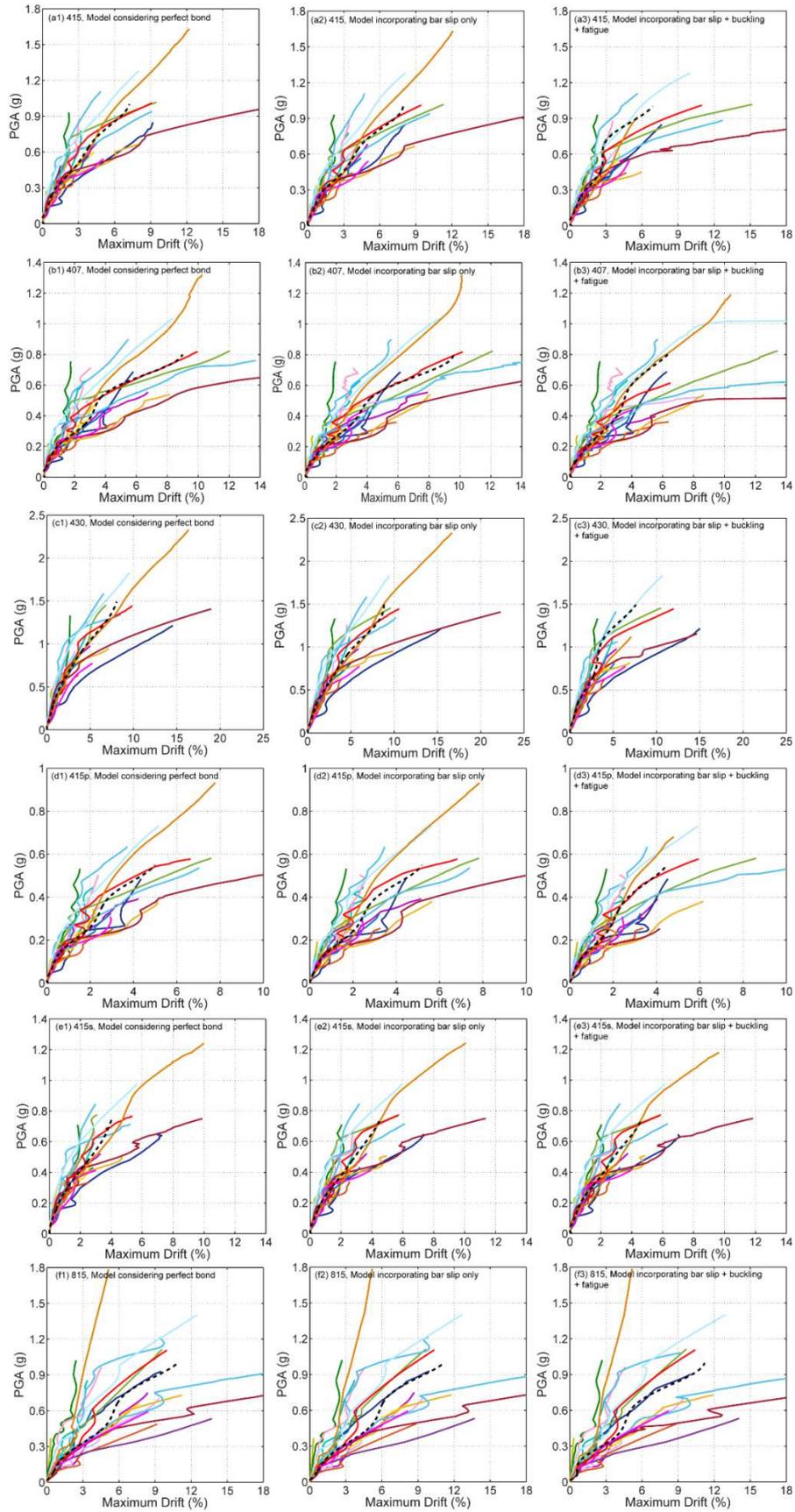


Figure 5. 8 Courbes IDA par rapport au maximum drift (%) pour les piles de pont sélectionnées utilisant différentes options de calcul : (a) 415, (b) 407, (c) 430, (d) 415p, (e) 415s et (f) 815.

## 5.7 Evaluation de la vulnérabilité sismique

### 5.7.1 Introduction

Rappelons que les courbes de fragilité représentent les probabilités conditionnelles que le dommage structurel atteint ou dépasse un niveau particulier d'état de dommage ( $ds$ ) sous une excitation sismique avec diverses intensités. Dans la présente étude, le PGA est adopté comme mesure d'intensité (IM), en effet, la courbe de fragilité est exprimée en fonction du PGA pour un état d'endommagement particulier,  $ds$ , par  $P [DS \geq ds \mid PGA]$ . Les états d'endommagement (DS) des composants du pont peuvent être mesurés à partir de différentes formes d'EDP, à titre d'exemple, la demande de déformation de la colonne (à savoir, la ductilité de courbure de la colonne, la ductilité de déplacement, le drift résiduel, ou le maximum drift). Afin de développer la courbe de fragilité, le maximum drift (%) des piles du pont est adopté comme EDP.

En fait, les courbes de fragilité analytiques dérivées de la NTHA nécessitent l'utilisation du modèle de demande sismique probabiliste (PSDM). Le PSDM est essentiel pour relier les paramètres de la demande d'ingénierie (EDP) aux mesures d'intensité du tremblement de terre (IM).

### 5.7.2 PSDM

L'analyse de régression linéaire a été élaborée à partir d'une Analyse Dynamique Incrémentale (IDA). Dans notre travail, l'IDA s'élabore en mettant à l'échelle chaque enregistrement sismique à 100 intervalles. Pour une série de 20 enregistrements sismique sélectionnée, on aura 2000 points pour chaque IM donnée. Ce qui signifie que chaque niveau d'intensité d'un enregistrement sismique peut être considéré comme une analyse temporelle à part. De ce fait, la procédure utilisée permet de générer des données suffisantes correspondantes à différents niveaux d'intensité de mesure (PGA).

### 5.7.3 Comparaison des PSDMs et des courbes de fragilité

Afin d'étudier les effets du glissement, du flambement et de la rupture par fatigue des barres longitudinales, les modèles de régression linéaire et les courbes de fragilité des piles sélectionnées sont présentés pour chaque étude comparative. Les résultats obtenus sont comparés pour évaluer l'importance de (i) l'effet individuel du glissement de la barre (ii) les effets combinés du flambement de la barre et de la fatigue à bas cycle et (iii) les effets combinés du glissement de la barre, du flambement de la barre et de la fatigue à bas cycle. Les coefficients de régression (exprimés dans les équations (2.2) et (2.3)) obtenus à partir de diverses options de calcul sont rapportés dans des courbes PSDM permettant une comparaison en termes d'intersection (a), de pente (b) et de dispersion de l'EDP-IM.

En effet, les courbes de fragilité sont développées à partir des courbes PSDM et aux états limites de dommages présentés dans le Tableau 5. 7, par une fonction exprimée par l'équation (2.2). En effet, Chaque figure illustre les vulnérabilités des colonnes de pont à un

état de dommages donné : légers, modérés, étendus et d'effondrement. Une comparaison des courbes de fragilité à différents états d'endommagement, peut offrir un aperçu intéressant sur l'importance du choix des matériaux (et/ou le modèle adéquat) dans l'évaluation de la fragilité sismique des piles de ponts.

Il est important de noter que les résultats du PSDM ont des valeurs de dispersion faibles  $\beta(MD|PGA)$  et des valeurs  $R^2$  élevées ( $> 0,7$ ) ce qui signifie une forte corrélation entre l'EDP considéré et l'IM (c'est-à-dire MD-PGA). Des discussions plus détaillées sur l'analyse et les résultats obtenus seront fournis dans les sections suivantes.

Tableau 5. 7 Etats limites de capacité des piles de pont sélectionnées en termes du MD présentés par différentes options de calcul.

Pier ID	Calculation option	Slight		Moderate		Extensive		Collapse	
		$S_c$	$\beta_c$	$S_c$	$\beta_c$	$S_c$	$\beta_c$	$S_c$	$\beta_c$
415	Model considering perfect bond	0.50	0.25	1.82	0.25	3.71	0.47	3.92	0.47
	Model incorporating bar slip only	0.70	0.25	2.23	0.25	4.33	0.47	4.62	0.47
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	0.70	0.25	2.23	0.25	4.21	0.47	4.54	0.47
407	Model considering perfect bond	0.50	0.25	1.65	0.25	3.38	0.47	3.71	0.47
	Model incorporating bar slip only	0.62	0.25	2.06	0.25	4.00	0.47	4.33	0.47
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	0.62	0.25	2.06	0.25	3.92	0.47	4.21	0.47
430	Model considering perfect bond	0.70	0.25	2.11	0.25	4.25	0.47	4.46	0.47
	Model incorporating bar slip only	0.95	0.25	2.60	0.25	4.71	0.47	5.20	0.47
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	0.95	0.25	2.60	0.25	4.71	0.47	4.95	0.47
415p	Model considering perfect bond	0.62	0.25	1.90	0.25	3.55	0.47	3.76	0.47
	Model incorporating bar slip only	0.62	0.25	2.11	0.25	4.00	0.47	4.21	0.47
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	0.62	0.25	2.11	0.25	4.00	0.47	4.21	0.47
415s	Model considering perfect bond	0.50	0.25	1.69	0.25	2.56	0.47	2.56	0.47
	Model incorporating bar slip only	0.66	0.25	1.86	0.25	2.72	0.47	2.89	0.47
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	0.66	0.25	1.86	0.25	2.72	0.47	2.89	0.47
815	Model considering perfect bond	1.94	0.25	5.61	0.25	13.21	0.47	14.94	0.47
	Model incorporating bar slip only	2.19	0.25	6.23	0.25	12.01	0.47	16.05	0.47
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	2.19	0.25	6.15	0.25	11.39	0.47	12.30	0.47

### 5.7.3.1 Effet du glissement

La Figure 5. 9 illustre l'influence de l'effet du glissement sur les modèles de régression linéaire dérivés des résultats de l'IDA. On peut observer que la prise en compte de l'effet du glissement des barres tend à diminuer la dispersion de la demande. Néanmoins, par rapport au *modèle considérant la liaison parfaite*, le *modèle incorporant le glissement des barres* tend à augmenter l'interception (a) ce qui signifie une vulnérabilité plus élevée de la pile du pont à n'importe quel état limite. En revanche, on observe une diminution de la pente (b) du modèle de régression, ce qui signifie une moindre dépendance de la réponse à la mesure d'intensité (voir Tableau 5. 8).

D'autre part, la Figure 5. 10 illustre la sensibilité des résultats à la prise en compte de l'effet du glissement en termes de fragilité des colonnes. Cette figure montre un décalage au niveau des états limites modérés et étendus dans le cas où l'effet du glissement est pris en compte dans les modèles. A titre d'exemple, dans le cas de la colonne 415, un décalage de 26 % est observé à l'état limite modéré (à 0,4 g) et de 13 % à l'état limite extensif (à 0,65 g). Ces décalages indiquent une influence de l'effet du glissement sur l'évaluation probabiliste des performances. Il est nécessaire de noter que l'ignorance de l'effet du glissement dans le modèle, dans le cas de la colonne 415p et 415s n'influe pas significativement les résultats.

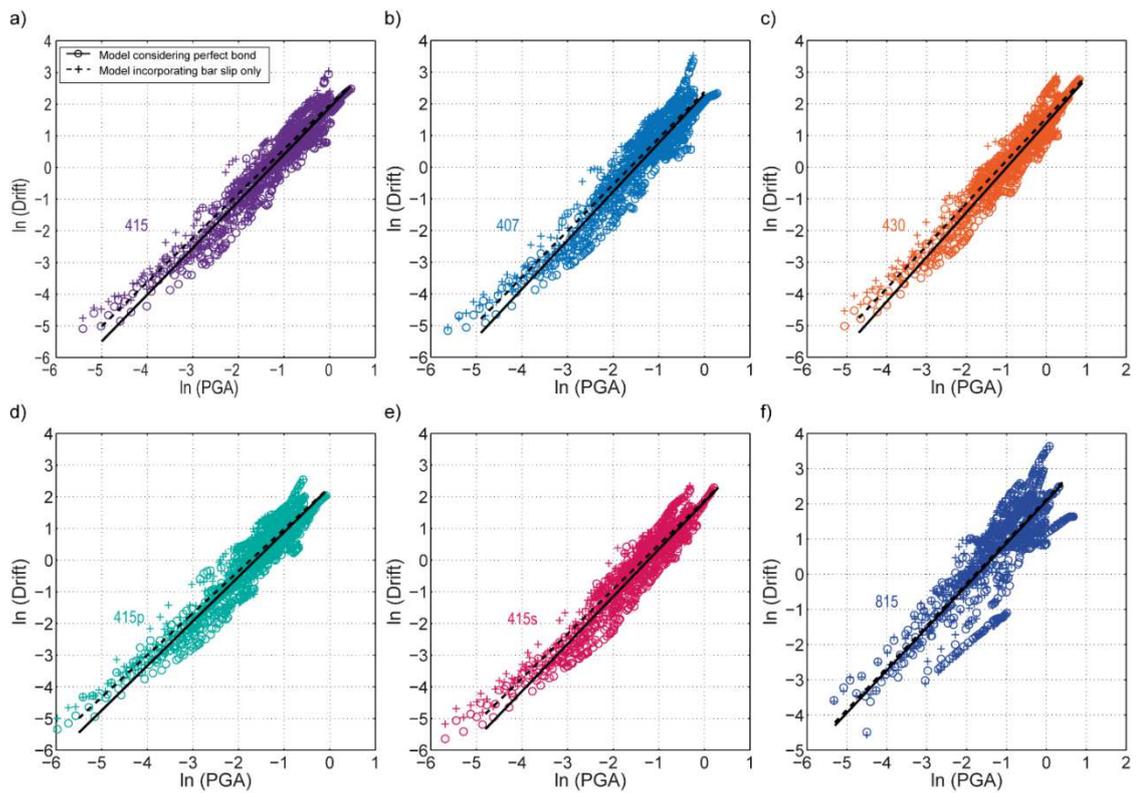


Figure 5. 9 Influence de l'effet du glissement dans le modèle de régression linéaire dérivant des résultats de l'IDA des piles de ponts sélectionnés.

Tableau 5. 8 Paramètres du PSDM<sub>s</sub> des piles de ponts sélectionnés pour l'étude de l'effet du glissement des barres.

Pier ID	Calculation option	Maximum drift			
		ln(a)	b	$\beta_{EDP IM}$	R <sup>2</sup>
415	Model considering perfect bond	1.89	1.47	0.447	0.92
	Model incorporating bar slip only	1.97	1.40	0.429	0.91
407	Model considering perfect bond	2.30	1.54	0.520	0.90
	Model incorporating bar slip only	2.37	1.46	0.513	0.89
430	Model considering perfect bond	1.39	1.41	0.417	0.92
	Model incorporating bar slip only	1.55	1.34	0.387	0.92
415p	Model considering perfect bond	2.29	1.41	0.459	0.90
	Model incorporating bar slip only	2.30	1.33	0.453	0.89
415s	Model considering perfect bond	1.83	1.49	0.454	0.91
	Model incorporating bar slip only	1.88	1.40	0.423	0.92
815	Model considering perfect bond	2.11	1.22	0.707	0.75
	Model incorporating bar slip only	2.16	1.21	0.720	0.74

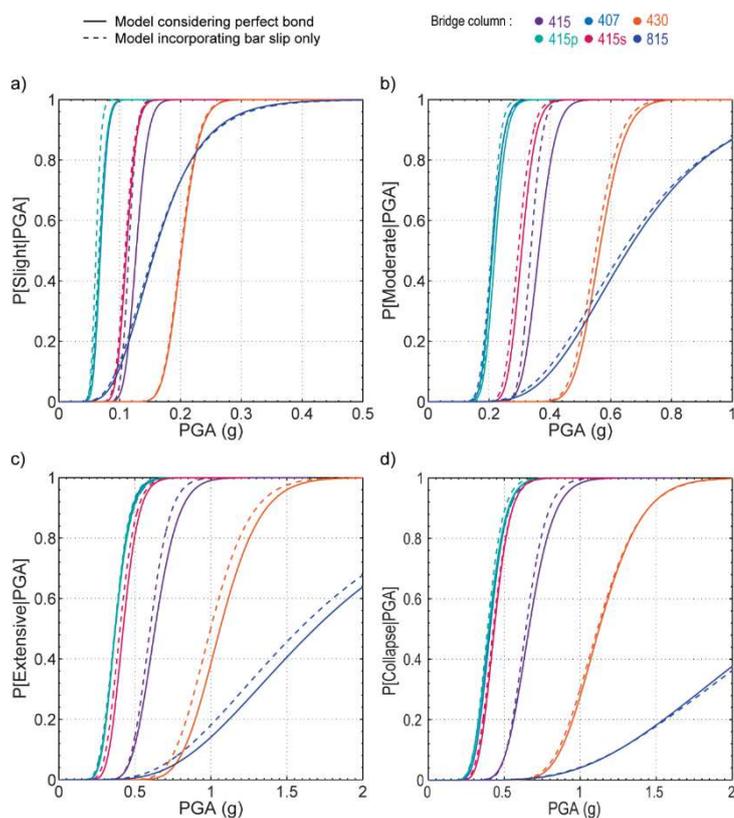


Figure 5. 10 Effets du glissement de la barre sur la fragilité des colonnes sélectionnées.

### 5.7.3.2 Effets combinés du flambement et de la fatigue

La Figure 5. 11 illustre l'influence de l'incorporation des effets combinés du flambement de la barre et de la fatigue à bas cycle sur les modèles de régression linéaire des

colonnes. On peut observer que l'incorporation de ces effets combinés peut entraîner une augmentation significative de la dispersion de la demande (voir Tableau 5. 9).

De même, le *modèle incorporant le glissement + flambement + fatigue* a entraîné une augmentation du maximum drift de la colonne qui tend à augmenter à la fois l'interception (a) et la pente (b) du modèle de régression par rapport au *modèle incorporant uniquement le glissement des barres* et conduire, de ce fait, à la plus grande vulnérabilité de la pile du pont à n'importe quel état limite et à la plus grande dépendance de la réponse à l'IM.

Pareillement, la Figure 5. 12 illustre la sensibilité des résultats à la prise en compte des effets combinés du flambement des barres et de la fatigue à bas cycle en termes de fragilité. La Figure 5. 12 montre un décalage des courbes de fragilité. Le décalage est plus significatif dans le cas des colonnes 415, 430 et 815 aux états limites extensifs et d'effondrement. En effet, négliger le flambement et la rupture par fatigue des barres d'acier conduit à une surestimation de la fragilité des colonnes en comparant avec le *modèle incorporant le glissement* seulement, en particulier aux états limites extensif et d'effondrement.

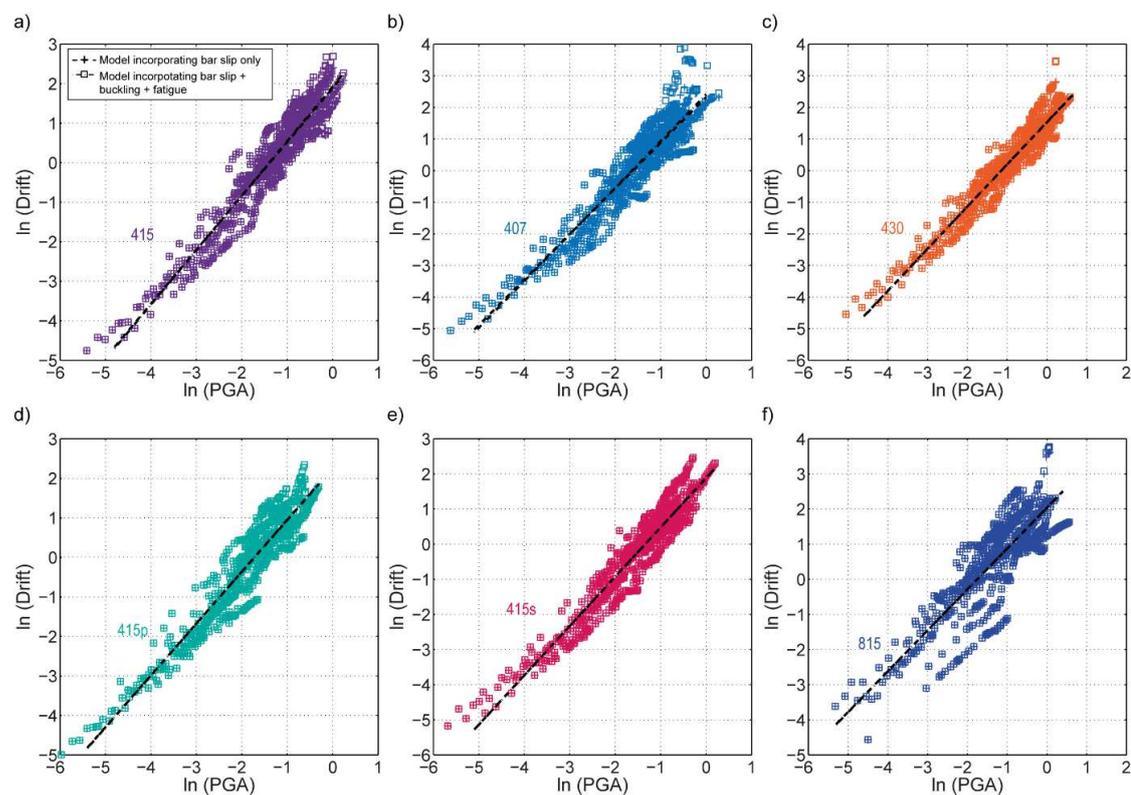


Figure 5. 11 Influence de l'effet combiné du flambement et de la fatigue dans le modèle régression linéaire dérivant des résultats de l'IDA des piles de ponts sélectionnés.

Tableau 5. 9 Paramètres du PSDM<sub>s</sub> des piles de pont sélectionnées pour l'étude des effets combinés du flambement et de la rupture par fatigue des barres.

Pier ID	Calculation option	Maximum drift			
		ln(a)	b	$\beta_{EDP IM}$	R <sup>2</sup>
415	Model incorporating bar slip only	1.89	1.36	0.406	0.92
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	1.93	1.38	0.422	0.91
407	Model incorporating bar slip only	2.32	1.44	0.503	0.89
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	2.41	1.47	0.564	0.87
430	Model incorporating bar slip only	1.52	1.33	0.382	0.92
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	1.54	1.34	0.393	0.92
415p	Model incorporating bar slip only	2.25	1.31	0.442	0.90
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	2.27	1.31	0.449	0.89
415s	Model incorporating bar slip only	1.88	1.40	0.422	0.92
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	1.89	1.40	0.423	0.92
815	Model incorporating bar slip only	2.04	1.16	0.715	0.73
	Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	2.05	1.17	0.718	0.73

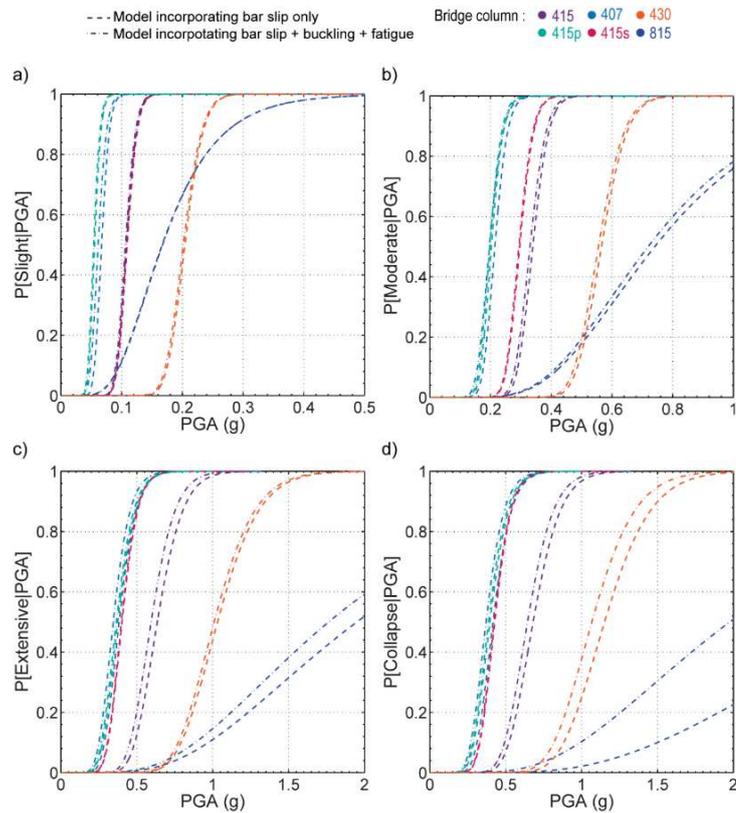


Figure 5. 12 Effet combiné du flambement des barres et la fatigue à bas-cycle sur la fragilité des colonnes sélectionnées.

### 5.7.3.3 Effet combiné du glissement, du flambement et de la fatigue

Le modèle incorporant glissement + flambement + fatigue conduit à augmenter l'intersection (a) et à diminuer la pente (b) du modèle de régression par rapport au modèle considérant la liaison parfaite (voir Figure 5. 13 et Tableau 5. 10). Ces résultats confirment que

l'incorporation de ces effets conduit à une grande vulnérabilité des piles du pont à n'importe quel état limite de dommage.

De même, la Figure 5. 14 montre la sensibilité des résultats de fragilité à l'incorporation combinée des effets du glissement, du flambement et de la fatigue. En effet, une différence significative à partir des courbes de fragilité entre *le Modèle considérant une liaison parfaite* et le *modèle incorporant glissement + flambement + fatigue* est observée. Les différences sont observées pour toutes les colonnes sélectionnées à différents états limites de dommage. De plus, le modèle considérant la liaison parfaite a montré une probabilité d'endommagement plus faible. Ainsi les piles de pont deviennent plus fragiles à l'incorporation des effets du glissement, du flambement et de la fatigue à bas-cycle des barres d'armatures, comme illustre la Figure 5. 14. A titre d'exemple, et dans le cas de la colonne 415, des décalages entre les deux modèles de 62 % (à 0,12 g), 47 % (à 0,35 g), 24 % (à 0,6 g) et 18 % (à 0,6 g) sont observés respectivement aux états limites léger, modéré, extensif et d'effondrement.

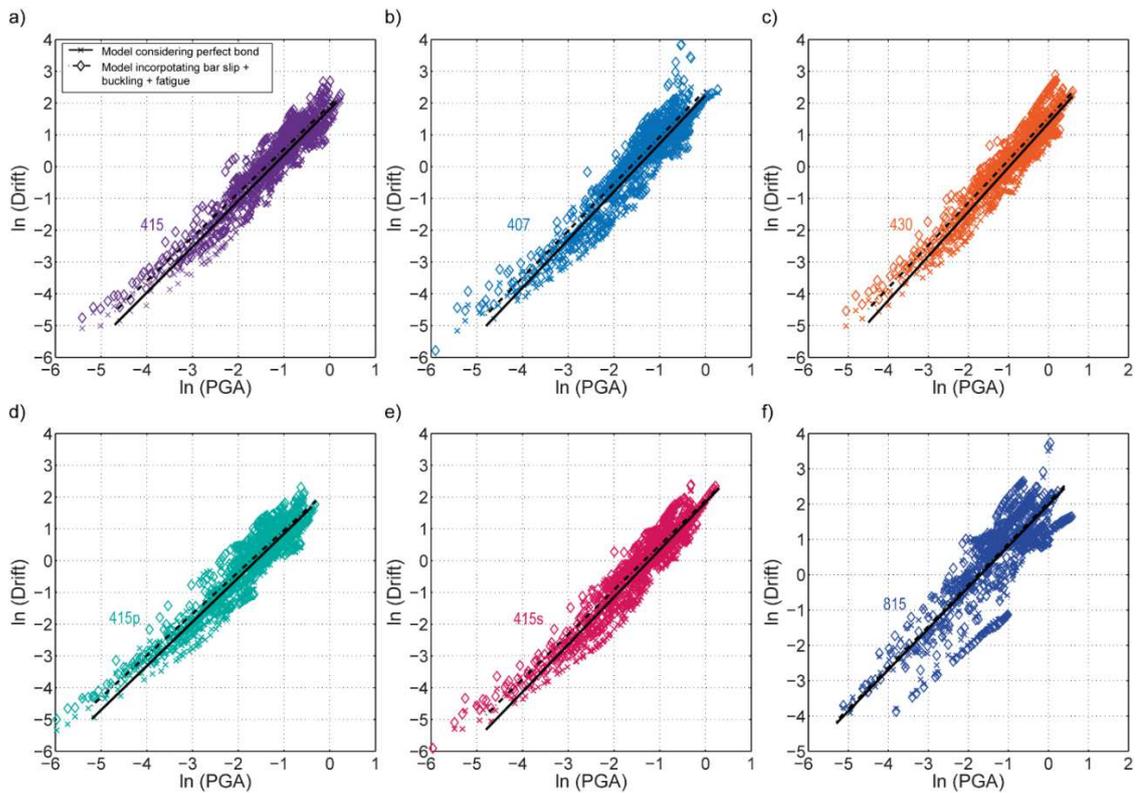


Figure 5. 13 Influence de l'effet combiné du glissement, du flambement et de la fatigue dans le modèle régression linéaire dérivant des résultats de l'IDA des piles de ponts sélectionnés.

Tableau 5. 10 Paramètres du PSDM<sub>s</sub> des piles de pont sélectionnées pour l'étude des effets combinés du glissement, du flambement et de la rupture par fatigue des barres.

ID	Pier	Calculation option	Maximum drift			
			ln(a)	b	$\beta_{EDP IM}$	R <sup>2</sup>
415		Model considering perfect bond	1.81	1.44	0.428	0.92
		Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	1.93	1.38	0.422	0.91
407		Model considering perfect bond	2.30	1.54	0.520	0.90
		Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	2.41	1.47	0.564	0.87
430		Model considering perfect bond	1.37	1.39	0.414	0.92
		Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	1.54	1.34	0.393	0.92
415p		Model considering perfect bond	2.23	1.39	0.446	0.90
		Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	2.27	1.31	0.449	0.89
415s		Model considering perfect bond	1.83	1.49	0.454	0.91
		Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	1.89	1.40	0.423	0.92
815		Model considering perfect bond	2.11	1.22	0.707	0.75
		Model incorporating bar slip + buckling + fatigue	2.05	1.17	0.718	0.73

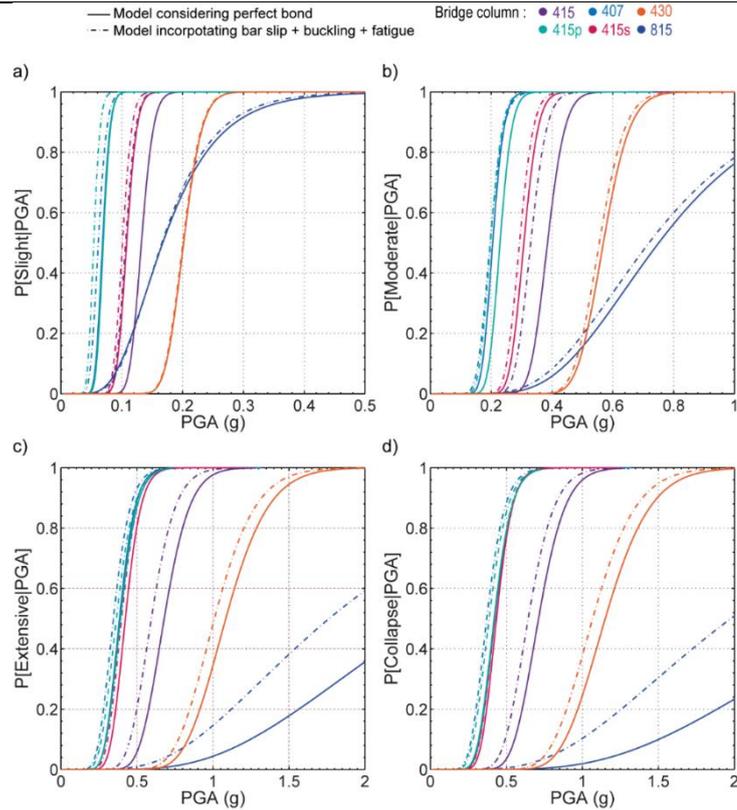


Figure 5. 14 Effet combiné du glissement, du flambement des barres et de la fatigue à bas-cycle.

## **5.8 Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons démontré l'importance d'introduire les phénomènes du glissement, du flambement et celui de la rupture par fatigue des barres d'acier longitudinales dans les modèles des piles de pont simulées numériquement.

Des résultats numériques des analyses ; statique, cyclique et transitoires sur des séries des modèles des piles de pont ont été présentés. Nous avons également évalué la fragilité sismique des colonnes par l'établissement des courbes de fragilité à différents états limites de dommages. Pour ce faire, une sélection attentive des enregistrements a été effectuée suivie d'une série de simulations numériques. Les Modèles de Demande Sismique Probabiliste (PSDM) ont été tracés afin de déterminer les paramètres de régression.

Des résultats obtenus, il ressort que les phénomènes du glissement, du flambement et de la fatigue à bas-cycle des barres d'acier peuvent avoir un impact modéré à significatif sur la réponse sismique et par conséquent sur la vulnérabilité des colonnes. Ainsi, ils devraient être explicitement incorporés dans les modèles numériques.



## Chapitre 6

# Conclusion générale

Ce travail de recherche s'est concentré sur l'évaluation sismique des piles de pont en Béton Armé dominée par la flexion en tenant compte des effets individuels et combinés du glissement, du flambement de la rupture par fatigue des barres d'acier longitudinales.

Dans le cadre de cette thèse, nous avons commencé par rappeler les bases théoriques des méthodes d'évaluation de la performance sismique des piles de pont. Nous avons également exposé les phénomènes importants du glissement, du flambement et de la rupture par fatigue des barres d'acier. Par ailleurs, une série d'exemples d'utilisation et de validation ont été présentés. Par la suite, les modèles des piles de pont étaient calibrés et validés à l'aide des données expérimentales de la base de données de PEER.

Les exemples traités couvrent essentiellement six piles de ponts circulaires en BA bien confinées avec différentes configurations. Cinq modèles numériques avec différentes propriétés de matériaux ont été créés pour évaluer leur efficacité dans les analyses d'ingénierie sismiques. Des comparaisons et des discussions ont été faites par rapport à différentes analyses : statique, cyclique et temporelle. Enfin, une évaluation de la vulnérabilité sismique par des courbes de fragilité par rapport aux différentes séries a été effectuée pour démontrer l'impact de la prise en compte, dans les modèles numériques, des trois phénomènes (individuellement ou combinés). A partir des résultats de cette thèse, on peut tirer les conclusions suivantes :

### **Sur l'analyse statique non linéaire cyclique :**

- L'inclusion du glissement, du flambement des barres et de la fatigue à bas-cycle dans le modèle numérique a prédit de manière satisfaisante les comportements cycliques des piles de pont en BA.
- Ignorer le glissement des barres peut entraîner une surestimation de la rigidité initiale ainsi que la dissipation d'énergie des piles de pont, en revanche, un effet négligeable sur la capacité portante latérale maximale est observé.
- Les résultats obtenus ont indiqué que l'effet du flambement des barres sur les résultats numériques est relativement faible sauf dans le cas où la colonne est soumise

à des charges axiales élevées. Cependant, il est démontré que la solution numérique est capable de capturer l'effet du pincement (Pinching effect) avec l'incorporation du phénomène du flambement, et par la suite, la possibilité de la colonne à dissiper l'énergie hystérétique.

- Les résultats obtenus montrent que la prise en compte de l'effet de la fatigue dans le modèle numérique permet de capturer la dégradation de la résistance (strength degradation). Néanmoins, la fatigue à bas-cycle s'avère avoir un effet négligeable sur la rigidité initiale et sur la capacité portante latérale maximale.

#### **Sur l'analyse statique non linéaire (pushover) monotone et les états limites de flexion:**

- L'inclusion du glissement des barres pourrait affecter de manière significative les états limites de flexion des piles de pont en BA, en particulier en termes de déplacements. La sensibilité est clairement démontrée dans le cas des états limites de plastification des barres et d'écrasement du béton confiné. Il est également démontré que le flambement des barres n'affecte pas les performances de flexion des colonnes en termes de déplacements et de résistance au cisaillement.
- Les effets combinés du flambement et de la rupture par fatigue des barres d'acier peuvent conduire à des légères différences dans les états limites du flambement (buckling) et de la rupture par fatigue en termes du déplacement et de résistance au cisaillement.
- L'incorporation des effets combinés du glissement, du flambement des barres et de la fatigue à bas-cycle peut présenter une influence significative en termes des états limites du flambement et de rupture par fatigue en termes du déplacement et de résistance au cisaillement.

#### **Sur l'analyse dynamique incrémentale des piles de pont :**

- La modélisation des colonnes avec une adhérence Acier-Béton parfaite peut conduire à une sous-estimation significative du drift maximum. En d'autres termes, négliger le glissement des barres peut entraîner une sous-estimation de la fragilité des piles de pont.
- La réponse des piles du pont est particulièrement affectée par l'incorporation du glissement des barres, en particulier pour les valeurs faibles à moyennes du PGA.
- L'incorporation des effets combinés du flambement des barres et de la fatigue à bas-cycle peut entraîner un maximum drift plus important dans la partie inélastique.

#### **Sur l'analyse probabiliste de la demande sismique :**

- Les modèles de régression ont démontré que la prise en compte du glissement des barres tend à diminuer la dispersion de la demande.
- L'incorporation des effets combinés du flambement et de la fatigue à bas-cycle conduit à une augmentation significative de la dispersion de la demande et à une augmentation à la fois de l'intersection (a) et la pente (b) du modèle de régression.

- La même conclusion a été observée lors de l'introduction du glissement des barres. En fait, l'incorporation simultanée du glissement, du flambement des barres et de la fatigue à bas-cycle tend à augmenter l'intersection (a) et à diminuer la pente (b) du modèle de régression.

### **Sur l'analyse comparative de la fragilité :**

- L'incorporation de l'effet du glissement des barres peut conduire à un décalage des courbes de fragilité à l'état limite modéré. Ce décalage est plus prononcé à l'état limite extensif.
- L'incorporation des effets combinés du flambement des barres et de la fatigue à bas-cycle peut également conduire à un décalage des courbes de fragilité. Les décalages en déplacements observés sont significatifs aux états limites extensifs et d'effondrement.
- Les effets combinés du glissement, du flambement des barres et de la fatigue à bas-cycle, conduisent aussi à des décalages importants dans les courbes de fragilité pour toutes les piles de pont sélectionnées à différents états d'endommagement. Ces décalages indiquent une sensibilité de la performance sismique vis à vis des effets individuels du glissement des barres, des effets combinés du flambement et rupture par la fatigue des barres et vis à vis des effets combinés du glissement, du flambement des barres et de la fatigue à bas-cycle. De ce fait, négliger ces effets peut conduire à une surestimation certaine de la fragilité.

Enfin, nous avons confirmé que la performance sismique des piles de pont est fortement influencée par les phénomènes du glissement, du flambement et de la rupture par fatigue des barres d'acier longitudinales. Ainsi, la non prise en compte des effets individuels ou combinés de ces phénomènes dans la simulation numérique a un impact moyen à important sur la réponse sismique et sur l'estimation de la fragilité sismique des piles de pont.

Il est important de noter que cette étude est limitée aux piles de pont bien confinées dominées par la flexion sans tenir compte des incertitudes associées aux matériaux, aux paramètres de géométrie, aux excitations sismiques directionnelles multiples et à l'effet du site.

## **Perspectives**

Dans cette thèse, nous avons entrevu plusieurs idées que nous n'avons pas eu l'occasion et le temps de les développer.

- Une première idée concerne l'évaluation de la performance sismique des piles de pont courtes tenant en compte de la non-linéarité du cisaillement et de la liaison du glissement des barres d'acier. Il y a lieu de noter que la démarche présentée dans cette

thèse ne tient pas compte de la non-linéarité du cisaillement puisque les piles de pont sélectionnées sont dominées par la flexion.

- La deuxième perspective est relative à l'étude de l'effet de la forme de section des piles de pont sur l'évaluation de la fragilité sismique.
- Une autre perspective concerne l'évaluation de la fragilité des piles de pont en se basant sur différents Paramètres de demande d'ingénierie (EDP). En effet, le choix de l'EDP semble être déterminant.
- Et comme dernière perspective, une étude portant sur l'influence des phénomènes du glissement, du flambement et de la fatigue à bas-cycle sur l'évaluation de la performance sismique des ponts complets en B.A.

# Références

- [1] A. H. M. M. Billah and M. S. Alam, “Probabilistic seismic risk assessment of concrete bridge piers reinforced with different types of shape memory alloys,” *Eng. Struct.*, vol. 162, no. June 2017, pp. 97–108, 2018.
- [2] O. Yu, D. L. Allen, and V. P. Drnevich, “Seismic Vulnerability Assessment of Bridges on Earthquake Priority Routes in Western Kentucky,” in *3rd US Conference on Lifeline Earthquake Engineering, Los Angeles, CA, USA. ASCE*, 1991, p. 1991.
- [3] J. B. Jernigan and H. Hwang, “Development of Bridge Fragility Curves,” in *7th US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, Mass. EERI*, 2002, p. 2002.
- [4] J. B. Mander, “Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges,” Research Progress, 1999.
- [5] G. Monti and N. Nistico, “Simple Probability-Based Assessment of Bridges under Scenario Earthquakes,” *J. Bridg. Eng.*, vol. 7, no. 2, pp. 104–114, 2002.
- [6] S. Banerjee and M. Shinozuka, “Nonlinear Static Procedure for Seismic Vulnerability Assessment of Bridges,” *Comput. Civ. Infrastruct. Eng.* 22, pp. 293–305, 2007.
- [7] M. Shinozuka, M. Q. Feng, H. K. Kim, and S. H. Kim, “Nonlinear static procedure for fragility curve development,” *J. Eng. Mech.*, vol. 126, pp. 1287–1295, 2000.
- [8] H. Hwang, J. B. Liu, and Y. H. Chiu, “Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges,” Mid- America Earthquake Center report: project MAEC RR-4, University of Memphis, 2001.
- [9] E. Choi and J.-C. Jeon, “Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones,” *Eng. Struct.*, vol. 26, no. 2, pp. 187–199, 2004.
- [10] J. E. Padgett and R. DesRoches, “Retrofitted Bridge Fragility Analysis for Typical Classes of Multispan Bridges,” *Earthq. Spectra*, vol. 25, no. 1, pp. 117–141, 2009.
- [11] D. H. Tavares, J. E. Padgett, and P. Paultre, “Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada,” *Eng. Struct.*, vol. 40, pp. 107–118, 2012.
- [12] K. Ramanathan, R. Desroches, and J. E. Padgett, “A comparison of pre- and post-seismic design considerations in moderate seismic zones through the fragility assessment of multispan bridge classes,” *Eng. Struct.*, vol. 45, pp. 559–573, 2012.
- [13] N. Luco and C. A. Cornell, “Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure,” in *Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering*, 1998, vol. 244, pp. 1–12.
- [14] D. Vamvatsikos and C. A. Cornell, “Incremental dynamic analysis,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, no. 3, pp. 491–514, 2002.
- [15] J. Zhao and S. Sritharan, “Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures,” *ACI Struct. J.*, vol. 104, no. 2, pp. 133–141, 2007.
- [16] R. P. Dhakal and K. Maekawa, “Modeling for postyield buckling of reinforcement,” *J. Struct. Eng.*, vol. 128, no. 9, pp. 1139–1147, 2002.
- [17] M. M. Kashani, L. N. Lowes, A. J. Crewe, and N. A. Alexander, “Nonlinear fibre element modelling of RC bridge piers considering inelastic buckling of reinforcement,” *Eng. Struct.*, vol. 116, pp. 163–177, 2016.
- [18] J. Su, J. Wang, Z. Bai, W. Wang, and D. Zhao, “Influence of reinforcement buckling on the seismic performance of reinforced concrete columns,” *Eng. Struct.*, vol. 103, pp. 174–188, 2015.
- [19] D. E. Lehman and J. P. Moehle, “Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns - PEER-1998/01,” Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2000.
- [20] Z.-H. Wang, L. Li, Y.-X. Zhang, and S.-S. Zheng, “Reinforcement model considering slip effect,” *Eng. Struct.*, vol. 198, p. 109493, 2019.
- [21] W. H. Pan, M.-X. Tao, and J. G. Nie, “Fiber beam-column element model considering reinforcement anchorage slip in the footing,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 15, no. 2, pp. 991–1018, 2016.
- [22] P. Silva Lobo and J. Almeida, “RC fiber beam-column model with bond-slip in the vicinity of interior joints,” *Eng. Struct.*, vol. 96, pp. 78–87, 2015.
- [23] G. Monti and E. Spacone, “Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip,” *J. Struct. Eng.*, vol. 126, no. 6, pp. 654–661, 2000.
- [24] F. P. and R. Giannini, “An experimental and numerical investigation on the cyclic response of a portal frame pier belonging to an old reinforced concrete viaduct,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, pp. 467–485, 2012.

- [25] W. H. Pan, M. X. Tao, and J. G. Nie, "Fiber beam-column element model considering reinforcement anchorage slip in the footing," *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 15, no. 3, pp. 991–1018, 2017.
- [26] A. V. Lopes, S. M. R. Lopes, and R. N. F. Do Carmo, "Effects of the compressive reinforcement buckling on the ductility of RC beams in bending," *Eng. Struct.*, vol. 37, pp. 14–23, 2012.
- [27] R. P. Dhakal and J. Su, "Design of transverse reinforcement to avoid premature buckling of main bars," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 47, no. 1, pp. 147–168, 2018.
- [28] S. C. Girgin, M. Moharrami, and I. Koutromanos, "Nonlinear beam-based modeling of RC columns including the effect of reinforcing-bar buckling and rupture," *Earthq. Spectra*, vol. 34, no. 3, pp. 1289–1309, 2018.
- [29] I. Gkimousis and V. Koumouisis, "Modeling RC column flexural failure modes under intensive seismic loading," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 47, no. 9, pp. 1942–1962, 2018.
- [30] A. El-Bahy, S. K. Kunnath, W. C. Stone, and A. W. Taylor, "Cumulative seismic damage of circular bridge columns: Benchmark and low-cycle fatigue tests," *ACI Structural Journal*, vol. 96, no. 4, pp. 633–641, 1999.
- [31] J. Brown and S.K. Kunnath, "Low-Cycle Fatigue Behavior of Longitudinal Reinforcement in Reinforced Concrete Bridge Columns," Technical Report MCEER-00-0007, 2000.
- [32] M. Tripathi, R. P. Dhakal, F. Dashti, and L. M. Massone, "Low-cycle fatigue behaviour of reinforcing bars including the effect of inelastic buckling," *Constr. Build. Mater.*, vol. 190, pp. 1226–1235, 2018.
- [33] M. M. Kashani, A. K. Barmi, and V. S. Malinova, "Influence of inelastic buckling on low-cycle fatigue degradation of reinforcing bars," *Constr. Build. Mater.*, vol. 94, pp. 644–655, 2015.
- [34] H. Bouazza, M. Djelil, and M. Matallah, "On the relevance of incorporating bar slip, bar buckling and low-cycle fatigue effects in seismic fragility assessment of RC bridge piers," *Eng. Struct.*, vol. 256, p. 114032, 2022.
- [35] H. Bouazza, M. Djafour, and M. Djelil, "SIMULATIONS AND SEISMIC RESPONSE OF A REINFORCED CONCRETE SIMULATIONS AND SEISMIC RESPONSE OF A REINFORCED CONCRETE BRIDGE USING 3-D NONLINEAR FINITE ELEMENT MODEL," in *1st VUREST, Algiers*, 2018.
- [36] H. Bouazza, M. Djafour, and M. Djelil, "Analytical fragility curves for typical Algerian reinforced concrete bridge piers," in *2nd CMSS, Morocco*, 2017.
- [37] ATC, "Earthquake damage evaluation data for California," Report No. ATC-13, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1985.
- [38] "ATC. Seismic Vulnerability and Impact of Disruption of Lifelines in the Conterminous United States," Report No. ATC-25, Applied Technology Council, 1991.
- [39] N. Basöz, A. Kiremidjian, S. A. King, and K. H. Law, "Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake," *Earthquake Spectra*, vol. 15, no. 1, pp. 25–54, 1999.
- [40] M. Shinozuka, M. Q. Feng, H. Kim, T. Uzawa, and T. Ueda, "Statistical analysis of fragility curves," Report No. MCEER-03-0002, MCEER., 2003.
- [41] M. Shinozuka, "Development of Bridge Fragility Curves," Technical Report MCEER, 98-0015, 1998.
- [42] N. Basoz and A. S. Kiremidjian, "Evaluation of Bridge Damage Data From the Loma Prieta and Northridge, CA Earthquakes," Report No. MCEER-98-0004, MCEER, 1997.
- [43] F. Soleimani, S. Mangalathu, and R. Desroches, "A comparative analytical study on the fragility assessment of box-girder bridges with various column shapes," *Eng. Struct.*, vol. 153, no. October, pp. 460–478, 2017.
- [44] A. Dutta, "On energy based seismic analysis and design of highway bridges," State University of New York at Buffalo, 1999.
- [45] J. B. Mander and N. Basoz, "Seismic fragility curve theory for highway bridges," in *5th US Conference on Lifeline Earthquake Engineering, Seattle, WA, USA*. ASCE, 1999.
- [46] A. C. Cornell, F. Jalayer, R. O. Hamburger, and D. A. Foutch, "Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines," *J. Struct. Eng.*, vol. 128, pp. 526–532, 2002.
- [47] O. Kwon and A. Elnashai, "The effect of material and ground motion uncertainty on the seismic vulnerability curves of RC structure," *Eng. Struct.*, vol. 28, pp. 289–303, 2006.
- [48] M. S. Alam, A. R. Bhuiyan, and M. Billah, "Seismic fragility assessment of SMA-bar restrained multi-span continuous highway bridge isolated by different laminated rubber bearings in medium to strong seismic risk zones," *Bull. Earthq. Eng.*, no. 10, pp. 1885–1909, 2012.
- [49] M. S. Alam, A. R. Bhuiyan, and A. H. M. M. Billah, "Seismic fragility assessment of SMA-bar restrained multi-span continuous highway bridge isolated with laminated rubber bearing in medium to strong seismic risk zones," *Bull. Earthq. Eng.*, 10, 1885 – 1909., 2012.
- [50] J. Zhang and Y. Huo, "Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method," *Eng. Struct.*, vol. 31, no. 8, pp. 1648–1660, 2009.
- [51] J. W. Baker and C. A. Cornell, "Vector-Valued Ground Motion Intensity Measures for Probabilistic Seismic Demand

- Analysis - PEER 2006/08,” 2006.
- [52] B. G. Nielson, “Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones,” Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 2005.
- [53] Federal Emergency Management Agency, “HAZUS-MH software.” Washington DC, 2003.
- [54] A. M. Whittaker, G. Deierlein, J. Hooper, “Engineering demand parameters for structural framing systems,” ATC 58 Structural Performance Products Team, Redwood, 2004.
- [55] B. G. Nielson and R. DesRoches, “Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States,” *Earthq. Spectra*, vol. 23, no. 3, pp. 615–633, 2007.
- [56] J. E. Padgett and R. Desroches, “Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, no. 37, pp. 1157–1174, 2008.
- [57] A. H. M. M. Billah and M. S. Alam, “Seismic fragility assessment of concrete bridge pier reinforced with superelastic shape memory alloy,” *Earthq. Spectra*, vol. 31, no. 3, pp. 1515–1541, 2015.
- [58] M. Shinozuka, S. H. Kim, S. Kushiyama, and J.-H. Yi, “Fragility curves of concrete bridges retrofitted by column jacketing,” *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 1, no. 2, pp. 195–205, 2002.
- [59] Federal Emergency Management Agency, “FEMA 273 - NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS,” 1997.
- [60] L. K. Marsh and S. J. Stringer, “Performance-based seismic bridge design, a synthesis of highway practice,” NCHRP Synthesis-440, TRB, 2013.
- [61] Y. Pang, L. Cai, H. Ouyang, and X. Zhou, “Seismic performance assessment of different fibers reinforced concrete columns using incremental dynamic analysis,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 203, pp. 241–257, 2019.
- [62] T. Paulay and M. J. N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley New York, 1992.
- [63] M. P. Berry and M. O. Eberhard, “Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Columns - PEER 2007/07,” Pacific Earthquake Engineering Research Center College, College of Engineering University, University of California, Berkeley, 2008.
- [64] J. E. Padgett, B. G. Nielson, and R. DesRoches, “Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 37, no. 5, pp. 711–725, 2008.
- [65] B. A. Bradley, R. P. Dhakal, M. Cubrinovski, G. A. MacRae, and D. S. Lee, “Seismic loss estimation for efficient decision making,” *Bull NZ Soc Earthq. Eng.*, vol. 42, no. 2, pp. 96–100, 2009.
- [66] “HAZUS-MH MR1: Technical Manual,” FEMA, Earthquake Model. Federal Emergency Management Agency, Washington DC., 2003.
- [67] K. R. Mackie and B. Stojadinovi, “Performance-based seismic bridge design for damage and loss limit states,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 36, pp. 1953–1971, 2007.
- [68] Y. Shi, Z. X. Li, and H. Hao, “Bond slip modelling and its effect on numerical analysis of blast-induced responses of RC columns,” *Struct. Eng. Mech.*, vol. 32, no. 2, pp. 251–267, 2009.
- [69] P. Lukkunaprasit, T. Tangbunchoo, and K. Rodsin, “Enhancement of seismic performance of reinforced concrete columns with buckling-restrained reinforcement,” *Eng. Struct.*, vol. 33, no. 12, pp. 3311–3316, 2011.
- [70] F. Paolacci, L. Di Sarno, and P. Pegon, “Assessment of the seismic behaviour of a retrofitted old RC highway bridge through PsD testing,” *Exp. Res. Earthq. Eng.*, pp. 199–227, 2015.
- [71] A. Palermo, R. Liu, A. Rais, B. McHaffie, K. Andisheh, and S. Pampanin, “Performance of road bridges during the 14 November 2016 Kaikoura Earthquake,” *Bull New Zeal. Soc Earthq. Eng.*, vol. 50, no. 2, pp. 253–70, 2017.
- [72] L. Di Sarno, C. Del Vecchio, G. Maddaloni, and A. Prota, “Experimental response of an existing RC bridge with smooth bars and preliminary numerical simulations,” *Eng Struct*, vol. 136, pp. 355–68, 2017.
- [73] P. Cassese, M. T. De Risi, and G. M. Verderame, “Seismic assessment of existing hollow circular reinforced concrete bridge piers,” *J Earthq Eng*, pp. 1–36, 2018.
- [74] M. Tripathi, R. P. Dhakal, and F. Dashti, “Bar buckling in ductile RC walls with different boundary zone detailing: experimental investigation,” *Eng Struct*, vol. 198, 2019.
- [75] J. Zhao and S. Sriharan, “Bond SP01—strain penetration model for fully anchored steel reinforcing bars,” [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Bond\\_SP01\\_-\\_Strain\\_Penetration\\_Model\\_for\\_Fully\\_Anchored\\_Steel\\_Reinforcing\\_Bars](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Bond_SP01_-_Strain_Penetration_Model_for_Fully_Anchored_Steel_Reinforcing_Bars), 2016. .
- [76] W. H. Pan, M. X. Tao, X. Nie, and J. S. Fan, “Rebar Anchorage Slip Macromodel Considering Bond Stress Distribution: Monotonic Loading and Model Application,” *J. Struct. Eng. (United States)*, vol. 144, no. 8, 2018.
- [77] A. Faqeer, M. Faggella, R. Gigliotti, and E. Spacone, “Effects of bond-slip and masonry in fills interaction on seismic performance of older R/C frame structures,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 109, no. November 2017, pp. 251–265, 2018.
- [78] M. Schoettler, J. Restrepo, G. Guerrini, D. Duck, and F. Carrea, “A full-scale, single-column bridge bent tested by shake-

- table excitation,” Center for Civil Engineering Earthquake Research, Department of Civil Engineering, University of Nevada, 2012.
- [79] V. Terzic, M. J. Schoettler, J. I. Restrepo, and S. A. Mahin, “Concrete column blind prediction contest 2010: outcomes and observations,” Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER NO. 01, 2015.
- [80] D. C. Schoettler, Restrepo, Guerrini, “A Full-Scale, Single-Column Bridge Bent Tested by Shake-Table Excitation,” *PEER Rep.*, vol. 11, no. 3, pp. 555–565, 2015.
- [81] J. P. Moehle and H. Sezen, “Seismic tests of concrete columns with light transverse reinforcement,” *ACI Struct. J.*, vol. 103, no. 6, pp. 842–849, 2006.
- [82] L. A. Lutz, P. Gergely, and G. Winter, “The mechanics of bond and slip of deformed reinforcing steel in concrete,” Structural Engineering Report No. 66/05. Cornell University, 1966.
- [83] A. Torre-casanova, “Prise en compte de la liaison acier-béton pour le calcul de structures industrielles,” Ecole normale supérieure de Cachan, 2012.
- [84] N. Dominguez, “Etude de la liaison Acier-Béton : De la modélisation du phénomène à la formulation d’un Elément Fini Enrichi ‘ Béton Armé ,” Thèse de l’ENS Cachan, France, 2005.
- [85] R. Eligehausen, “Numerical simulation of cyclic bond-slip behavior,” in *Proc. Int. Conf. CEB*, 2015, no. January 1992, p. 12.27-12.33.
- [86] J. V Cox and L. R. Herrmann, “Development of a plasticity bond model for steel reinforcement,” *Mech. of Cohes.-Fric.*, vol. Mater. 3, pp. 155–180, 1998.
- [87] J. Reinhardt, H. W. Blaauwendraad and E. Vos, “Prediction of bond between steel and concrete by numerical analysis,” *Mater. Struct.*, vol. 17, no. 100, pp. 311–320, 1984.
- [88] K. Lundgren, “Bond between ribbed bars and concrete,” *Part 1 :Modified model, Magazine of Concrete Research*, vol. 57, no. 7, pp. 371–382, 2005.
- [89] M. R. B. Romdhane, “Caractérisation et modélisation numériques de l’interface acier-béton,” Thèse de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 2004.
- [90] J. L. Clément, “Interface acier - béton et comportement des structures en béton-armé : caractérisation - modélisation,” Thèse de l’Université Paris 6, 1987.
- [91] P. Grassl, M. Johansson, and J. Leppänen, “On the numerical modelling of bond for the failure analysis of reinforced concrete,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 189, pp. 13–26, 2018.
- [92] H. Lin, Y. Zhao, J. Ožbolt, and R. Hans-Wolf, “The bond behavior between concrete and corroded steel bar under repeated loading,” *Eng. Struct.*, vol. 140, pp. 390–405, 2017.
- [93] D. Ngo and A. C. Scordelis, “Finite element analysis of reinforced concrete beams,” *ACI J.*, vol. 64, no. 14, 1967.
- [94] Y. Gan, “Bond stress and slip modeling in nonlinear finite element analyses of reinforced concrete structures,” Technical, Toronto/Canada: Thesis - Department of Civil Engineering - University of Toronto, 2000.
- [95] S. Fawzia, X. L. Zhao, and R. Al-Mahaidi, “Bond-slip models for double strap joints strengthened by CFRP,” *Compos. Struct.*, vol. 92, no. 9, pp. 2137–2145, 2010.
- [96] E. Dehghani, F. Daneshjoo, A. A. Aghakouchak, and N. Khaji, “A new bond-slip model for adhesive in CFRP-steel composite systems,” *Eng. Struct.*, vol. 34, pp. 447–454, 2012.
- [97] J. He and G. Xian, “Bond-slip behavior of fiber reinforced polymer strips-steel interface,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 155, pp. 250–258, 2017.
- [98] H. W. Reinhardt, J. Blaauwendraad, and E. Vos, “Prediction of bond between steel and concrete by numerical analysis,” *Mater. Constr.*, vol. 17, pp. 311–320, 1984.
- [99] K. Lundgren, “Three-dimensional modelling of bond in reinforced concrete theoretical model, experiments and applications,” Chalmers University of Technology, 1999.
- [100] L. Jendele and J. Cervenka, “Finite element modelling of reinforcement with bond,” *Comput. Struct.*, vol. 84, no. 28, pp. 1780–1791, 2006.
- [101] J. Santos and A. A. Henriques, “New finite element to model bond-slip with steel strain effect for the analysis of reinforced concrete structures,” *Eng. Struct.*, vol. 86, pp. 72–83, 2015.
- [102] J. L. Clément, “Interface acier - béton et comportement des structures en béton-armé,” Technical; Paris/France: Thèse de l’Université Paris 6, 1987.
- [103] D. D. S. Brisotto, E. Bittencourt, and V. M. R. D. A. Bessa, “Simulating bond failure in reinforced concrete by a plasticity model,” *Comput. Struct.*, vol. 106–107, pp. 81–90, 2012.
- [104] B. Sanz and J. Planas, “Simulation of interface behavior between steel and concrete to study loss of bond due to reinforcement corrosion,” in *EURO-C Computational Modeling of Concrete and Concrete Structures (Taylor & Francis Group London) (ISBN-978-1-138-74177-1)*, 2018.

- [105] N. Dominguez, D. Brancherie, L. Davenne, and A. Ibrahimbegović, “Prediction of crack pattern distribution in reinforced concrete by coupling a strong discontinuity model of concrete cracking and a bond-slip of reinforcement model,” *Eng. Comput.*, vol. 22, no. 5–6, pp. 558–582, 2005.
- [106] B. Sanz, J. Planas, and J. M. Sancho, “An experimental and numerical study of the pattern of cracking of concrete due to steel reinforcement corrosion,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 114, pp. 26–41, 2013.
- [107] M. Rezazadeh, V. Carvelli, and A. Veljkovic, “Modelling bond of GFRP rebar and concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 153, pp. 102–116, 2017.
- [108] C. Mang, L. Jason, and L. Davenne, “A new bond slip model for reinforced concrete structures Validation by modelling a reinforced concrete,” *Eng. Comput.*, vol. 32, no. 7, pp. 1934–1958, 2015.
- [109] A. Torre-Casanova, L. Jason, L. Davenne, and X. Pinelli, “Confinement effects on the steel-concrete bond strength and pull-out failure,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 97, no. 1, pp. 92–104, 2013.
- [110] L. Massone and D. Moroder, “Buckling modeling of reinforcing bars with imperfections,” *Eng. Struct.*, vol. 31, no. 2, pp. 758–767, 2009.
- [111] D. Lehman, J. Moehle, S. Mahin, A. Calderone, and L. Henry, “Experimental Evaluation of the Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Columns,” *J. Struct. Eng.*, vol. 130, no. 6, pp. 869–879, 2004.
- [112] M. M. Kashani, A. J. Crewe, and N. A. Alexander, “Nonlinear stress – strain behaviour of corrosion-damaged reinforcing bars including inelastic buckling,” *Eng. Struct.*, vol. 48, pp. 417 – 429, 2013.
- [113] G. Monti and C. Nuti, “Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling,” *J. Struct. Eng.*, vol. 118, no. 12, pp. 3268–3284, 1992.
- [114] A. Gomes and J. Appleton, “Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling,” *Eng. Struct.*, vol. 19, no. 10, pp. 822–826, 1997.
- [115] J. Coleman and E. Spacone, “Localisation issues in force-based frame elements,” *J Struct Eng*, vol. 127, no. 11, pp. 1257–65, 2001.
- [116] J. S. Pugh, “Numerical simulation of walls and seismic design recommendations for walled buildings,” Ph.D. thesis. University of Washington, 2012.
- [117] J. Su, Z. Li, J. Wang, and R. Prasad, “Numerical simulation and damage analysis of RC bridge piers reinforced with varying yield strength steel reinforcement,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 130, 2020.
- [118] Y. Ding, D. Wu, J. Su, Z. Li, L. Zong, and K. Feng, “Experimental and numerical investigations on seismic performance of RC bridge piers considering buckling and low-cycle fatigue of high-strength steel bars,” *Eng. Struct.*, vol. 227, no. October 2020, p. 111464, 2021.
- [119] G. A. Chang and J. B. Mander, “Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns : Part 1 - Evaluation of Seismic Capacity,” Technical Report NCEER-94-0006, 1994.
- [120] R. P. Dhakal and K. Maekawa, “Reinforcement Stability and Fracture of Cover Concrete in Reinforced Concrete Members,” *J. Struct. Eng.*, vol. 128, no. 10, pp. 1253–1262, 2002.
- [121] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, “OpenSees Command Language Manual.” 2006.
- [122] J. L. F. Coffin, “A study of the effects of cyclic thermal stresses on a ductile metal,” *Trans. Am. Soc. Mech. Eng. New York*, vol. 76, pp. 931–950, 1954.
- [123] S. S. Manson, *Behavior of materials under conditions of thermal stress*. National Advisory Committee for Aeronautics, 1953.
- [124] M. A. Miner, “Cumulative fatigue damage,” *J. Appl. Mech.*, vol. 12, no. 3, pp. A159–A164, 1945.
- [125] M. Berry, M. Parrish, and M. Eberhard, “PEER structural performance database user’s manual (version 1.0),” 2004.
- [126] R. Clough and S. Johnson, “Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements,” *Trans. Japan Earthq. Eng. Symp.*, pp. 195–198, 1996.
- [127] Giberson and F. Melborne, “Two nonlinear beams with definitions of ductility,” *J. Struct. Div.*, vol. 95, no. 2, pp. 137–157, 1969.
- [128] Takeda, Toshikazu, M. A. Sozen, and N. N. Nielsen, “Reinforced concrete response to simulated earthquakes,” *J. Struct. Div.*, vol. 96, no. 12, pp. 2557–2573, 1970.
- [129] F. F. Taucer, E. Spacone, and F. C. Filippou, “A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures,” Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1991.
- [130] E. Spacone, F. C. Filippou, and F. F. Taucer, “Fibre beam–column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 25, no. 7, pp. 711–725, 1996.
- [131] E. Spacone, F. C. Filippou, and F. F. Taucer, “Fibre beam–column model for non-linear analysis of R/C frames: part II. Applications,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 25, no. 7, pp. 727–742, 1996.
- [132] ACI 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete,” 2002.
- [133] R. Park and T. Paulay, “Reinforced Concrete Structures,” *John Wiley Sons*, 1975.

- [134] X. Huang, “Applicability Criteria Of Fiber-Section Elements For The Modelling Of RC Columns Subjected To Cyclic Loading.”
- [135] H. Rodrigues, H. Varum, A. Arêde, and A. Costa, “Comparative efficiency analysis of different nonlinear modelling strategies to simulate the biaxial response of RC columns,” *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 11, no. 4, pp. 553–566, 2012.
- [136] J. Coleman and E. Spacone, “LOCALIZATION ISSUES IN FORCE-BASED FRAME ELEMENTS,” *J. Struct. Eng.*, vol. 127, no. November, pp. 1257–1265, 2001.
- [137] A. Calabrese, J. P. Almeida, and R. Pinho, “Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 14, no. SUPPL. 1, pp. 38–68, 2010.
- [138] R. P. Dhakal and K. Maekawa, “Path-dependent cyclic stress–strain relationship of reinforcing bar including buckling,” *Eng. Struct.*, vol. 24, pp. 1383–1396, 2002.
- [139] S. K. Kunnath, Y. Heo, and J. F. Mohle, “Nonlinear Uniaxial Material Model for Reinforcing Steel Bars,” *J. Struct. Eng.*, vol. 135, no. 4, pp. 335–343, 2009.
- [140] L. Henry and S. A. Mahin, “Study of buckling of longitudinal bars in reinforced concrete bridge columns,” *Rep. to Calif. Dep. Transp.*, 1999.
- [141] F. T. McKenna, “Object-Oriented Finite Element Programming: Frameworks for Analysis, Algorithms and Parallel Computing,” PhD Thesis, University of California, Berkeley, 1997.
- [142] F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, “Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees), Pacific Earthquake Engineering Research Center.” 2008.
- [143] OpenSees, “Open system for Earthquake Engineering Simulation.,” *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (Available from: <http://www.opensees.berkeley.edu>)*, 2005. .
- [144] G. Capabilities, “2005 OpenSees Symposium OpenSees,” 2005.
- [145] S. Popovics, “A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 3, no. 5, pp. 583–599, 1973.
- [146] I. D. Karsan and J. O. Jirsa, “Behavior of concrete under compressive loadings,” *J. Struct. Div.*, 1969.
- [147] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical stress-strain model for confined concrete,” *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1988.
- [148] S. Popovics, “A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 3, no. 5, pp. 583–599, 1973.
- [149] F. E. Richart, A. Brandtzaeg, and R. L. Brown, “A study of the failure of concrete under combined compressive stresses,” *Bulletin* 185, 1928.
- [150] M. Priestley and T. Paulay, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley. New York, 1992.
- [151] S. Popovics, “A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 3, no. 5, pp. 583–599, 1973.
- [152] W. A. Brown, D. E. Lehman, and J. F. Stanton, “Bar Buckling in Reinforced Concrete Bridge Columns,” PEER 2007/11, 2008.
- [153] S. P. Timoshenko and J. M. Gere, *Theory of elastic stability*. Courier Corporation, 2009.
- [154] S. J. Pantazopoulou, “Detailing for reinforcement stability in RC members,” *J. Struct. Eng.*, vol. 124, no. 6, pp. 623–632, 1998.
- [155] J. Su, R. P. Dhakal, and Junjie Wang, “Fiber-based damage analysis of reinforced concrete bridge piers,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 96, no. October, pp. 13–34, 2017.
- [156] ACI Committee 318, “Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich, 2005.
- [157] E. C. for Standardisation, “Eurocode 2: Design of concrete structures-part 1–1: general rules and rules for buildings,” Brussels, Belgium., 2005.
- [158] M. D’Amato, F. Braga, R. Gigliotti, S. Kunnath, and M. Laterza, “Validation of a Modified Steel Bar Model Incorporating Bond-Slip for Seismic Assessment of Concrete Structures,” *J. Struct. Eng.*, vol. 138, no. 11, pp. 1351–1360, 2012.
- [159] B. G. Nielson and R. Desroches, “Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach,” *Earthq. Engng Struct. Dyn.*, vol. 36, pp. 823–839, 2007.
- [160] D. Konstantinidis and F. Nikfar, “Seismic response of sliding equipment and contents in base-isolated buildings subjected to broadband ground motions,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 44, pp. 865–887, 2015.
- [161] A. Parghi and M. S. Alam, “Seismic collapse assessment of non-seismically designed circular RC bridge piers retrofitted with FRP composites,” *Compos. Struct.*, vol. 160, pp. 901–916, 2017.
- [162] J. W. Baker and C. A. Cornell, “Vector-valued intensity measures incorporating spectral shape for prediction of structural response,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 12, no. 4, pp. 534–554, 2008.

## Résumé

L'objectif principal de ce travail est d'étudier la sensibilité d'inclure le phénomène du glissement des barres, du flambement et la rupture par fatigue dans l'évaluation sismique de la fragilité des piles de pont en Béton armé. Une investigation numérique est réalisée sur une série des colonnes circulaires bien confinées avec différentes configurations où les principales variables sont le taux du ferrailage longitudinal, le taux de la charge axiale, le taux du ferrailage transversal et le taux d'élancement. A cet effet, plusieurs options de calcul sont adoptées, à savoir : (i) Modèle considérant la liaison parfaite (ii) Modèle considérant la liaison parfaite + flambement + fatigue (iii) Modèle incorporant le glissement des barres uniquement (iv) Modèle incorporant le glissement des barres + flambement et (v) Modèle incorporant le glissement des barres + flambement + fatigue. L'importance de chaque effet individuel ou combiné est évaluée par une comparaison des résultats par deux options de calcul. La réponse des piles de pont est d'abord évaluée par des analyses cycliques et monotones indiquant si ses effets individuels ou combinés doivent être explicitement pris en compte ou négliger dans les l'évaluation probabiliste des performances sismique. Considérant les principales conclusions de l'étude de sensibilité préliminaire ; les courbes de fragilité sont développées à l'aide de la méthodologie Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE). La sensibilité des résultats à la stratégie de modélisation est discutée en termes de (i) demandes sismiques non-linéaire sous des enregistrements sismiques par l'utilisation des Analyses Dynamiques Incrémentales (IDA) et (ii) la vulnérabilité correspondante développées en utilisant des modèles de demande probabiliste (PSDM) extraits des résultats des analyses de l'IDA. Sur la base de ces études, des recommandations sont faites pour le développement d'une stratégie de modélisation fiable et efficace pour l'évaluation de la performance des piles de pont en BA à utiliser dans le PBEE.

**MOTS CLES :** Liaison du glissement, Flambement des barres, Dégradation par fatigue, Evaluation de la fragilité sismique, sensibilité, piles de pont en BA.

## Abstract

The paper reports the results of a numerical investigation on the relevance of including bar slip, bar buckling and low-cycle fatigue in seismic fragility assessment of RC bridge piers. The numerical study is completed on a series of well-confined circular RC bridge column with different configurations where the main variables included are the longitudinal reinforcement ratio, the axial load ratio, the spiral reinforcement ratio and the aspect ratio. Moreover, calculations are performed in several options, namely: (i) Model considering perfect bond (ii) Model considering perfect bond + buckling + fatigue (iii) Model incorporating bar slip only (iv) Model incorporating bar slip + buckling and (v) Model incorporating bar slip + buckling + fatigue. The significance of each individual or combined effect is assessed through comparison of the results from two calculation options. The response of the RC bridge is firstly evaluated through cyclic and monotonic analyses giving indication whether its inherent individual or combined effects should be explicitly considered or if it may be neglected in the probabilistic risk assessment analyses. By considering the main conclusions of the preliminary sensitivity study, the fragility curves are the developed using the Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE) methodology. The sensitivity of results to the modelling strategies are discussed in terms of (i) the inelastic seismic demands under strong ground motions using the incremental dynamic analysis (IDA) and (ii) the relative vulnerability developed using probabilistic demand models (PSDM) extracted from the results of the IDA analyses. Based on these studies recommendations are made for the development of reliable and efficient modelling strategy when evaluating the performance of RC bridge piers for use in PBEE.

**Keywords :** Bar slip, Bar buckling, Fatigue degradation, Seismic fragility assessment, Sensitivity, RC bridge piers.

## ملخص

الهدف الرئيسي من هذا العمل هو دراسة تأثير ظاهرة إنزلاق، إعوجاج و تعب قضبان الفولاذ في التقييم الزلزالي لهشاشة أعمدة الجسور المبنية بالخرسانة المسلحة. إنجاز مجموعة من التحقيق الرقمي لأعمدة جسور دائرية، حيث المتغيرات الرئيسية في معدل التعزيز الطولي، معدل القوة المحورية، معدل التعزيز العرضي و معدل الطول. لهذا الغرض، ثم إجراء العديد من خيارات الحساب و هي: (أ) نموذج يأخذ بين الإعتبار الإتصال المثالي، (ب) نموذج يأخذ بعين الإعتبار الإتصال المثالي + الإعوجاج + التعب لقضبان الحديد، (ج) نموذج يأخذ بعين الإعتبار إنزلاق قضبان الحديد فقط، (د) نموذج يأخذ بعين الإعتبار إنزلاق + إعوجاج قضبان الحديد، (ح) نموذج يأخذ بعين الإعتبار إنزلاق + إعوجاج + التعب لقضبان الحديد.

تقييم كل تأثير فردي أو مجموع يتم من خلال مقارنة نتائج حسابيين. تقييم إستجابة أعمدة الجسور تتم أولاً بواسطة التحليلات الدورية و الرتابة التي تشير إلى ما إذا كان ينبغي مراعاة أثارها الفردية أو مشتركة بشكل صحيح أو إهمالها في التقييم الإحتمالي للأداء الزلزالي. النظر في الإستنتاجات الرئيسية لدراسة التأثير الأولي، ثم إنشاء منحنيات الهشاشة باستخدام المنهجية القائمة على الأداء الزلزالي للهندسة (PBEE). تتم مناقشة حساسية النتائج على إستراتيجية النمذجة من حيث: (أ) الطلبات الزلزالية غير خطية في ظل التسجيلات الزلزالية من خلال إستخدام التحليلات الديناميكية الإضافية (IDA)، (ب) التقييم النسبي للأداء الزلزالي باستخدام النموذج الإحتمالي (PSDM) المستخرج من نتائج التحليلات ل IDA. على أساس هذه الدراسة، يتم تقديم توصيات لتطوير إستراتيجية النمذجة فعالة لتقييم الأداء الزلزالي لأعمدة الجسور باستخدام المنهجية (PBEE).

الكلمات المفتاحية: إنزلاق - إعوجاج قضبان الفولاذ - التدهور بالتعب لقضبان الفولاذ - تقييم الهشاشة الزلزالية - التأثير - أعمدة الجسور المبنية بالخرسانة المسلحة.