



**HAL**  
open science

# Analyse et Réduction de la Vulnérabilité Sismique des Structures Existantes : Renforcement par Collage de Tissus de Fibres de Carbone (TFC)

Cédric Desprez

► **To cite this version:**

Cédric Desprez. Analyse et Réduction de la Vulnérabilité Sismique des Structures Existantes : Renforcement par Collage de Tissus de Fibres de Carbone (TFC). Sciences de l'ingénieur [physics]. Institut National Polytechnique de Grenoble - INPG, 2010. Français. NNT: . tel-00560438

**HAL Id: tel-00560438**

**<https://theses.hal.science/tel-00560438>**

Submitted on 28 Jan 2011

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

**UNIVERSITE DE GRENOBLE**  
**Institut Polytechnique de Grenoble**

**T H E S E**

pour obtenir le grade de

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DE GRENOBLE**  
**Délivré par l'Institut Polytechnique de Grenoble**

**Spécialité :** « *Matériaux, Mécanique, Génie civil, Electrochimie* »

Préparé au laboratoire Sols, Solides, Structures - Risques (3S-R)

**École Doctorale :** I-MEP2

« *Ingénierie - Matériaux Mécaniques - Énergétique Environnement - Procédés Production* »

présentée et soutenue publiquement

par

**Cédric-Arthur DESPREZ**

le 21 juillet 2010

---

**Analyse et Réduction de la Vulnérabilité Sismique des Structures Existantes :**  
**Renforcement par Collage de Tissus de Fibres de Carbone (TFC)**

---

**DIRECTEUR DE THESE : Jacky MAZARS**  
**CO-DIRECTEUR DE THESE : Panagiotis KOTRONIS**

**JURY**

M. Pierre-Yves BARD	, Président
M. Jean-Marie REYNOUARD	, Rapporteur
M. Patrick PAULTRE	, Rapporteur
M. Philippe BISCH	, Rapporteur
M. Jacky MAZARS	, Directeur de thèse
M. Panagiotis KOTRONIS	, Co-directeur de thèse



---

## Remerciements

---

Cette thèse a été réalisée au **Laboratoire Sols, Solides, Structures, Risques** à Grenoble entre septembre 2006 et Juillet 2010.

Je tiens premièrement à remercier mes encadrants, **Jacky Mazars** et **Panos Kotronis**, pour la confiance et la liberté qu'ils m'ont accordées au cours de cette période. A eux deux ils ont su apporter un cadre et un équilibre à ce travail avec une disponibilité et une complémentarité excellentes.

Je tiens également à remercier chacun des membres du jury : **Pierre-Yves Bard**, **Jean-Marie Reynouard**, **Patrick Paultre** et **Philippe Bisch**. Je reconnais en chacun d'eux une référence dans les divers domaines abordés au cours de cette thèse et suis particulièrement honoré du temps et de l'expertise qu'ils ont accepté de consacrer à ces travaux. Ce fût par ailleurs un réel plaisir de soutenir en leur présence et de débattre avec eux.

De plus, je remercie spécifiquement le programme **Explora-Doc** et **Patrick Paultre** pour m'avoir permis d'être accueilli au sein du Centre de Recherche en Génie Parasismique de l'Université de Sherbrooke au Québec.

Enfin, ces travaux de thèse ont pu être menés grâce au projet **ANR ARVISE**. Celui-ci m'a permis de rencontrer régulièrement des personnes d'horizons et de points de vue différents, avec qui les échanges ont été très enrichissants.

A Grenoble, certes il y a les montagnes, mais il y a également des amis. Merci à la fine équipe du bureau paysager (et ceux qui y sont affiliés) qui m'a supporté dans la phase de rédaction, mais surtout avec qui j'ai pris un grand plaisir à partager repas, tennis (je vous ai dit que j'ai joué à Roland Garros ?), soirées et ballades (si si on a travaillé aussi). Merci à **Stéphane** et **Delphine**, **Ludo**, **Cédric**, **Noémie**, **Florent**, **Frédéric** et **Olivia**. Dans ce bureau a également transité **Ha**, merci à toi pour tes encouragements et ta bonne humeur.

Bien entendu je remercie l'ensemble de l'équipe du 3S-R pour la bonne ambiance qui y régnait, et plus personnellement **Jerônimo**, **Vincent**, **Sabine**, **Yann** et **Pascal**. Parmi les personnes qui font que tout fonctionne même quand rien ne marche, je remercie particulièrement **Céline** et **Rémi** que j'ai pris plaisir à côtoyer régulièrement.

Et parce que la vie existe aussi hors du labo, merci à **Cédric et Adeline** qui m'ont apporté beaucoup d'énergie, de découvertes, en somme une somme de bons moments. Merci à **Pierre Aimé et Mélanie**.

Merci également aux amis de longue date que j'ai toujours un immense plaisir à retrouver : **Yann, Benoît & Lisa, Cam, DUBY, Clément, Christophe, Mimi, Damien** et avec une mention particulière à ceux qui ont fait le déplacement pour entendre parler de Drift et de Pushover : **Monsieur Florent Houé, Karen, Toto, Seb, et Axel**.

Bien évidemment je remercie très fortement **ma mère** qui a toujours cru en moi, encouragé, et bien plus encore ; mon beau père, **Jean-Louis**, dont la thèse m'a apporté du courage et qui m'as donné goût aux Alpes en vélo ; ma sœur **Agnès** et son mari **Benoît**.

Enfin merci à **Alice** pour son amour, sa patience et sa compréhension. Tu es très forte.

---

## Résumé

---

La réduction de la vulnérabilité sismique des structures existantes est un enjeu majeur. Le renforcement d'éléments par Tissus de Fibres de Carbone (TFC) offre une réponse intéressante à cette problématique. Ces travaux proposent une stratégie simplifiée de modélisation non linéaire permettant de prédire le comportement d'une structure en béton armé renforcée par TFC. Celle-ci est fondée sur l'utilisation d'éléments finis poutres multifibres ainsi que de modèles d'endommagement et de plasticité. Le confortement d'éléments en flexion et le confinement des poteaux sont étudiés. Plus spécifiquement une loi constitutive cyclique pour béton confiné est proposée. Cette loi est fondée sur deux modèles, le premier basé sur la théorie de l'endommagement et le second sur une série d'études expérimentales. Cette approche est validée à travers deux cas d'études : une pile de pont renforcée et une analyse de vulnérabilité d'un ouvrage sous sollicitations statiques (poussée progressive) et dynamiques.

---

## Abstract

---

In structural engineering, the seismic vulnerability reduction of existing structures is an important issue. Retrofitting by Polymer Reinforced Fibres (FRP) is an interesting response in order to fulfill this aim. This paper presents a simplified modeling strategy to predict the behavior of reinforced concrete structures upgrade with FRP. A nonlinear finite element method is used, based on multifiber beams with damage and plasticity models. Retrofitting of flexural element (wall, beam) and column confinement are studied. More specifically, a confined concrete constitutive law suitable for monotonic and cycling loadings is proposed. The model is inspired on two well-known concrete laws, one based on damage mechanics theory (La Borderie) and the other based on experimental studies (Eid & Paultre). Validation of the strategy is provided using two case studies: a retrofitted bridge pier and a vulnerability assessment on an existing building through static (Pushover) and dynamic analysis.



---

# Sommaire

---

*Avertissement :*

*Les travaux de cette thèse relatifs à l'Hôtel de Ville de Grenoble utilisent cet ouvrage comme support d'un cas d'étude et ne sont aucunement représentatifs d'une nécessité ni d'une demande officielle provenant d'un risque quelconque lié à la tenue de l'ouvrage.*

**Sommaire ..... 7**

**Introduction ..... 13**

---

## **- Chapitre 1 -**

**Méthodes d'évaluation et de réduction de la vulnérabilité  
..... 15**

**Partie A : Pratiques actuelles de l'évaluation de la  
vulnérabilité ..... 15**

---

**1-1 Notions de vulnérabilité sismique ..... 15**

**1-2 Approches d'ensemble : Méthodes statistiques et probabilistes,  
dites de niveau 1 ..... 18**

1-2.1.....Principes de base des approches d'ensemble ..... 18

1-2.2.....Méthode EMS-98 ..... 20

1-2.3.....Méthode RISK-UE (LM1) (Niveau 1) ..... 23

**1-3 Approches ciblées : Analyse mécanique des structures, méthodes  
dites de niveaux 2 et 3 ..... 27**

1-3.1.....Modélisation par éléments finis (EF)..... 27

1-3.2.....Analyse par force statique équivalente (pseudo-dynamique)..... 31

1-3.3.....Analyse modale spectrale ..... 31

1-3.4.....Analyse par poussée progressive : "Pushover" (statique non  
linéaire) ..... 33

1-3.5.....Analyse dynamique non linéaire..... 37

1-3.6.....Modèles constitutifs (lois de comportement)..... 37

1-3.7.....Évaluation du niveau de dommage..... 40

## **Partie B : Confortement des structures existantes ..... 43**

---

<b>1-4</b>	<b>Réduction de la demande.....</b>	<b>43</b>
1-4.1	.....Isolateurs et amortisseurs.....	43
1-4.2	.....Modifications de la géométrie et réduction des masses .....	44
1-4.3	.....Systèmes dissipatifs internes .....	45
<b>1-5</b>	<b>Accroissement de la capacité .....</b>	<b>46</b>
1-5.1	.....Ajout d'éléments structuraux.....	46
1-5.2	.....Renforcement des éléments existants .....	46
<b>1-6</b>	<b>Renforcement par collage de TFC .....</b>	<b>49</b>
1-6.1	.....Renforcement de poteaux par confinement.....	49
1-6.1.1	Modèles de comportement uniaxiaux pour poteaux confinés .....	51
1-6.1.2	Fonctionnement du modèle Eid & Paultre : Modèle monotone pour béton confiné par cadres et TFC .....	52
<b>1-7</b>	<b>Modélisation du renforcement d'éléments vis-à-vis de la flexion .</b>	<b>54</b>

---

## **- Chapitre 2 -**

### **Analyse de vulnérabilité : Application à l'Hôtel de Ville de Grenoble ..... 57**

---

#### **2-1 Introduction..... 57**

#### **2-2 Modélisation et analyse de l'Hôtel de Ville de Grenoble ..... 58**

2-2.1 .....Présentation de l'ouvrage ..... 58

2-2.2.....Modélisation de la structure de l'Hôtel de Ville de Grenoble..... 60

2-2.2.1 Piles .....60

2-2.2.2 Poteaux et poutres courants.....61

2-2.2.3 Poutres précontraintes et caisson de transfert.....62

2-2.2.4 Dernier étage .....62

2-2.2.5 Dalles .....63

2-2.2.6 Modèles de matériaux retenus.....63

2-2.2.7 Chargement et conditions aux limites.....63

2-2.3.....Comportement numérique et mesures in-situ sous vibrations  
ambiantes : validation du modèle ..... 65

2-2.4.....Analyse de la vulnérabilité sismique de l'Hôtel de Ville de Grenoble  
.....69

2-2.4.1 Sollicitation sismique réglementaire de référence.....69

2-2.4.2 Comportement vibratoire de la structure sous séisme réglementaire.71

2-2.4.3 Dommages de l'ouvrage sous séisme réglementaire .....74

#### **2-3 Positionnement des résultats par rapport aux méthodes classiques ..... 78**

2-3.1.....Analyse statique non linéaire par poussée progressive (Pushover) 78

2-3.1.1 Stratégie de chargement.....78

2-3.1.2 Comportement statique non linéaire de la structure.....79

2-3.1.3 Qualification des niveaux de dommage .....81

2-3.1.4 Exploitation et positionnement vis-à-vis de l'analyse dynamique .....84

2-3.1.5 Remarque sur l'utilisation du Drift comme indicateur de dommage. .85

2-3.1.6 Discussion sur la stratégie de chargement .....86

#### **2-4 Conclusion et synthèse sur l'analyse de vulnérabilité..... 87**

## **- Chapitre 3 -**

### **Réduction de la vulnérabilité par collage de TFC : Méthodes de modélisation par éléments finis poutres multifibres..... 89**

---

#### **3-1 Introduction..... 89**

#### **3-2 Prise en compte du renforcement en flexion par TFC dans la modélisation par éléments finis poutres multifibres ..... 89**

3-2.1.....Principe de modélisation..... 89

3-2.2.....Modélisation d'un essai flexion 4 points sur une poutre renforcée  
par collage de TFC ..... 90

3-2.2.1 Montage expérimental.....90

3-2.2.2 Caractéristiques matériaux .....91

3-2.2.3 Modélisation numérique .....91

3-2.2.4 Analyse numérique.....92

#### **3-3 Prise en compte du confinement de poteaux par TFC dans la modélisation par éléments finis poutres multifibres ..... 95**

3-3.1.....Étude expérimentale de poteaux confinés en flexion-compression  
.....95

3-3.1.1 Géométrie des poteaux.....95

3-3.1.2 Caractéristiques des matériaux.....96

3-3.1.3 Montage expérimental.....97

3-3.1.4 Résultats expérimentaux.....99

3-3.2.....Modélisation de poteaux confinés par TFC ..... 103

3-3.2.1 Proposition d'une nouvelle loi de comportement globale pour le  
confinement du béton par TFC ..... 104

3-3.2.2 Validation expérimentale : Poteaux sous chargement cyclique de  
flexion – compression ..... 106

3-3.2.3 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux..... 108

#### **3-4 Conclusion sur la modélisation du renforcement par TFC dans les éléments poutres multifibres..... 111**

---

## - Chapitre 4 -

### **Renforcement par TFC de structures réelles : Modélisation par éléments finis multifibres ..... 113**

---

#### **4-1 Cas d'étude n°1 : Pile de pont renforcée par TFC sous sollicitations cycliques ..... 113**

4-1.1.....	Géométrie de la pile de pont .....	113
4-1.2.....	Caractéristiques des matériaux .....	114
4-1.3.....	Procédure expérimentale .....	115
4-1.4.....	Modélisation numérique de la pile de pont .....	116
4-1.5.....	Analyse des résultats numériques et expérimentaux.....	117
4-1.6.....	Prise en compte de la fatigue dans la simulation numérique de la pile de pont.....	118
4-1.6.1	Principe de la théorie de Miner.....	119
4-1.6.2	Analyse des résultats numériques et expérimentaux.....	120
4-1.7.....	Conclusion sur la pile de pont renforcée par TFC .....	122

#### **4-2 Cas d'étude n°2 : Renforcement de l'Hôtel de Ville de Grenoble 123**

4-2.1.....	Stratégie de renforcement par collage de TFC.....	124
4-2.1.1	Localisation des zones de renfort.....	124
4-2.1.2	Dimensionnement du TFC.....	125
4-2.2.....	Analyse dynamique : structure renforcée (initiale).....	126
4-2.2.1	Objectif de non plastification des armatures métalliques.....	126
4-2.2.2	Comportement vibratoire.....	127
4-2.2.3	Endommagement du béton.....	129
4-2.2.4	Évaluation du dommage : séisme EC8, structure renforcée .....	130
4-2.3.....	Optimisation du renforcement.....	131
4-2.3.1	Prolongement de la zone de renforcement .....	131
4-2.3.2	Renforcement progressif.....	133
4-2.3.3	Solution retenue .....	133
4-2.3.4	Niveau de dommage : séisme EC8, renforcement (optimisé).....	134
4-2.4.....	Analyse statique non linéaire : Pushover (structure renforcée)...	135
4-2.4.1	Structure renforcée sur 4 étages (épaisseur TFC constante) .....	135
4-2.4.1	Structure optimisée : renforcement variable sur 6 étages .....	136
4-2.4.2	Niveau de dommage : Pushover, structures renforcées (initiale et optimisée).....	137
4-2.4.1	Positionnement de l'analyse statique vis-à-vis de l'analyse dynamique .....	140
4-2.5.....	Conclusion sur le renforcement de l'Hôtel de Ville de Grenoble..	141

<b>Conclusions et perspectives.....</b>	<b>143</b>
<b>Bibliographie .....</b>	<b>147</b>
<b>Liste des Figures.....</b>	<b>153</b>
<b>Liste des Tableaux .....</b>	<b>161</b>

*Remarque :*

*Les termes "Drift" et "Pushover", peuvent-être respectivement traduits par "glissement inter-étages" et "analyse par poussée progressive". Toutefois dans l'optique de conserver un certain confort de lecture, leur expression anglo-saxonne est conservée dans le texte. Ce choix est communément admis par la communauté scientifique du génie parasismique.*

---

## Introduction

---

Une particularité du risque sismique est que sa nocivité est directement dépendante des constructions. La vulnérabilité du bâti vis-à-vis du séisme est donc un facteur primordial sur la conséquence de cet événement naturel, que les pertes soient d'ordre humain, matériel ou économique. Bien que l'Homme ne puisse maîtriser la nature, les dernières décennies ont montré combien la maîtrise du risque devient un enjeu. En effet, bien que l'activité sismique reste stable, l'extension des zones de population et leur densification induit des catastrophes de plus en plus importantes.

L'évolution des règles de construction et le développement du génie parasismique, conjugués au travail des géologues apportent une partie des réponses à cette problématique. Dans le cadre de nouvelles constructions, un réel savoir-faire existe désormais dans l'utilisation de techniques et de dispositions constructives relatives à la conception d'un ouvrage peu vulnérable, et dont le coût reste acceptable. Toutefois le taux de renouvellement du parc immobilier communément estimé à 1% par an, implique que l'étude de la vulnérabilité des ouvrages se focalise très majoritairement sur le bâti existant qui n'a pas été conçu parasismique.

Dans ce contexte, les travaux présentés dans cette thèse sont relatifs à l'évaluation et à la réduction de la vulnérabilité des structures existantes (Chapitre 1). Il s'agit alors d'apporter des éléments de réponse à un processus décisionnel concernant le devenir d'un ouvrage en particulier, et plus spécifiquement son renforcement (Chapitre 2). Parmi la variété des technologies existantes, la solution du confortement par collage de Tissus de Fibres de Carbone (TFC) à été retenue (Chapitre 3). L'objectif consiste alors à prédire le comportement d'une construction avant et après son renforcement. L'étude de vulnérabilité est conduite avec une modélisation des structures par éléments finis multifibres. Deux cas d'études sur des structures existantes ont été réalisés (Chapitre 4).

∴ Le premier chapitre présente le fonctionnement des principales méthodes permettant d'évaluer la vulnérabilité des ouvrages existants. Les approches "d'ensemble" destinées à permettre une évaluation du risque à l'échelle d'une zone géographique et les approches "ciblées" relatives à l'étude d'un ouvrage particulier y sont exposées. La deuxième partie de ce chapitre traite des stratégies visant à réduire la vulnérabilité d'une structure, et plus particulièrement de leur renforcement par collage de (TFC). Ce chapitre définit précisément le contexte de cette thèse et justifie le choix des méthodes qui sont utilisées par la suite.

.∴ Le second chapitre détaille l'analyse de vulnérabilité d'une structure existante (Hôtel de Ville de Grenoble, HDV) au moyen d'une modélisation par éléments finis multifibres. Le modèle numérique y est détaillé et validé par l'apport de mesures in-situ relatives à un séisme récent de faible amplitude. Une analyse dynamique non linéaire et une analyse statique par poussée progressive (Pushover), toutes deux basées sur les spectres réglementaires de l'Eurocode 8, sont réalisées. La localisation et la caractérisation des dommages de l'ouvrage servent de base à l'analyse du renforcement de l'HDV. L'analyse de vulnérabilité met en perspective différentes approches de diagnostic, telles que l'endommagement local des matériaux ou l'utilisation d'indicateurs basés sur l'exploitation du point de performance issu d'une analyse Pushover.

.∴ Le troisième chapitre propose une méthodologie permettant de prendre en compte le renforcement par collage externe de TFC dans la modélisation par éléments multifibres. Le cas du confinement des poteaux est traité à travers le développement d'un nouveau modèle de béton confiné intérieurement (par cadres) et extérieurement (par TFC) adapté aux chargements cycliques. La construction de ce modèle s'inspire de deux modèles bien connus, le premier basé sur la mécanique de l'endommagement (La Borderie) et le second basé sur une série d'études expérimentales (Eid & Paultre). La validation du modèle proposé est conduite à travers une série d'essais expérimentaux réalisés à l'Université de Sherbrooke (Canada). Ce chapitre traite également du renforcement axial d'éléments vis-à-vis de la flexion, dans lequel le TFC joue le rôle d'armatures longitudinales externes.

.∴ Le quatrième chapitre est relatif à deux cas d'études sur le renforcement d'ouvrages existants. La première application concerne une pile de pont partiellement renforcée et testée expérimentalement sous chargements cycliques et pseudo-dynamiques. Le modèle de béton confiné proposé au chapitre 3 est utilisé dans la modélisation de ces essais. La prise en compte des phénomènes de fatigue des armatures d'acier est également prise en compte. Une bonne concordance est observée entre les résultats expérimentaux et numériques. La seconde application concerne le renforcement de la structure évaluée au chapitre 2 (HDV). Une solution de confortement par renforcement axial de porteurs verticaux est analysée. L'influence du renforcement sur le comportement de l'ouvrage met en avant l'introduction de nouvelles zones de dommages. L'analyse numérique permet alors de procéder à une optimisation de la solution initialement envisagée.

Les travaux réalisés au cours de cette thèse s'inscrivent dans le cadre du projet ANR ARVISE. Les périodes effectuées au sein de l'Université de Sherbrooke (Québec) ont eu lieu grâce à l'attribution d'une bourse ExploraDoc financée par la région Rhône-Alpes.

---

## Méthodes d'évaluation et de réduction de la vulnérabilité

---

---

### Partie A : Pratiques actuelles de l'évaluation de la vulnérabilité

---

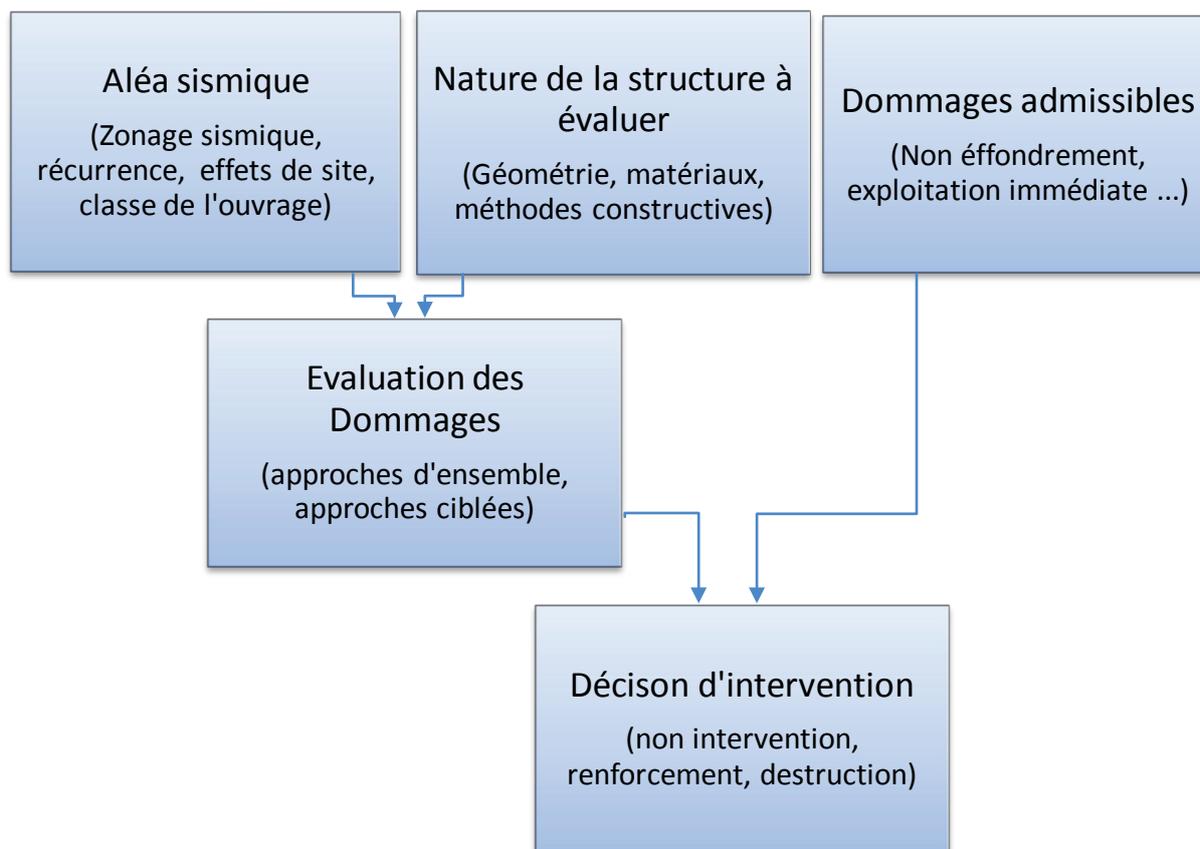
#### 1-1 Notions de vulnérabilité sismique

Le risque sismique est défini comme la convolution de l'aléa sismique, de la vulnérabilité de l'ouvrage et de sa valeur (coût humain, matériel...) (Eq 1-1) [AFPS, 2005]. L'Aléa sismique correspond au niveau d'intensité de séisme probable sur une période de retour choisie (ex : accélération maximale observée ou estimée sur 400 ans). La vulnérabilité sismique d'un ouvrage correspond à sa sensibilité (tendance aux dommages) face à un évènement sismique. La valeur de l'élément caractérise l'impact en terme de vie humaine, coût matériel...

$$\text{Risque} = \text{Aléa} \times \text{Vulnérabilité} \times \text{Valeur} \quad \text{Eq 1-1}$$

Afin de pouvoir intervenir comme outil décisionnel concernant le devenir d'une structure (non-intervention, confortement, destruction...), l'évaluation de la vulnérabilité nécessite de qualifier et de quantifier le niveau de dommage attendu afin de le comparer au niveau maximal acceptable (Figure 1-1).

Le niveau de dommage acceptable pour un édifice est fortement lié à sa classe d'exploitation (non sensible, sensible,...). Ainsi un immeuble à usage d'habitation devra préserver la vie des occupants sans nécessiter de rester exploitable à la suite du phénomène sismique. En revanche les structures dont le fonctionnement est indispensable en cas de gestion d'une crise tel qu'un séisme (hôpitaux, services de secours, centres de gestion d'urgence...) devront rester intègres et immédiatement exploitables.



**Figure 1-1 : Évaluation du bâti existant - Démarche d'évaluation du risque sismique.**

Depuis les années 1930, de nombreuses méthodes d'évaluation se sont développées. Les premières : MM (Mercalli Modifiée) [Wood et Neumann, 1931], MSK [Medvedev et al., 1967], et celles qui en découlent : EMS-98 [EMS-98, 2001], RISK-UE [RISK-UE, 2003], appréhendent la sensibilité globale d'une zone géographique (ville, quartier...). Celles-ci présentent un intérêt important comme outil décisionnel dans la mise en œuvre de politiques d'aménagement du territoire et d'urbanisme. Ces méthodes "d'ensemble" (dites de niveau 1) se fondent sur des approches statistiques et probabilistes reliant la typologie du bâti concerné et la nature des dommages observés sur ce type de construction au cours d'évaluations post-sismiques antérieures. Leur fonctionnement est présenté en (§1-2) et deux d'entre elles, adaptées au bâti européen (EMS-98 et RISK-UE), sont détaillées en (§1-2.2) et (§1-2.3).

D'autre part, la nécessité de pouvoir caractériser un ouvrage en particulier a conduit au développement d'approches "ciblées" (dites de niveau 2). Ce niveau d'analyse s'appuie sur une modélisation mécanique de l'ouvrage. Cette approche permet quant à elle d'étayer des choix technologiques relatifs à la tenue d'un ouvrage précis. Le développement de ces méthodes est fortement lié à l'accroissement des puissances de

calcul et des moyens de modélisation. Les principaux outils numériques employés dans le cadre des analyses ciblées sont présentés en (§1-3).

Le sujet de cette thèse se focalise sur cette deuxième approche (mécanique), mais la forte complémentarité des deux approches (que certains guides traitent conjointement) invite à présenter chacune d'elle. Les principales méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sont référencées dans le Tableau 1-1. La colonne 'Conception' y est relative à l'origine et à la zone concernée par la méthode ; les colonnes 'Approche' indiquent le champ d'application et éventuellement le nom des documents de référence associés.

**Tableau 1-1 : Évaluation du bâti existant - Principales méthodes.**

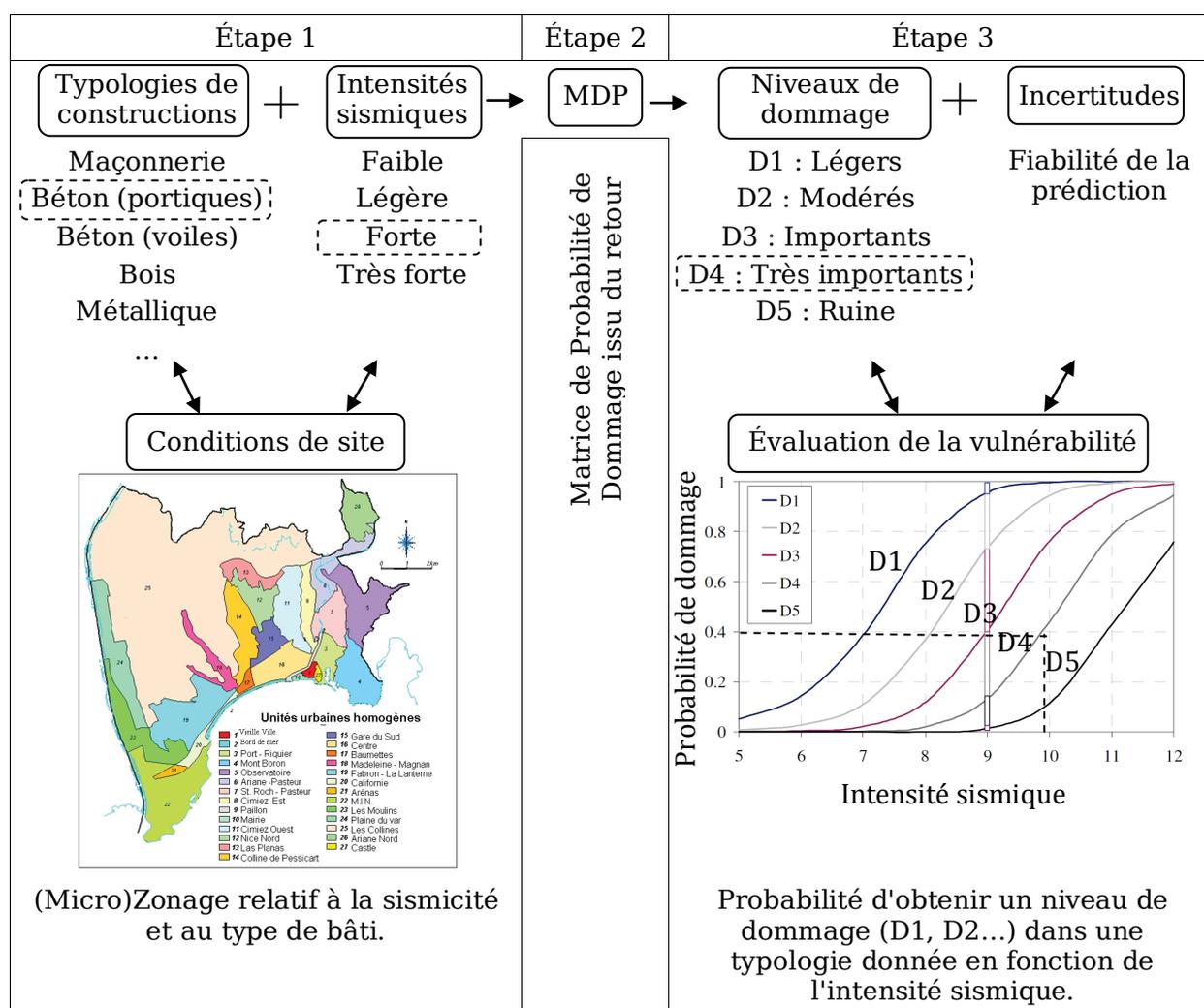
Méthode	Conception	Approche d'ensemble	Approche ciblée
EMS-98 European Macroseismic Scale 1998	Européenne, 2001	Oui	/
RISK-UE	Européenne, 2003 Coordination BRGM	Oui (Méthode LM1)	Oui (Méthode LM2)
EC8 Eurocode 8	Européenne, 2003	/	Oui
Hazus (HAZards in the US)	Nord-américaine, 1997-1999 FEMA et ATC	Oui ATC-13 et 21, FEMA-154 FEMA310 (tier1)	Oui FEMA-273 et 274 FEMA-356, ATC-40 FEMA310 (tier2, 3)
GNDT	Italienne, 1993	Oui	/
Seismocare	Européenne, 1998 Basée sur GNDT	Oui	Oui
Gemitis	Française, 1995-1999 (adaptée aux Antilles et à la ville de Nice) BRGM	Oui	/
Vulnéralp	Française, 2004 (adaptée aux vallées alpines) Basée sur GNDT	Oui	/
Dowrick	Néo-Zélandaise, 1996-2002	Oui	Oui
Radius (Risk Assessment tools for Diagnosis of Urban Areas against disasters)	Adaptée aux pays en voie de développement, 1999 Nations Unies	Oui	/
TMG-97	Japonnaise, 1998 Tokyo Metropolitan Government (Disaster Prevention Council)	Oui	/

## 1-2 Approches d'ensemble : Méthodes statistiques et probabilistes, dites de niveau 1

### 1-2.1 Principes de base des approches d'ensemble

#### i. Méthodologie

Les approches d'ensemble ont pour but d'évaluer le niveau de dommage obtenu dans un type de structure en fonction de l'intensité sismique. Ces méthodes se basent donc sur un triptyque Typologie-Intensité-Dommage. Les trois étapes de cette approche sont explicitées dans la Figure 1-2 et détaillées dans les paragraphes suivant.



**Figure 1-2 : Évaluation du bâti existant - Démarche des approches d'ensemble.**

*Exemple : Dans le cas d'une structure en "Béton (portiques)" qui serait soumise à une intensité sismique "Forte" (10), la probabilité d'atteindre un niveau de dommage "Très important" (D4) est de 40%.*

## ***ii. Étape 1 : Conditions de site***

∴ La définition de la typologie est conçue pour être effectuée de manière simple et rapide afin de permettre le recensement de zones à l'échelle d'un quartier, d'une ville... La description du bâti provient donc essentiellement d'un diagnostic visuel, par le biais de fiches de relevés [EMS-98, 2001], [RISK-UE, 2003], les principales informations étant la nature des constructions (béton, bois, métal...) et leurs spécificités structurelles (contreventement, hauteur, symétrie...). En revanche, cette description sommaire ne permet pas de tenir compte des particularités structurelles de chaque ouvrage telles que ses propriétés matériaux et ses techniques de construction. Les relevés effectués sur de grands nombres de bâtiments permettent ainsi de transcrire le comportement moyen d'un type de structures.

∴ L'intensité de la sollicitation sismique définit la puissance du scénario sismique dont on cherche à caractériser la nocivité sur le bâti étudié. Plusieurs indicateurs peuvent être employés, tels que l'accélération maximale du signal "PGA" (Pic Ground Acceleration), sa magnitude ou son énergie (Intensité d'Arias, échelle de Richter...), ou encore son intensité macroscopique (ampleur des dégâts observés à la suite de ce type de signal, échelles MSK, EMS et MMI). Ce dernier type d'indicateur montre ses limites car il préfigure du type de dommages observables, mais reste très utilisé pour des raisons historiques et économiques car il ne nécessite pas d'enregistrement du signal.

∴ Le (micro)zonage correspond à un découpage géographique prenant en compte la nature des constructions et/ou l'activité sismique et ses spécificités (effets de sites). La qualité de ce zonage est directement liée à la précision de l'analyse de vulnérabilité.

## ***iii. Étape 2 : Matrice de probabilité de dommage (MPD)***

∴ La prévision du niveau de dommage est essentiellement déduite de statistiques provenant du retour d'expérience (observations post-sismiques) sur des structures de typologies semblables. Ces statistiques servent à la création de bases de données appelées "Matrices de Probabilité de Dommage" (MDP).

## ***iv. Étape 3 : Évaluation de la vulnérabilité***

∴ L'intensité sismique correspondant à l'aléa envisagé et la typologie du bâti concerné servent de données d'entrée dans la MDP. Celle-ci renvoie le niveau de dommage moyen attendu. Le caractère statistique et probabiliste des MPD nécessite la prise en compte des incertitudes sur la fiabilité de la prédiction afin d'exprimer la probabilité d'atteindre chaque niveau de dommage.

Afin de limiter la diversité des techniques de construction<sup>1</sup>, la taille de la zone d'étude concernée doit rester limitée. C'est pourquoi le retour d'expérience a conduit au développement de plusieurs guides d'évaluation à caractère régionaux dans lesquels les habitudes constructives sont proches (Tableau 1-1). Dans la suite sont présentées deux approches d'ensemble (EMS-98 et RISK-UE) applicables au contexte français, et auxquelles font référence certains travaux de cette thèse.

## 1-2.2 Méthode EMS-98

L'échelle Macrosismique Européenne 1998 [EMS-98, 2001] est une méthode qui reste sommaire dans son fonctionnement et dans la précision de ses prédictions, mais s'avère très utilisée (notamment pour la qualité de ses échelles) comme base des méthodes plus complètes telle que RISK-UE [RISK-UE, 2003].

### i. Typologie EMS-98 (classes de vulnérabilité)

Dans la lignée des premières échelles de dommages mises au point dès les années 1930 et 1960 (Mercalli Modifiée MM [Wood et Neumann, 1931], MSK [Medvedev et al., 1967]), la particularité de l'EMS-98 est non seulement d'introduire un aspect lié à la nature du bâti, mais d'y ajouter une information quant à la conception des structures. Comme le montre le Tableau 1-2 chaque type de structure y est défini par une classe de vulnérabilité allant de A (très vulnérable) à F (peu vulnérable). Les typologies référencées sont établies pour le contexte européen, et s'avèrent bien adaptées au bâti français métropolitain dans le cas des structures en béton armé (quelques informations complémentaires étant nécessaires pour les structures en maçonnerie [AFPS, 2005]).

Type de structure	Classe de vulnérabilité					
	A	B	C	D	E	F
MAÇONNERIE	Moellon brut, pierre tout venant	○				
	Brique crue (adobe)	○	—			
	Pierre brute	○	—			
	Pierre massive		○	—		
	Non renforcée, avec des éléments préfabriqués		○	—		
	Non renforcée, avec des planchers en béton armé		○	—		
	Renforcée ou chaînée		○	—		
BÉTON ARMÉ	Ossature sans conception parasismique (CPS)		○	—		
	Ossature avec un niveau moyen de CPS		○	—		
	Ossature avec un bon niveau de CPS		○	—		
	Murs sans CPS		○	—		
	Murs avec un niveau moyen de CPS		○	—		
	Murs avec un bon niveau de CPS		○	—		
ACIER			○	—		
BOIS			○	—		

○ Classe de vulnérabilité — Gamme de probabilité - - - Gamme la moins probable, cas exceptionnel

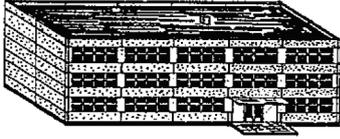
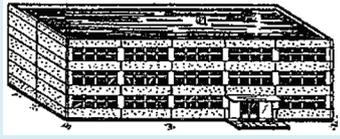
**Tableau 1-2 : EMS-98 - Définition typologique et classes de vulnérabilité.**

<sup>1</sup> Deux ouvrages en béton armé de géométrie similaire peuvent présenter une réponse dynamique différente en fonction de leurs techniques constructives (préfabrication, réalisation sur site...).

## ii. Niveaux de dommage EMS-98

La méthode EMS-98 fut la première à mettre en relation une définition du niveau de dommage appuyée sur des schémas et des photos, apportant ainsi une aide importante au diagnostic. De plus, la description structurelle des dégâts est une des plus fines qui soient données dans ce type d'approche d'ensemble. Le référencement présenté dans le Tableau 1-3 correspond à celui des structures en béton armé<sup>2</sup>.

**Tableau 1-3 : EMS-98 - Définition de l'échelle de dommage.**

Domage EMS-98	Définition structurelle EMS-98
<p><b>D1: Légers</b></p> 	<p><b>[aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux]</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base.</li> <li>-Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.</li> </ul>
<p><b>D2: Modérés</b></p> 	<p><b>[dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés]</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs.</li> <li>-Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage, chute des revêtements friables et du plâtre.</li> <li>-Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.</li> </ul>
<p><b>D3: Importants</b></p> 	<p><b>[dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants]</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures.</li> <li>-Écaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale.</li> <li>-Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.</li> <li>- défaillance de certains panneaux de remplissage.</li> </ul>
<p><b>D4: Très Importants</b></p> 	<p><b>[dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants]</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence.</li> <li>- Perte de l'adhérence barres-béton; basculement des poteaux.</li> <li>-Écroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.</li> </ul>
<p><b>D5: Destruction</b></p> 	<p><b>[dégâts structuraux très importants]</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.</li> </ul>

<sup>2</sup> Un classement similaire existe également pour les structures maçonnées

### iii. Intensité sismique et niveaux de dommage

L'échelle EMS-98 comporte 12 niveaux d'intensité dont la particularité (et la limite) réside dans le fait que ceux-ci sont initialement définis en fonction des dégâts observés par retour d'expérience. Dès lors, la méthode consiste à prédire un niveau de dommage en fonction d'une intensité, qui elle-même est définie en fonction des dommages observés. Afin de contourner ce problème, l'EMS-98 enrichit la définition de son échelle d'intensité avec une correspondance en terme de ressenti humain<sup>3</sup> (Tableau 1-4).

**Tableau 1-4 : EMS-98 - Définition de l'échelle d'intensité - (Niveau VII et VIII).**

Intensité	Description phénoménologique et structurelle EMS-98
VII Dégâts	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Les meubles se déplacent et beaucoup d'objets tombent des étagères. De nombreuses maisons ordinaires bien construites subissent des dégâts modérés : petites fissures dans les murs, chutes de plâtres, chute de parties de cheminées,...
VIII Dégâts importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à rester debout. Beaucoup de maisons ont de larges fissures dans les murs. Quelques bâtiments ordinaires bien construits présentent des défaillances sérieuses des murs, tandis que des structures anciennes peu solides peuvent s'écrouler.

### iv. Détermination du niveau de dommage

Le niveau d'intensité et la classe de vulnérabilité sont utilisés comme données d'entrée dans les MPD pour évaluer la proportion des structures concernées par chaque niveau de dommage (Tableau 1-5).

**Tableau 1-5 : EMS-98 - Matrice de probabilité de dommage - (Niveau VII et VIII).**

intensité EMS-98	Vulnérabilité (Typologie)	% de bâtiments concernés par niveaux de dommage				
		Léger	Modéré	Important	Très Important	Destruction
VII	Classe A			15-55%	0-15%	
	Classe B		15-55%	0-15%		
	Classe C		0-15%			
	Classe D	0-15%				
VIII	Classe A				15-55%	0-15%
	Classe B			15-55%	0-15%	
	Classe C		15-55%	0-15%		
	Classe D		0-15%			

<sup>3</sup> Certains auteurs ont proposé des correspondances avec les différents indicateurs mesurables (PGA, Magnitude,...)

### 1-2.3 Méthode RISK-UE (LM1) (Niveau 1)

Le projet RISK-UE avait pour objectif de traiter de la vulnérabilité sismique de sept grandes villes Européennes (Nice dans le cas de la France) dans l'optique de produire une typologie commune de structure plus détaillée que celle de l'EMS-98. Les définitions de l'intensité sismique et des niveaux de dommage correspondent à celles de l'EMS-98. Ce projet comporte deux niveaux d'études, soit une approche d'ensemble (niveau 1) nommée LM1 (présentée ici) et une approche ciblée (niveau 2) nommée LM2 présentée en (§1-3).

#### i. Typologie RISK-UE (LM1)

A l'instar de la méthode EMS-98 qui associe une classe de vulnérabilité en fonction de la typologie, RISK-UE (LM1) propose un indice de vulnérabilité le plus probable " $I_V$ ". La différence réside dans une prise en compte plus détaillée des techniques constructives, ce qui permet de quantifier une variabilité sur l'indice de vulnérabilité (Tableau 1-6). L'intervalle de confiance lié à cet indice est apporté par deux valeurs définissant les bornes plausibles de cet indice ( $I_V^-$  et  $I_V^+$ ) ainsi que deux bornes maximales ( $I_V^{min}$  et  $I_V^{max}$ ).

**Tableau 1-6 : RISK-UE (LM1) - Définition typologique et Indices de Vulnérabilité ( $I_V$ ).**

Typologie RISK-UE			Valeurs représentatives de $I_V$				
			$I_V^{min}$	$I_V^-$	$I_V$	$I_V^+$	$I_V^{max}$
Maçonnerie	<b>M1</b>	<b>Murs porteurs en maçonnerie de pierres</b>					
	M1.1	Moellons	0.620	0.810	0.873	0.980	1.020
	M1.2	Pierres appareillées	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
	M1.3	Pierre de taille	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
	<b>M2</b>	<b>Adobe</b>	0.620	0.687	0.840	0.980	1.020
	<b>M3</b>	<b>Murs porteurs en maçonnerie non armée</b>					
	M3.1	Plancher bois	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
	M3.2	Voûtes en maçonnerie	0.460	0.650	0.776	0.953	1.020
	M3.3	Planchers avec poutrelles métalliques et maçonnerie	0.460	0.527	0.704	0.830	1.020
	M3.4	Plancher béton armé	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
	<b>M4</b>	<b>Murs porteurs en maçonnerie armée ou confinée</b>	0.140	0.330	0.451	0.633	0.700
	<b>M5</b>	<b>Constructions en maçonnerie renforcées dans leur ensemble</b>	0.300	0.490	0.694	0.953	1.020
	Béton armé	<b>RC1</b>	<b>Système poteaux/poutres</b>	-0.020	0.047	0.442	0.800
<b>RC2</b>		<b>Murs de refend en béton</b>	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
<b>RC3</b>		<b>Système poteaux/poutres avec mur de remplissage en maçonnerie non armée</b>					
RC3.1		Structures régulières avec remplissage	-0.020	0.007	0.402	0.760	0.980
RC3.2		Structures irrégulières (système porteur ou remplissages irréguliers ou niveau souple)	0.060	0.127	0.522	0.880	1.020
<b>RC4</b>		<b>Structure mixte en béton armé (portiques et murs en béton)</b>	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
<b>RC5</b>		<b>Murs en béton préfabriqué</b>	0.140	0.207	0.384	0.510	0.700
<b>RC6</b>	<b>Structure en béton préfabriqué avec murs de refend en béton</b>	0.300	0.367	0.544	0.670	0.860	
Acier	<b>S1</b>	<b>Système poteaux/poutres en acier</b>	-0.020	0.047	0.363	0.640	0.860
	<b>S2</b>	<b>Structure en acier contreventée</b>	-0.020	0.047	0.287	0.480	0.700
	<b>S3</b>	<b>Système poteaux/poutres en acier avec mur de remplissage en maçonnerie non armée</b>	0.140	0.330	0.484	0.640	0.860
	<b>S4</b>	<b>Système poteaux/poutres en acier avec mur de refend en béton coulé en place</b>	-0.020	0.047	0.224	0.350	0.540
	<b>S5</b>	<b>Système de composants acier et béton armé</b>	-0.020	0.257	0.402	0.720	1.020
Bois	<b>W</b>	<b>Structure en bois</b>	0.140	0.207	0.447	0.640	0.860

### ii. Niveaux d'intensité et niveaux de dommage RISK-UE (LM1)

Les niveaux d'intensité sismique et de dommage sont identiques à ceux de l'EMS-98.

### iii. Évaluation de la vulnérabilité

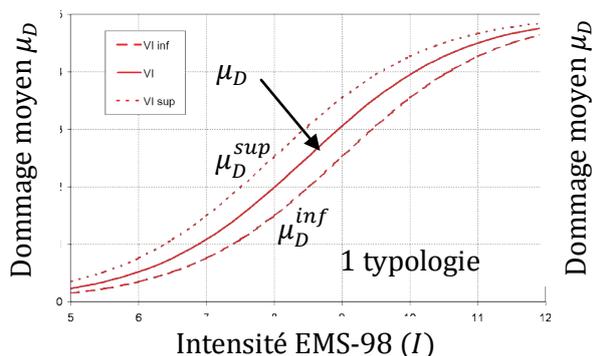
La méthode RISK-UE (LM1) vise à produire des courbes de vulnérabilité et des courbes de fragilité. Les premières définissent le niveau de dommage pouvant être atteint dans un type de structure en fonction de l'intensité sismique (Figure 1-3). Les secondes quant à elle définissent la probabilité d'atteindre les différents niveaux de dommage dans une structure en fonction de l'intensité de la sollicitation (Figure 1-4).

#### – Détermination des courbes de vulnérabilité

L'indice de vulnérabilité ( $I_V$ ) du bâti étudié et l'intensité sismique retenue ( $I$ ) sont utilisés pour calculer le taux de dommage moyen ( $\mu_D$ ) attendu dans la structure (Eq 1-2 et Figure 1-3a). L'utilisation des valeurs  $I_V^{inf}$  et  $I_V^{sup}$  (permettant d'introduire une variabilité sur la description du bâti) dans cette même équation permet de définir les bornes supérieures probables de valeur pour  $I_V$ . L'équation utilisée est issue des travaux de l'Université de Gènes en Italie et permet de représenter les courbes de vulnérabilité correspondant à chaque typologie de bâtiment pour la totalité de la méthode EMS-98 (Figure 1-3b).

$$\mu_D = 2.5 \left[ 1 + \tanh \frac{I + 6.25 I_V - 13.1}{2.3} \right] \quad \text{Eq 1-2}$$

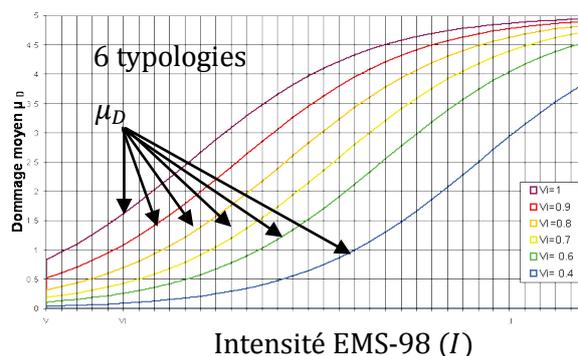
Courbe de Vulnérabilité (une typologie  $I_V$ )



(a)

Dommage moyen  $\mu_D$ , bornes supérieure  $\mu_D^{sup}$  et inférieure  $\mu_D^{inf}$

Courbe de Vulnérabilité (6 typologies  $I_V$ )



(b)

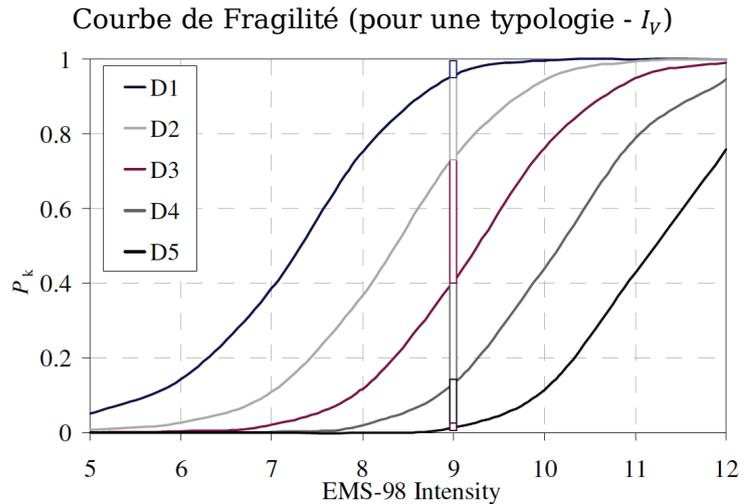
Dommage moyen  $\mu_D$

**Figure 1-3 : RISK-UE (LM1) - Courbes de vulnérabilité - Dommage moyen ( $\mu_D$ ) par typologie ( $I_V$ ) en fonction de l'intensité EMS-98.**

– **Détermination des courbes de fragilité (apport d'un caractère probabiliste)**

Les courbes de vulnérabilité présentées permettent de définir un niveau donné de dommage moyen (et ses bornes) pour chaque niveau d'intensité EMS-98. Cette relation est déterministe et peut nécessiter d'introduire un caractère probabiliste notamment lié aux variabilités des caractéristiques matériaux. Cet aspect correspond à la probabilité pour un ( $I_v$ ) de rencontrer un certain niveau de dommage (D1, D2,...) en fonction d'une intensité sismique donnée (Figure 1-4).

**Figure 1-4 : RISK-UE (LM1) - Courbes de fragilité - Probabilité d'obtenir chaque niveau de dommage (D1,...) pour une typologie donnée ( $I_v$ ) en fonction de l'intensité macroscopique EMS.**



Ce passage s'effectue par l'utilisation d'une loi de distribution "Béta" dont la concordance des paramètres à été validée par des analyses statistiques post-sismiques en Grèce et en Italie. L'équation de base de cette loi "béta" est donnée par l'équation (Eq 1-3).

$$P_{\beta}(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(t).\Gamma(t-r)} \frac{(x-a)^{r-1}(b-x)^{t-r-1}}{(b-a)^{t-1}} \quad a \leq x < b \quad \text{Eq 1-3}$$

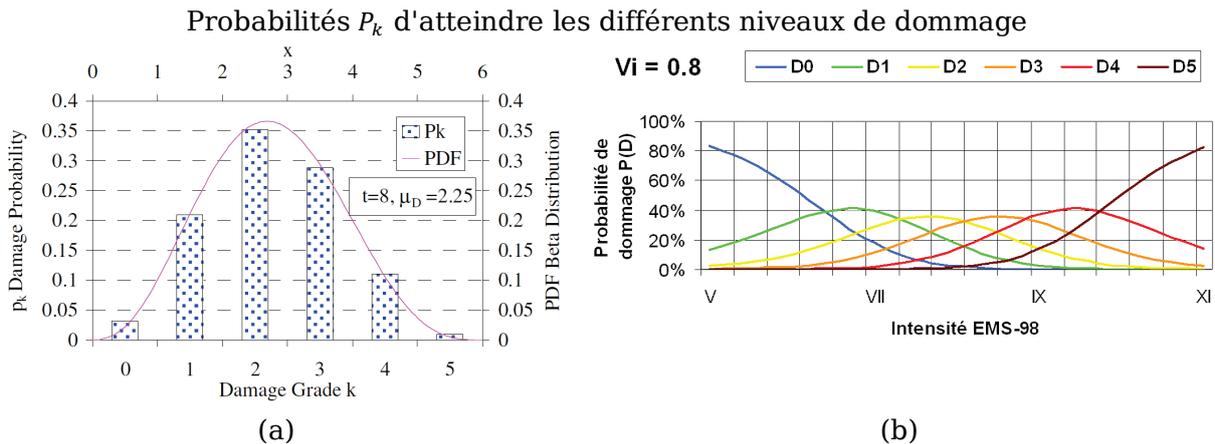
Avec :  $x$  l'évènement dont on cherche la distribution,  
 $a = 0.6$  et  $b = 6$  les bornes inférieures et supérieures de la distribution,  
 $t$  la variance de la distribution 'Béta',  $\Gamma$  la fonction 'Gamma',  
 et  $r = t(0.007\mu_D^3 - 0.0525\mu_D^2 + 0.2875\mu_D^3)$ .

On peut noter que le taux de dommage moyen  $\mu_D$  du bâtiment intervient dans la définition du paramètre  $r$ ,  $\mu_D$  étant fonction de l'indice de vulnérabilité  $I_v$ .

La probabilité  $P_k$  d'atteindre un niveau de dommage  $k$  de l'EMS ( $k=1$  pour D1,  $k=2$  pour D2...) est donnée par la relation (Eq 1-4) et représenté par la Figure 1-5.  $K$  est alors une valeur particulière de  $x$  de l'Eq 1-3.

$$P_k = P_{\beta(k+1)} - P_{\beta(k)} \quad \text{Eq 1-4}$$

L'utilisation de cette distribution permet d'exprimer la probabilité d'obtenir chaque niveau de dommage en fonction de l'intensité EMS-98 (Figure 1-6). Dans un souci de lisibilité, ces résultats sont exprimés sous formes de courbes de fragilité, définissant la probabilité cumulée d'atteindre chaque niveau de dommage dans une typologie donnée, en fonction de l'intensité EMS-98 (Figure 1-4).



Pour une intensité et un  $I_v$  donnés

**Figure 1-5 : RISK-UE (LM1) - Distribution des probabilités d'obtenir chaque niveau de dommage EMS pour une typologie et une intensité fixée.**

Pour un  $I_v$  donné, en fonction de l'intensité

**Figure 1-6 : RISK-UE (LM1) - Distribution des probabilités d'obtenir chaque niveau de dommage EMS pour une typologie donnée en fonction de l'intensité EMS-98.**

∴ Si les approches d'ensemble permettent d'évaluer synthétiquement la vulnérabilité sismique du bâti à l'échelle d'une zone, l'évaluation d'une structure particulière nécessite une expertise détaillée. Le travail de l'expert consiste alors à quantifier la capacité mécanique d'un ouvrage et son comportement face à un aléa sismique.

## **1-3 Approches ciblées : Analyse mécanique des structures, méthodes dites de niveaux 2 et 3**

Ce type d'analyse s'appuie essentiellement sur une modélisation numérique de la structure. Une connaissance précise de la structure est donc requise, les plans de construction ainsi que les caractéristiques des matériaux en étant le point de départ. Cette section traite des moyens adaptés à l'analyse numérique des ouvrages de génie civil. Les méthodes de modélisation se concentrent sur les approches par éléments finis (§1-3.1), celles-ci englobant la très grande majorité des outils actuels qui permettent une représentation pertinente des structures<sup>4</sup>. Les principales techniques d'analyse (statique, dynamique,...) sont abordées dans les sections §1-3.2 à §1-3.5. Enfin les modèles de béton et d'acier utilisés dans les travaux de cette thèse sont présentés en §1-3.6.

### **1-3.1 Modélisation par éléments finis (EF)**

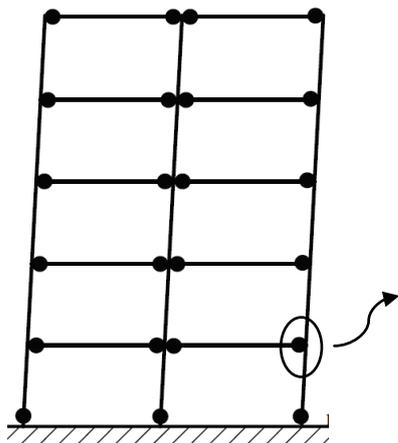
#### ***i. Approche globale de modélisation***

Dans le cadre de l'ingénierie, la majorité des modèles discrétisent une structure en éléments poutres et/ou coques (Figure 1-7), chaque élément possédant une loi de comportement "globale" dépendant de sa géométrie. Cette approche se base donc sur des lois de comportement représentatives du fonctionnement de chaque type d'élément structurel (poutre, poteau, voile...) et non des matériaux seuls. Ces modèles sont écrits en reliant les déformations généralisées (courbure " $\phi$ ", allongement " $\varepsilon$ ", distorsion " $\gamma$ ") et les contraintes généralisées (moment fléchissant "M", effort normal "N", effort tranchant "V"). La majorité des lois de comportement sont uniaxiales bi ou tri-linéaires, intégrant un comportement cyclique dissipatif (Figure 1-8). Dans ce type d'analyse les mécanismes de ruine sont localisés dans les zones présumées de rotules plastiques.

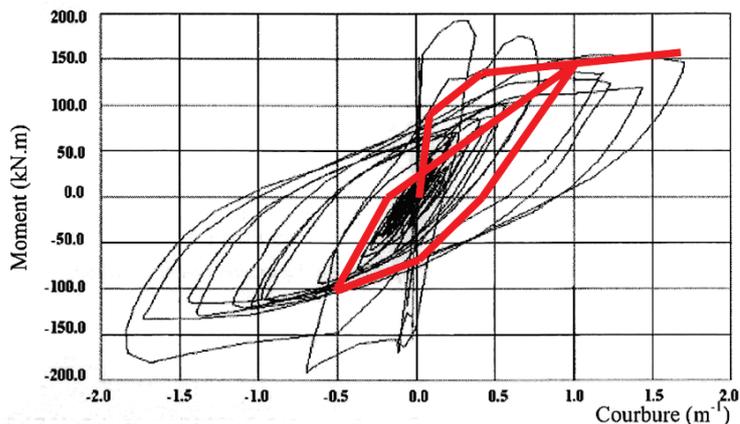
Cette approche présente l'avantage de conduire à une modélisation dont le nombre de degrés de libertés et le coût de calcul sont faibles. En revanche plusieurs limites apparaissent, notamment dans le cadre d'une analyse de vulnérabilité d'un ouvrage existant. Tout d'abord, si la localisation imposée des mécanismes de ruine peut être cohérente avec un dimensionnement d'ouvrage (notamment selon la philosophie de l'EC8), elle est inadaptée à un ouvrage existant dont les éléments n'ont pas été dimensionnés pour exploiter les mécanismes plastiques. Par ailleurs, dans le cas du béton armé, le caractère composite de ce matériau ainsi que les mécanismes de formation, d'ouverture et de refermeture de fissures ne peuvent être considérés.

---

<sup>4</sup> Une incursion des méthodes par éléments discrets couplés aux éléments finis commence à émerger dans le cadre d'analyses locales sur une structure, telles que l'étude des impacts en dynamique rapide [Rousseau et al., 2009], cet aspect de la modélisation n'est pas présenté ici.



**Figure 1-7 : Modèle EF - Discrétisation globale d'une structure et localisation des mécanismes plastiques.**



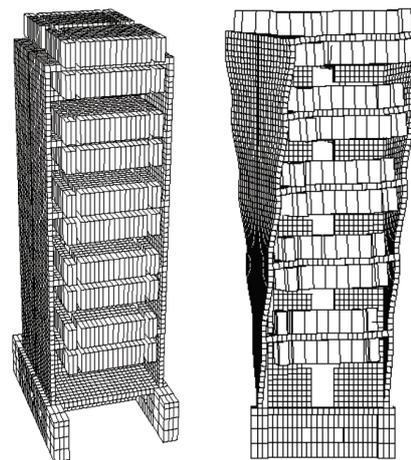
**Figure 1-8 : Modèle EF - Comportement global cyclique d'un mur en béton armé - expérimentation et modélisation cyclique par le modèle de Takeda [Takeda et al., 1970].**

### **ii. Approche locale**

A l'extrême opposé des méthodes globales, existent les méthodes locales dont l'avantage est de permettre la représentation détaillée de la structure au plus proche de la réalité. A ce niveau, chaque matériau constitutif des éléments structuraux peut-être décrit par une loi de comportement tridimensionnelle propre. Cette approche ne fait pas d'hypothèse sur la distribution spatiale des champs de déplacements (théorie des poutres ou plaques et coques).

Le comportement est entièrement décrit par des variables locales ( $\sigma$ ,  $\varepsilon$ ), et les lois de comportement sont généralement indépendantes de la géométrie de l'élément représenté. Ces modèles sont souvent basés sur des critères de plasticité [Balan et al., 2001] [Fardis et Chen, 1986], d'endommagement [Collombet, 1985] et/ou de fissuration.

L'avantage de ce type de représentation est d'offrir à l'utilisateur un comportement structurel extrêmement précis. La modélisation EF permet ainsi d'accéder aux déformations en tout point de la structure à partir des déplacements nodaux. Les contraintes correspondantes sont intégrées sur le volume de l'élément afin de calculer les efforts internes (N, V, M).

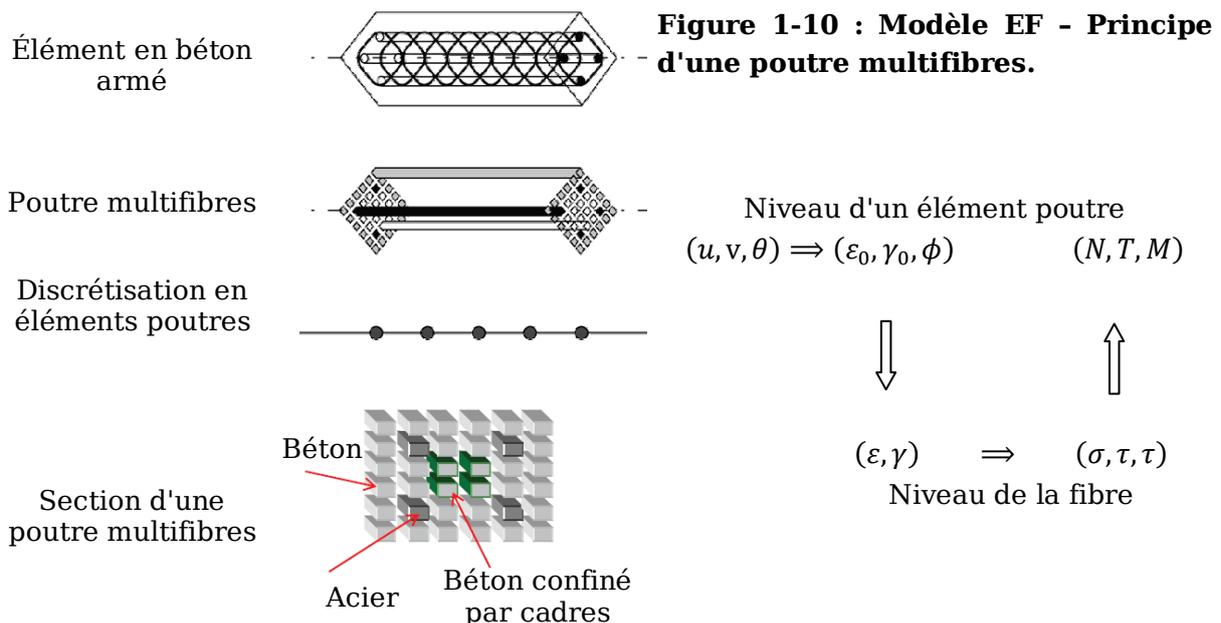


**Figure 1-9 : Modèle EF - Discrétisation locale tridimensionnelle d'une structure - Projet Ecoleader - Structure Camus [Ile et Reynouard, 2007].**

Malgré l'évolution croissante des capacités de calcul, ce type de modèles reliant les tenseurs locaux de contraintes ( $\sigma$ ) et de déformation ( $\varepsilon$ ) reste coûteux en temps de calcul et son application concerne essentiellement le domaine de la recherche notamment pour la validation de modèles globaux.

### **iii. Modélisation éléments finis par poutres multifibres : Méthode simplifiée de calcul non linéaire 3D**

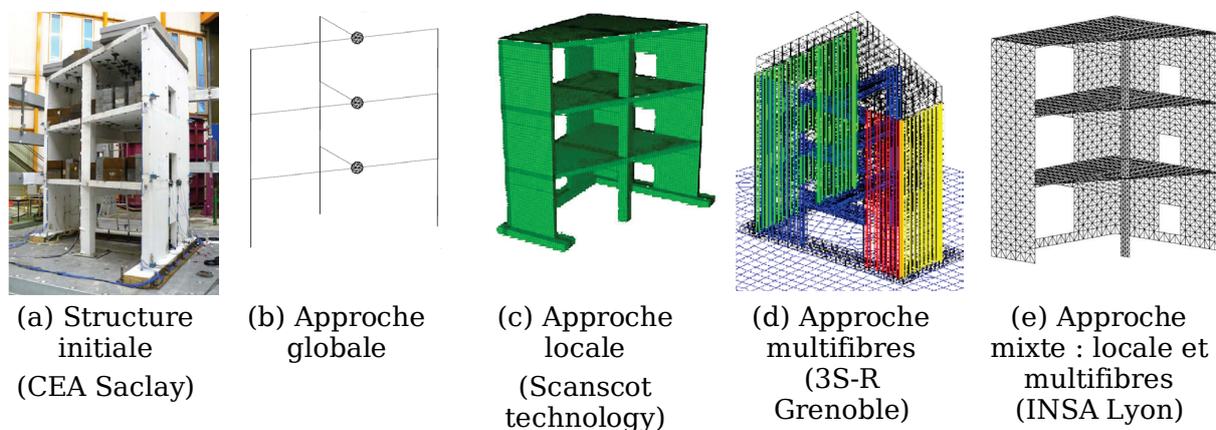
Les éléments poutres multifibres constituent un niveau d'analyse à mi-chemin entre les analyses globales et locales <sup>5</sup>. Cette approche permet de simplifier la modélisation d'une structure comparativement à une approche locale tout en apportant un degré d'analyse supérieur à une approche globale. Chaque élément de la structure (poteau, poutre...) est décomposé en plusieurs éléments poutres possédant un nœud à chaque extrémité. La section d'un élément poutre multifibres est décomposée en plusieurs fibres parallèles à l'axe de la poutre (Figures 1-10 et 1-11). A chacune des fibres peut être appliquée une loi de comportement propre. Ceci permet de représenter plusieurs matériaux dans une même section. Chaque loi de comportement ne nécessite qu'une écriture uniaxiale si la poutre est de cinématique Bernoulli.



Les déplacements  $(u, v, \theta)$  à chaque nœud permettent de déterminer les déformations généralisées au niveau de l'axe de la poutre  $(\varepsilon_0, \gamma_0, \phi)$ . La théorie des poutres suivant les hypothèses de Bernoulli (sans déformation due au cisaillement) [Owen et Hinton, 1980]

<sup>5</sup> Le terme 'semi-global' est couramment utilisé pour ce type de modélisation et concerne également les modélisations de type multicouches (représentation 2D).

ou de Timoshenko (avec déformation due au cisaillement) permettent d'accéder aux déformations locales au niveau de chaque fibre ( $\varepsilon, \gamma$ ). Ces déformations sont alors utilisées pour calculer les contraintes, dont l'intégration sur la section conduit aux efforts généralisés ( $M, N, V$ ).



**Figure 1-11 : Modèle EF - Synthèse des différentes approches - Projet Smart (CEA). [Juster-Lermitte, 2010]**

Dans le cadre d'une analyse de vulnérabilité sur structure existante, la nécessité de ne pas présupposer les zones de ruine, ainsi que la mise en évidence des zones de dommages et leur nature sont primordiales, notamment dans une optique de renforcement. C'est pourquoi la stratégie retenue est celle d'une approche multifibres.

Les éléments multifibres utilisés dans ces travaux sont des éléments poutres Timoshenko [Kotronis et al., 2004] [Kotronis, 2008] et sont utilisés dans les codes éléments finis Cast3m [Combescure, 2000] [Guedes et al., 1994] et FEDEASLab [Filippou et Constandines, 2004]. Outre la limitation du nombre de degrés de liberté, l'utilisation de lois de comportements locales [Mazars, 1986] [La Borderie, 1991] [Menegotto et Pinto, 1973] rend possible l'accès aux informations concernant les zones d'endommagement ainsi que leur nature (fissuration du béton, plastification des armatures d'acier...). L'utilisation de ce type de modèle montre de bons résultats [Grange et al., 2007] et commence à intégrer certains bureaux d'études.

∴ Au-delà de la représentation de la structure, le choix de l'analyse à mener avec ce modèle dépend des objectifs que l'on se fixe. Quatre grandes familles d'analyse sont utilisées, leurs différences résidant dans la complexité de la mise en œuvre, dans la richesse des résultats et dans leur précision. On différencie ainsi les analyses "statiques équivalentes" (§1-3.2) et "modales spectrales" (§1-3.3) dont le champ d'application concerne principalement la conception de structure neuves, et les méthodes d'analyse "statiques par poussée progressive" (§1-3.4) et "dynamiques non linéaire" (§1-3.5) dont l'intérêt actuel réside pleinement dans l'évaluation des structures existantes.

### 1-3.2 Analyse par force statique équivalente (pseudo-dynamique)<sup>6</sup>

Dans ce type d'analyse, la structure concernée est représentée avec une raideur élastique linéaire et un amortissement visqueux équivalents. L'hypothèse de base consiste à considérer que la structure se déforme selon sa première déformée modale. Chacune des directions de l'ouvrage est chargée indépendamment, simultanément ou non, par un effort statique latéral correspondant à l'effort inertiel maximal induit par le séisme. L'objectif est de reproduire l'état de contrainte et de déformation maximal qui serait induit dans l'ouvrage par le niveau d'action retenu.

L'influence des non-linéarités est introduite par l'hypothèse de Newmark (Eq 1-5 et Eq 1-8) dite "loi d'égal déplacement", en considérant une réduction des efforts par le biais d'un coefficient de comportement "q", tout en estimant que la valeur des déplacements de la structure restera identique à la situation élastique. La valeur du coefficient q dépend de la conception de la structure et des détails constructifs (géométrie, dispositions constructives...), les codes de dimensionnement permettant de définir la valeur à adopter dans le cas de la conception des structures neuves.

$$\text{Effort "inélastique"} = \frac{\text{Effort "élastique"}}{\text{Coefficient de comportement } q} \quad \text{Eq 1-5}$$

$$\text{Déplacement "inélastique"} = \text{Déplacement "élastique"} \quad \text{Eq 1-6}$$

La méthode statique équivalente s'avère peu coûteuse en ressources de calcul, et est majoritairement employée dans le cadre de la conception d'ouvrages réguliers en plan et en élévation fonctionnant principalement selon le premier mode. L'analyse des ouvrages ne respectant pas ces critères doit-être menée par une analyse modale spectrale.

### 1-3.3 Analyse modale spectrale

L'intérêt majeur que représente l'analyse modale spectrale vis-à-vis de l'approche statique équivalente est d'introduire l'influence des modes supérieurs, et l'utilisation des spectres d'accélération réglementaires. Cette méthode utilise les mêmes hypothèses de base que l'analyse statique équivalente, à savoir le comportement élastique linéaire de la structure et l'utilisation d'un coefficient de comportement q, mais modifie la nature de la sollicitation imposée afin de prendre en compte l'influence des modes supérieurs.

---

<sup>6</sup> Ce type d'analyse est parfois nommé "Pseudo-Dynamique", mais ne doit pas être confondu avec des essais expérimentaux de type pseudo-dynamiques.

L'approche modale se base sur le fait que la réponse de la structure (déplacement, déformations, contraintes...) peut-être approchée par la combinaison des effets de chaque mode propre significatif. En d'autres termes, une analyse modale spectrale consiste à déterminer l'action des différents modes et à les combiner [Chopra, 1980, 2006] [Fardis, 2009].

La période propre et la déformée modale de chaque mode sont déterminées par une analyse modale 3D. L'influence de chaque mode sur la réponse de la structure est donnée par le calcul des facteurs de participation modaux associés à chaque mode et chaque direction. Le calcul de la masse modale effective associée à chaque mode, ainsi que son accélération spectrale permettent de calculer des efforts induits dans la structure par chaque mode. Le calcul des déplacements est issu du spectre élastique en déplacement. L'action combinée des différents modes est calculée par une combinaison de type SRSS (Square Root of the Sum of Squares, [Rosenblueth, 1951] ou CQC (Complete Quadratic Combination, [Wilson et al., 1991].

Les analyses linéaires qu'elles soient statiques ou modales spectrales s'avèrent optimales pour la conception des structures dont les règlements permettent de définir le coefficient de comportement ( $q \sim 2$  à  $4$  pour des structures en béton). Ces méthodes sont en revanche mal adaptées à l'évaluation du bâti existant. Les incertitudes sur la conception de l'ouvrage conduisent à utiliser une valeur de  $q$  extrêmement sécuritaire ( $q \sim 1,5$ ) dont la conséquence est de surestimer fortement les efforts que doit reprendre la structure. Vis-à-vis d'une étude de renforcement du bâti, ceci conduit souvent à des coûts de confortement excessifs, voire au choix de la démolition. Dans ce contexte, les analyses "non linéaires" permettent d'estimer la capacité réelle de l'ouvrage sans passer par un coefficient de comportement forfaitaire, mais en déterminant sa valeur réelle.

– ***Remarque sur l'analyse temporelle linéaire "linear time-history"***

Une analyse temporelle utilisant des accélérogrammes, peut-être menée. La réponse de l'ouvrage est donc calculée 'pas à pas' pour chaque instant du signal, l'équation du mouvement (Eq 1-7) étant directement intégrée.

$$MU''(t) + CU'(t) + KU = P(t) \qquad \text{Eq 1-7}$$

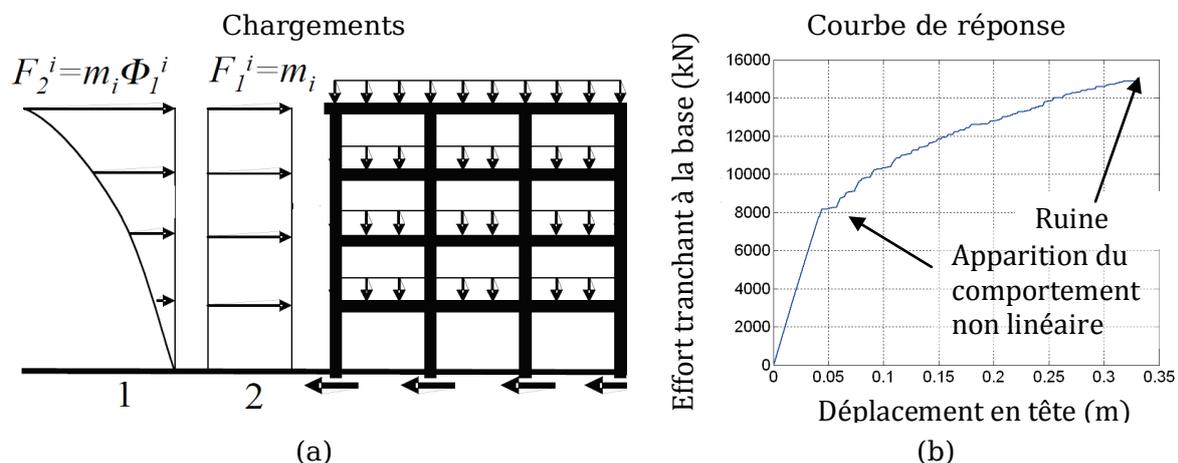
L'importance de chaque mode de vibration au cours du signal peut-être évaluée en exprimant la réponse en déplacement  $U$  de la structure sous la forme de la somme des réponses de chaque mode (Intégrale de Duhamel). Toutefois, au vu de la relative simplicité de l'approche modale spectrale, la méthode dynamique linéaire ne présente pas d'avantage évident et se voit donc peu utilisée.

### 1-3.4 Analyse par poussée progressive : "Pushover" (statique non linéaire)

L'analyse statique par poussée progressive (Pushover), consiste à imposer un chargement latéral croissant de manière monotone sur une face de l'ouvrage et d'en étudier la réponse notamment en terme de déplacement en tête et d'effort tranchant à la base. Les lois constitutives utilisées pour la description des matériaux sont non linéaires et permettent ainsi de caractériser les phénomènes de mécanismes plastiques et la distribution des dommages dans l'ouvrage. L'intérêt de cette méthode est également de fournir une estimation du comportement dynamique de la structure par la détermination de son "point de performance" ou "déplacement cible" (§1-3.4ii).

#### *i. Chargement et réponse de la structure*

Le chargement appliqué a pour objectif de représenter l'action des forces d'inertie sur la structure. Celui-ci est défini en effort et son intensité augmente au cours de l'analyse jusqu'à la ruine de l'ouvrage. Le profil de chargement est généralement basé sur la première déformée modale, ou sur une répartition uniforme (Figure 1-12a). La définition précise des chargements utilisables est mentionnée par chaque code (EC8 [Eurocode-8, 1998], ATC40 [ATC-40, 1996], RISK-UE [RISK-UE, 2003]). La réponse de l'ouvrage est représentée par l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction des déplacements en tête (Figure 1-12b).



**Figure 1-12 : Méthode Pushover - (a) Exemple de chargement latéral sur une structure et (b) Exemple d'évolution Force-Déplacement.**

L'apparition des phénomènes non linéaires et la ruine de l'ouvrage sont deux informations importantes permettant de quantifier la capacité et la ductilité de la structure. Le lien entre l'analyse Pushover et le comportement dynamique de la structure est défini par la détermination du point de performance. Les étapes de cette recherche sont détaillées ci-dessous.

## ii. Déplacement cible ou "Point de performance"

La recherche du point de performance de la structure vise à prédire à partir de l'analyse statique non linéaire les conditions de fonctionnement (efforts en pied et déplacements en tête) que subira la structure au cours d'une sollicitation dynamique. Par ailleurs le point de performance est utilisé comme indicateur de dommage, cet aspect est traité en (§1-3.7).

Plusieurs procédures sont proposées selon les guides : approches en ductilité (EC8 et RISK-UE(LM2)), approches en amortissement (ATC - HAZUS), utilisation de la courbe Pushover réelle ou d'une courbe Pushover idéalisée, mais les philosophies de ces procédures restent proches. La procédure détaillée ici suit les préconisations de la méthode RISK-UE (LM2) [RISK-UE, 2003] basée sur une approche en ductilité avec utilisation d'une courbe Pushover non idéalisée.

### – Étape 1 : Spectre de demande élastique et courbe de capacité - Passage dans le repère ADRS

Le repère ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) relie l'accélération  $S_a$  (en ordonnée) d'un oscillateur à un degré de liberté (SDOF) avec son déplacement en tête  $S_d$  (en abscisse). Le spectre élastique EC8 (à 5% d'amortissement) et la courbe de Pushover sont convertis dans le repère ADRS. Ils définissent respectivement le spectre de demande et la courbe de capacité de la structure.

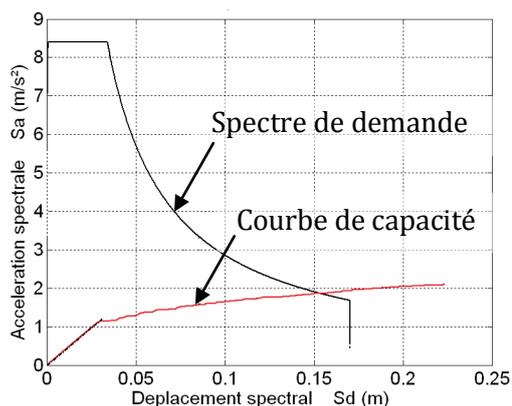


Figure 1-13 : Méthode Pushover - Point de performance - étape 1.

### – Étape 2 : Détermination d'un déplacement cible

Le déplacement cible correspond au déplacement attendu dans la structure équivalente SDOF sous la sollicitation dynamique correspondant au spectre de demande. Une première approximation consiste à faire l'hypothèse que les déplacements dans la structure linéaire seront identiques aux déplacements dans la structure non linéaire (hypothèse d'égal déplacement).

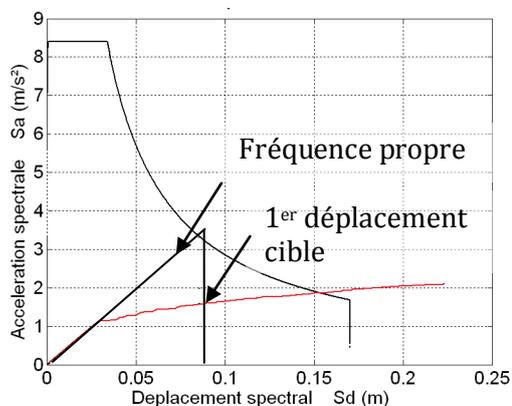


Figure 1-14 : Méthode Pushover - Point de performance - étape 2.

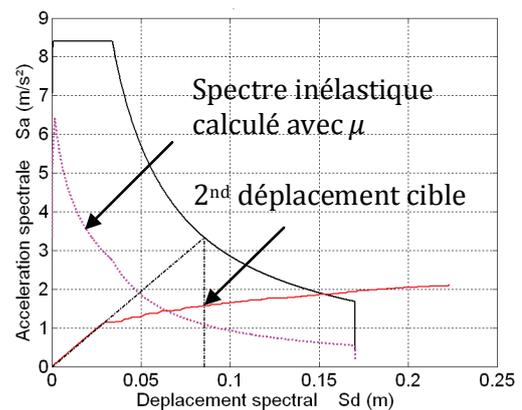
Dans le cas où la fréquence propre de l'oscillateur idéalisé est supérieure à la fréquence de fin de plateau du spectre de demande (cas de la Figure 1-13), la valeur de ce déplacement correspond à la projection sur l'axe  $Sd$  de l'intersection entre le prolongement de la pente élastique de la courbe de capacité avec le spectre de demande. Dans ce repère les droites radiantées issues de l'origine correspondent à une fréquence donnée. Ainsi la pente élastique de la courbe de capacité donne la fréquence de l'oscillateur idéalisé (SDOF) modélisant notre structure.<sup>7</sup>

– **Étape 3 : Détermination de la ductilité correspondant au déplacement cible fixé : Spectre de demande inélastique**

Le rapport du déplacement cible ( $D_c$ ) obtenu avec le déplacement en fin de partie élastique ( $D_y$ ) permet de déterminer le facteur de ductilité  $\mu$ .

$$\mu = \frac{D_c}{D_y}$$

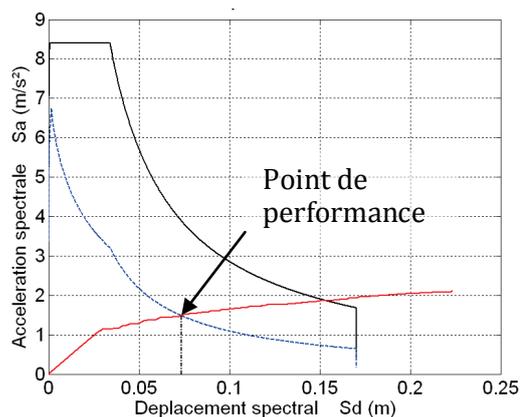
Ce facteur permet de transformer le spectre de demande élastique en spectre de demande inélastique.



**Figure 1-15 : Méthode Pushover - Point de performance - étape 3.**

– **Étape 4 : Détermination du point de performance**

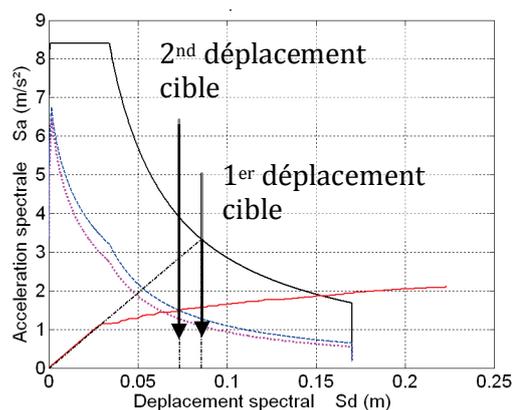
Dans le cas où l'intersection du spectre inélastique et de la courbe de capacité correspond à un déplacement spectral identique au déplacement cible fixé, alors ce point est le point de performance (Figure 1-16) de la structure (point de fonctionnement). Ce cas conduit à valider l'hypothèse d'égal déplacement formulée précédemment.



**Figure 1-16 : Méthode Pushover - Point de performance - étape 4.**

<sup>7</sup> Dans le cas d'une courbe de capacité ne présentant pas de comportement élastique marqué, une approximation bilinéaire de la courbe de capacité est requise.

Dans le cas contraire (ce qui correspond à la Figure 1-15) un processus itératif des étapes 2 et 3 est nécessaire. Un nouveau déplacement cible est alors défini ainsi qu'une nouvelle ductilité correspondante. Le nouveau déplacement cible est arbitraire, mais peut avantageusement être pris comme l'intersection du spectre inélastique et de la courbe de capacité obtenue au pas précédent. Les étapes 2 et 3 sont répétées jusqu'à convergence (Figure 1-16). Le point de performance indique que les ductilités entre la demande et la capacité sont égales.



**Figure 1-17 : Méthode Pushover - Point de performance - étape 4 - Processus itératif.**

### **iii. Extension des méthodes Pushover**

L'analyse Pushover est une référence dans l'analyse des structures existantes et de leur renforcement. Cette méthode s'est développée avec l'apparition des codes de type ATC-40 (1997). Toutefois son application à des structures non régulières ou dont l'influence des modes supérieurs est importante nécessite des adaptations.

∴ Les Pushover multimodaux [Chopra et Goel, 2001] [Chopra et Goel, 2004] utilisent plusieurs profils de chargements issus des principales déformées modales. L'effet de chacun des chargements est déterminé, la réponse totale de la structure étant obtenue par leur combinaison. Toutefois cette approche n'apporte pas de réel bénéfice en comparaison de l'approche classique [Mwary et Elnashai, 2000], ceci étant principalement dû au fait que le profil "modal" est issu d'une analyse sur une structure linéaire, alors que les modes supérieurs se développent essentiellement lorsque la structure présente d'importantes non-linéarités.

∴ Le Pushover Multimodal Adaptatif [Antoniou et Pinho, 2004] [Kalkan et Kunnath, 2006] propose de prendre en compte ce phénomène en adaptant le profil de chargement à chaque pas de calcul. Le chargement est donc recalculé systématiquement par une analyse modale conduite sur la structure endommagée.

∴ Enfin, certaines approches proposent d'introduire un coefficient de torsion pour tenir compte des non-régularités de certaines structures [Penelis et Kappos, 2002] [Fajfar et al., 2005].

L'utilisation de ces méthodes reste encore limitée, aucune procédure n'étant spécifiquement retenue par les codes, certaines d'entre elles étant encore au stade de

développement. Par ailleurs, le coût numérique de ces méthodes est plus élevé que celui du Pushover classique. L'utilisation de méthodes non-linéaires dynamiques est une alternative permettant d'aborder l'analyse d'une structure en considérant l'ensemble de ses spécificités.

### **1-3.5 Analyse dynamique non linéaire**

L'analyse dynamique non linéaire par intégration temporelle est une approche dans laquelle les lois de comportement sont non-linéaires et l'équation fondamentale de la dynamique est satisfaite à intervalles de temps donnés. En d'autres termes, on résout un système en équilibre incluant les forces d'inertie et d'amortissement au cours d'une série de temps discrets. La sollicitation sismique est généralement appliquée sous forme d'un accélérogramme.

L'apparition des mécanismes plastiques dans les différents éléments structuraux rend fastidieux le schéma d'intégration, ce qui a longtemps limité leur utilisation à des cas très simples, mais la puissance des moyens de calcul actuels relève peu à peu ces limites. Toutefois ces méthodes demandent une grande maîtrise des moyens de calcul de la part de l'utilisateur.

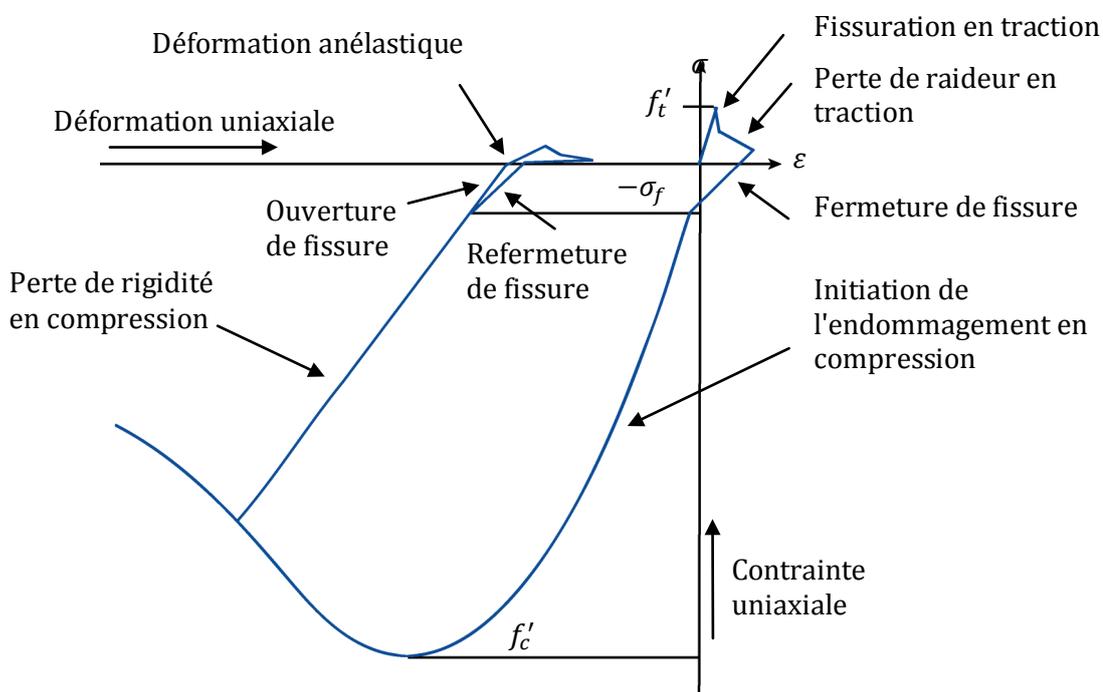
L'intérêt de cette approche sur une structure 3D est de pouvoir intégrer pleinement l'influence des différents modes de fonctionnement sans nécessiter de recombinaison (tels que les méthodes SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) et CQC (Complete Quadratic Combination) qui restent approximatives) ni de coefficient de comportement. A cela s'ajoute le fait que la connaissance de déplacements et des efforts dans la structure ne nécessite pas de passer par une procédure d'estimation telle que le point de performance.

### **1-3.6 Modèles constitutifs (lois de comportement)**

Cette section présente les modèles de béton et d'acier utilisés par la suite pour la modélisation par éléments multifibres des structures en béton armé. Le comportement de l'acier est généralement décrit par des modèles basés sur la plasticité. Dans le cas des bétons, trois approches comportementales sont couramment utilisées. On distingue une écriture en plasticité [Ottosen, 1979], une définition selon la théorie de l'endommagement [Mazars, 1986] [Mazars et Pijaudier-Cabot, 1989] [La Borderie, 1991] [Jirásek, 2004] [Gatuingt et al., 2008] ou une représentation basée sur la mécanique de la rupture [Bazant, 1994]. Dans ces travaux, le choix s'est tourné vers le modèle d'endommagement unilatéral de La Borderie pour le béton et le modèle de plasticité de Menegotto-Pinto pour l'acier.

**i. Béton : modèle d'endommagement unilatéral La Borderie**

Ce modèle local basé sur la mécanique de l'endommagement respecte la thermodynamique des processus irréversibles et permet de prendre en compte les phénomènes d'ouverture et de refermeture des fissures lors de sollicitations cycliques du béton (Figure 1-18). La quantification distincte des endommagements de traction et de compression par le biais des variables d'endommagement correspondantes ( $D_1$  et  $D_2$ ) est une caractéristique très intéressante dans le cadre de l'analyse sismique d'une structure. Les résultats obtenus avec ce modèle dans de précédentes simulations numériques de structure sous chargement dynamique ont également montré ses bonnes performances, [Nguyen et al., 2006] [Grange et al., 2007].



**Figure 1-18 : Béton - Modèle d'endommagement unilatéral La Borderie [La Borderie, 1991] - Relation contrainte-déformation uniaxiale cyclique - Prise en compte des mécanismes d'ouverture et de refermeture des fissures.**

L'écriture générale de ce modèle est tridimensionnelle (3D), mais l'utilisation d'éléments multifibres dans ce cadre ne nécessite qu'une écriture uniaxiale (1D). Les déformations totales ( $\epsilon$ ) sont définies comme la somme des déformations élastiques ( $\epsilon_e$ ) et anélastiques ( $\epsilon_a$ ) :

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_a \tag{Eq 1-8}$$

$$\epsilon_e = \frac{\sigma^+}{E(1 - D_1)} + \frac{\sigma^-}{E(1 - D_2)} \tag{Eq 1-9}$$

$$\varepsilon_a = \frac{\beta_1 \cdot D_1}{E(1 - D_1)} F'(\sigma) + \frac{\beta_2 \cdot D_2}{E(1 - D_2)} \quad \text{Eq 1-10}$$

$$\sigma^+ = \sigma \quad \text{et} \quad \sigma^- = 0 \quad \sigma > 0 \quad \text{Eq 1-11}$$

$$\sigma^+ = 0 \quad \text{et} \quad \sigma^- = \sigma \quad \sigma < 0 \quad \text{Eq 1-12}$$

$\sigma^+$  sont les contraintes de traction et  $\sigma^-$  les contraintes de compression; E est le module d'Young initial du béton;  $\beta_1$  et  $\beta_2$  sont des constantes matériaux qui pilotent les déformations plastiques respectivement en traction et en compression;  $F'(\sigma)$  (Eq 1-13) est une fonction qui caractérise le mécanisme de refermeture des fissures (Eq 1-14), (Eq 1-15) (Eq 1-16),  $-\sigma_f$  étant la contrainte de refermeture des fissures (Figure 1-18);

$$F'(\sigma) = \frac{\delta F}{\delta \sigma} \quad \text{Eq 1-13}$$

$$F(\sigma) = \sigma \quad \Rightarrow \quad F'(\sigma) = 1 \quad \sigma \geq 0 \quad \text{Eq 1-14}$$

$$F(\sigma) = \sigma \left(1 + \frac{\sigma}{2\sigma_f}\right) \quad \Rightarrow \quad F'(\sigma) = 1 + \frac{\sigma}{\sigma_f} \quad -\sigma_f \leq \sigma < 0 \quad \text{Eq 1-15}$$

$$F(\sigma) = \frac{-\sigma_f}{2} \quad \Rightarrow \quad F'(\sigma) = 0 \quad \sigma \leq -\sigma_f \quad \text{Eq 1-16}$$

$D_1$  et  $D_2$  sont les variables d'endommagement, respectivement en traction et en compression (Eq 1-17);  $D_1$  et  $D_2$  évoluent de 0 (matériau sain) à 1 (matériau endommagé).  $D_i$  est piloté par la variable énergétiques ( $Y_i$ ) (Eq 1-18 et 1-19),  $Y_{0i}$  étant le seuil d'initiation de l'endommagement.  $A_i$  et  $B_i$  sont des constantes matériaux. Une méthodologie du paramétrage de ce modèle est présentée dans [Légeron et al., 2005].

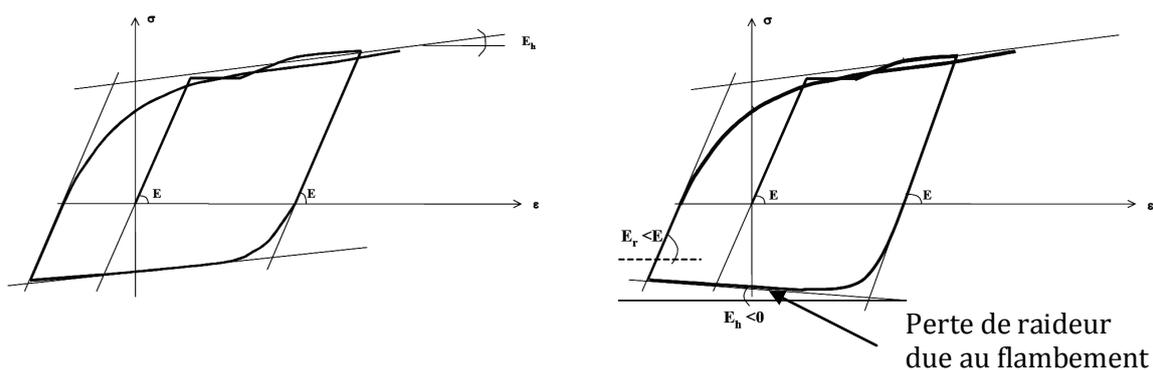
$$D_i = 1 - \frac{1}{1 + [A_i(Y_i - Y_{0i})]^{B_i}} \quad i=1 \text{ ou } 2 \quad \text{Eq 1-17}$$

$$Y_1 = \frac{(\sigma^+)^2}{2E(1 - D_1)^2} + \frac{\beta_1 \cdot F(\sigma)}{E(1 - D_1)^2} \quad \text{Eq 1-18}$$

$$Y_2 = \frac{(\sigma^-)^2}{2E(1 - D_2)^2} + \frac{\beta_2 \cdot \sigma}{E(1 - D_2)^2} \quad \text{Eq 1-19}$$

## ii. Acier : Modèle de plasticité Menegotto-Pinto

Le comportement de l'acier est représenté par le modèle modifié de Menegotto-Pinto. Cette loi cyclique uniaxiale reproduit un écrouissage cinématique (effet Bauschinger) et le flambement des barres en compression lorsque les cadres transversaux ne sont pas suffisamment rapprochés (Figure 1-19).



**Figure 1-19 : Acier - Modèle de plasticité Menegotto-Pinto [Menegotto et Pinto, 1973] - Relation contrainte-déformation uniaxiale cyclique - Écrouissage cinématique et prise en compte du flambement des armatures longitudinales.**

### 1-3.7 Évaluation du niveau de dommage

#### *i. Indicateurs de dommage*

L'évaluation de la vulnérabilité d'une structure par le biais d'une analyse mécanique nécessite l'utilisation d'indicateurs de dommages. Les différentes échelles de modélisation (Globale, locale, semi-globale,..) ne fournissent pas le même degré d'information sur la structure, et donc sur la détection des mécanismes d'endommagement et de ruine. C'est pourquoi on distingue les indicateurs globaux, qui caractérisent l'endommagement d'une structure à partir de son comportement d'ensemble tels que ses déplacements en tête, et les indicateurs locaux permettant de quantifier les mécanismes de ruine rencontrés<sup>8</sup>.

#### – Exemples d'indicateurs globaux

Le "drift" est un indicateur employé pour définir le niveau de dommage d'une structure. Il se définit comme la différence du déplacement de deux planchers consécutifs divisé par la hauteur de l'étage (Eq 1-20).

$$Drift = \frac{\text{Déplacement plancher } i_{+1} - \text{Déplacement plancher } i}{\text{hauteur d'étage entre les planchers concernés}} \quad \text{Eq 1-20}$$

Les "déplacements en tête" de l'ouvrage sont utilisés dans la méthode RISK-UE (LM2) pour le référencement des niveaux de dommage atteints dans la structure.

<sup>8</sup> Les termes globaux et locaux dans le cadre des indicateurs de dommage ne font pas références à l'approche de modélisation qualifiée de globale, locale ou semi-globale.

La réduction de la "résistance latérale" de la structure induite par sa perte de raideur permet de quantifier l'endommagement. Par exemple, une chute de 75% de la raideur sécante sur une courbe Pushover peut être assimilée à une ruine de l'ouvrage.

– *Exemples d'indicateurs locaux*

La "courbure" et la "rotation" d'un élément renseignent sur son état de contrainte et peuvent donc être utilisées comme critères de ruine. Le suivi des efforts internes, tel que le cisaillement maximal atteint dans un élément est également un indicateur couramment retenu.

Les "déformations" au sein des matériaux, notamment dans les armatures métalliques sont également un indicateur important.

L'apport des modèles matériaux basés sur la mécanique de l'endommagement est de pouvoir localiser et quantifier de manière précise les dommages dans la structure. Ainsi les "indicateurs de dommage" en traction (D1) et compression (D2) du béton (modèle d'endommagement unilatéral) apportent une information importante.

La pertinence de l'analyse d'une structure réside dans la capacité à localiser les zones critiques et à évaluer le niveau de dommage afin de servir de socle à l'analyse du renforcement.

## ii. Qualification du niveau de dommage

Certains guides proposent une classification des niveaux de dommage en fonctions d'indicateurs globaux. C'est notamment le cas des méthodes HAZUS et RISK-UE(LM2). La méthode américaine HAZUS définit par exemple une classification des niveaux de dommage en fonction du drift maximal atteint. La méthode RISK-UE(LM2) se sert quant à elle de la valeur des déplacements en tête de l'ouvrage pour quantifier son dommage. Ces classifications dépendent de la typologie de l'ouvrage. Le Tableau 1-7 montre le cas des classements HAZUS et RISK-UE(LM2) pour des structures en béton armé de grande hauteur.

**Tableau 1-7 : Définition des niveaux de dommage HAZUS et RISK-UE (LM2).**

Niveau de dommage	HAZUS - Drift	RISK-UE (LM2) - Déplacement en tête
Léger	0.0015	$0.7D_y < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.05\Delta_{uy}$
Modéré	0.003	$0.7\Delta_y + 0.05\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.2\Delta_{uy}$
Important	0.008	$0.7\Delta_y + 0.2\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.5\Delta_{uy}$
Ruine	0.02	$0.7\Delta_y + 0.5\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + \Delta_{uy}$
	(Bâtiment C2, hauteur élevée)	Avec $\Delta_{uy} = 0.9\Delta_u - 0.7\Delta_y$ U=ultime (rupture); y=yield (plastification)

Ces méthodologies utilisent le point de performance issu d'une analyse Pushover pour quantifier le niveau de dommage attendu. Les différents stades de dommage de la structure peuvent être évalués et reportés sur la courbe de capacité afin de situer le fonctionnement de la structure (point de performance) par rapport à ces niveaux.

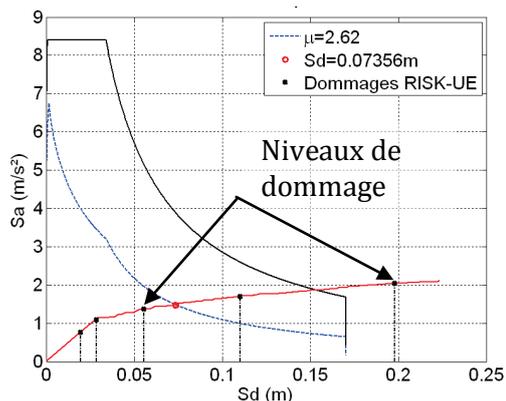
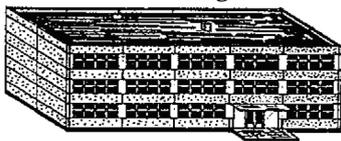
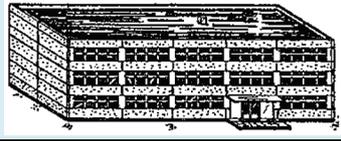


Figure 1-20 : Point de performance - étape 5

Dans le cas où l'on dispose d'indicateurs locaux de dommage, Lang [Lang, 2002] propose une correspondance entre les endommagements locaux et la classification de dommage EMS-98. Le Tableau 1-8 correspond aux structures en béton armé.

Tableau 1-8 : Correspondance des niveaux de dommage EMS-98 et des critères d'identification associés à une analyse numérique. Structure en béton armé.

Niveau de dommage EMS-98 et RISK-UE (LM1)	Définition structurelle EMS-98	Critère d'identification (Analyse numérique)
<p>1 : Nul à Léger</p> 	Apparition d'une fissuration superficielle, dommages non structuraux.	L'endommagement de traction du béton atteint sa valeur maximale ( $D1 = 1$ ) dans certaines zones.
<p>2 : Modéré</p> 	Fissuration traversante dans les éléments structuraux, chute de matériaux friables et de mortier.	Le comportement de la structure devient non-linéaire, avec une chute de rigidité globale. Première plastification d'un mur.
<p>3 : Important</p> 	Fissuration d'éléments structuraux, écaillage du béton, flambement d'armatures longitudinales	Augmentation de la perte de rigidité et des non linéarité, plastification des armatures de l'ensemble des murs d'un même niveau.
<p>4 : Très Important</p> 	Défaillance en compression du béton, rupture de barres HA et perte d'adhérence acier-béton. Écroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.	Rupture en compression du béton ( $D2 = 1$ ) ou rupture d'armatures métalliques sur les fibres périphériques
<p>5 : Destruction</p> 	Dégâts structuraux très importants : ruine du rez-de chaussée ou d'une partie de l'ouvrage.	Rupture en compression du béton ( $D2 = 1$ ) ou rupture d'armatures métalliques sur l'ensemble des fibres d'un mur. Chute de l'effort tranchant résistant en base de 2/3.

---

## Partie B : Confortement des structures existantes

---

Le risque sismique est lié à la fois à la "demande" de l'action sismique (aléa) et à la "capacité" de la structure (vulnérabilité). Dans le cas où l'analyse de vulnérabilité aurait mis en avant la nécessité d'un confortement, deux axes sont possibles : Soit une action permettant une réduction de la demande (§1-4), soit un renforcement de la structure permettant un accroissement de sa capacité (§1-5).

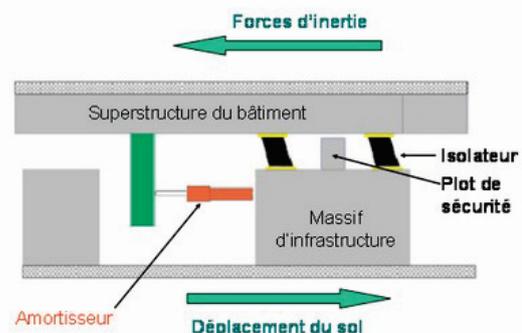
### 1-4 Réduction de la demande

La sollicitation sismique se développe dans l'ouvrage par l'application d'une accélération en base de la structure, et son effet dépend de la distribution des masses dans la structure. La réduction de la demande passe donc par une modification de ces facteurs.

#### 1-4.1 Isolateurs et amortisseurs

Les isolateurs sont des systèmes d'appuis dissipatifs à caractère viscoélastique ou élasto-plastique, constitués généralement de couches d'élastomères et de couches métalliques frêtées. Ils autorisent des déplacements relatifs entre la base de l'édifice et le sol en place. Les isolateurs peuvent être couplés à des amortisseurs composés de vérins dont le fonctionnement est passif ou actif (pilotés en fonction de l'action sismique) (Figure 1-21).

Isolation parasismique - Schéma de fonctionnement [CRM, 2006]



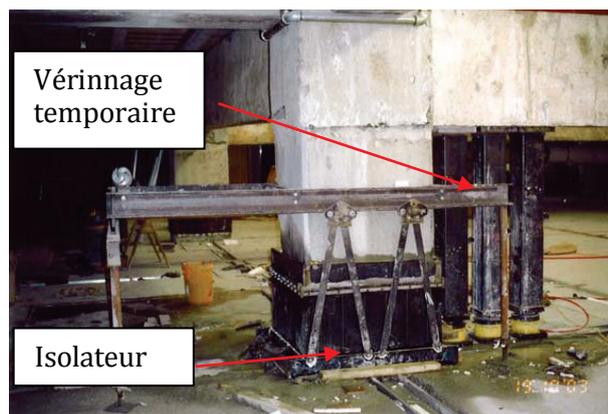
**Figure 1-21 : Confortement - Système associé d'isolateur et d'amortisseur.**

En permettant une forte dissipation énergétique, ces dispositifs modifient la sollicitation et agissent comme un filtre. L'intérêt principal de ces éléments est de modifier la fréquence de l'ouvrage dans le but de l'amener dans une zone du spectre de demande où l'action est plus faible. Si cette opération ne présente pas de difficultés particulières de mise en œuvre lorsqu'elle est intégrée à la conception de l'ouvrage, elle s'avère extrêmement délicate dans le cadre d'une réhabilitation. Les Figures 1-22 et 1-23 montrent respectivement la mise en œuvre d'isolateurs dans le cas d'un ouvrage neuf et dans le cas d'une opération de réhabilitation.



Isolation d'un lycée, [CRM, 2006]

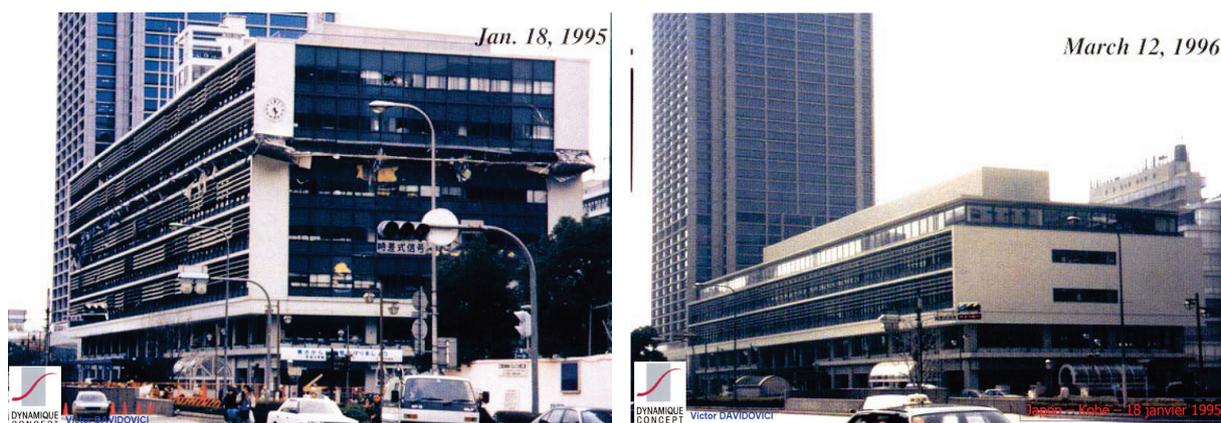
**Figure 1-22 : Confortement - Isolation d'une structure neuve.**



**Figure 1-23 : Confortement - Isolation d'une structure existante.**

### 1-4.2 Modifications de la géométrie et réduction des masses

La force sismique étant induite par la masse de l'ouvrage et son accélération, une voie permettant de réduire la demande est une réduction des masses de l'édifice. L'essentiel de la masse provenant des planchers, l'action la plus significative correspond à une suppression (au moins partielle) de certains d'entre eux, ou à une suppression des étages supérieurs. Bien qu'extrêmement rare cette décision s'est vue appliquée sur des structures ayant souffert d'un événement sismique (Figure 1-24). Toutefois, si la réduction de la masse diminue l'effet de la force d'inertie, la fréquence propre du bâtiment se voit également modifiée. L'ouvrage peut- alors se voir soumis à des accélérations plus fortes sur le spectre de demande.



**Figure 1-24 : Confortement - Suppression de niveaux suite à un événement sismique - La base de l'ouvrage est conservée. [Davidovici, 2008]**

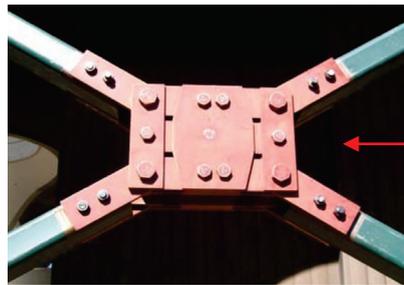
Dans le cas d'une structure sensible à la torsion, une modification de sa géométrie peut être effectuée (création ou destruction de voiles, contreventements,...) pour réduire la non régularité de la construction et ainsi déplacer son centre de torsion.

### 1-4.3 Systèmes dissipatifs internes

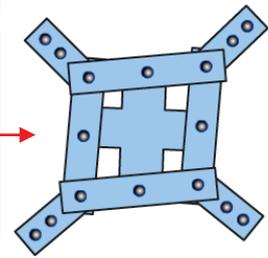
L'ajout de mécanismes dissipatifs au sein de la structure apporte simultanément un gain de résistance locale ainsi qu'une possibilité de dissipation d'énergie. Essentiellement présent sous forme de contreventement, la dissipation peut-être élasto-visqueuse (Figure 1-25a) (amortisseur, vérin), issue d'une friction (Figure 1-25b), de type fusible, ou plastique.



Mise en place de vérins [Staaleson, 2005]



[Shao, et al, 2006]



[IDEERS, 2008]

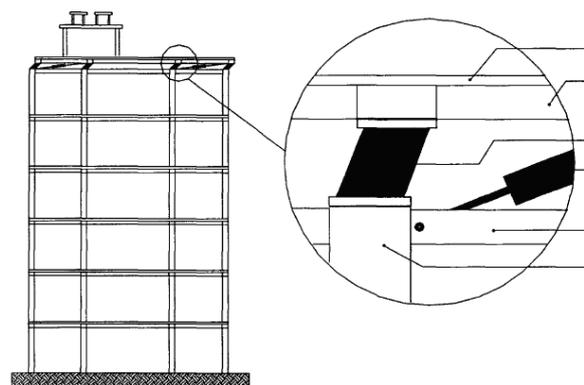
(b) Plaques de friction

**Figure 1-25 : Confortement - Contreventement dissipatif par vérin (a) et par assemblage de friction (b).**

La mise en place d'un dispositif de balancier (Tuned Mass Damper - TMD) venant contrecarrer l'action dynamique imposée permet également de modifier la réponse fréquentielle de la structure. Ce système bien adapté aux constructions neuves, peut également être réalisé sur des constructions existantes, toutefois les applications restent très limitées (Figures 1-26 et 1-27).



**Figure 1-26 : Confortement - Masse mobile pilotée par vérins. [Rose, 2008]**



**Figure 1-27 : Confortement - Toiture mobile (Roof isolation).**

## 1-5 Accroissement de la capacité

Réduire la demande reste une opération délicate dans le cadre de la réhabilitation d'un ouvrage. Augmenter la résistance de celui-ci se présente majoritairement comme une alternative plus raisonnable. Dans cette optique, l'intégration de nouveaux éléments structuraux et/ou le renforcement des éléments en place sont largement pratiqués.

### 1-5.1 Ajout d'éléments structuraux

La création d'éléments porteurs supplémentaires, tels que des poteaux, poutres ou voiles vise à augmenter la résistance mécanique globale de la construction et d'en modifier le comportement vibratoire. L'ajout de contreventements (Figures 1-28 et 1-29) s'avère particulièrement adapté aux actions sismiques dont la grande majorité des composantes est horizontale.



[NISEE, 2002], [Common, 2010]

**Figure 1-28 : Confortement - Pose de treillis externes de contreventement.**



[Pasquin et al. 2002]

**Figure 1-29 : Confortement - Création de voiles de contreventement, association avec un système dissipatif par friction.**

L'inconvénient de ce type de réhabilitation réside dans l'impact architectural sur l'organisation interne et l'aspect extérieur de l'ouvrage. Par ailleurs ces techniques demeurent lourdes à mettre en œuvre. Enfin, l'augmentation de la masse de l'ouvrage induite par l'apport de nouveaux éléments peut avoir un effet contre-productif en accroissant l'action des forces d'inertie.

### 1-5.2 Renforcement des éléments existants

Le renforcement des éléments existants passe par deux approches. La première consiste à augmenter les sections des éléments présents (poutres, poteaux, voiles) avec un matériau identique à celui d'origine, la seconde concerne l'utilisation de matériaux différents du support tels que des enveloppes métalliques ou des matériaux composites.

### ***i. Renforcement par reprise des éléments existants***

Dans le cas d'une structure en béton armé, la technique consiste à accroître la section de l'élément en assurant une continuité mécanique avec les armatures en place. La Figure 1-30 montre un poteau après curage (destruction de son enrobage initial) et pose des armatures complémentaires dans l'attente de son coffrage. Cette approche présente l'avantage de permettre une ré-évaluation et un re-dimensionnement de l'ouvrage selon les méthodes classiques de calcul de béton armé. L'inconvénient de cette démarche est d'accroître les masses de la structure et donc de la rendre plus sensible aux forces inertielles.



(a) Accroissement d'une section de poteau. [Shao et al., 2006]



(b) Mise en œuvre d'armatures complémentaires.



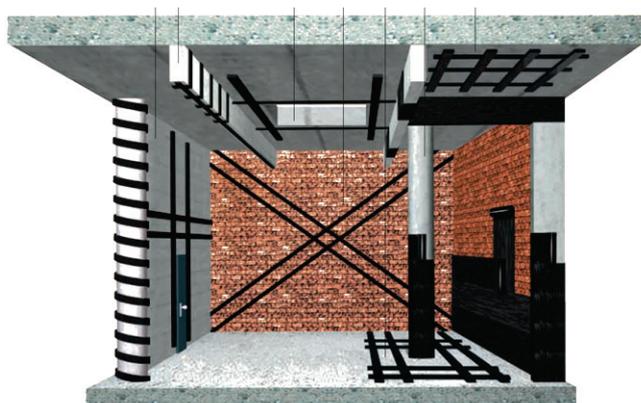
(a) Élément après reprise de bétonnage.

[SPS, 2008]

**Figure 1-30 : Confortement - Reprise d'éléments existants en béton armé - (a) Poteau avant coffrage, (b) et (c) poutre pendant et après renforcement.**

### ***ii. Renforcement par collage ou ancrage de matériaux additionnels***

Cette approche vise à utiliser les propriétés de matériaux différents du support d'origine en béton, tels que des enveloppes métalliques ou des matériaux composites (Figures 1-31 et 1-32), dont l'impact de la masse est négligeable sur la structure. Le confinement des poteaux et le renfort axial de poutres et planchers sont des solutions régulièrement pratiquées (Figure 1-33). Le matériau joue alors le rôle d'armatures de renforcement extérieures à l'élément. Dans le cadre des matériaux composites, une attention particulière doit être portée sur les conditions d'ancrages de celui-ci afin d'assurer une continuité entre les éléments et d'éviter les risques de délaminage.



**Figure 1-31 : Confortement - Renforcement d'éléments existants par collage de Tissus de Fibres de Carbone (TFC) - Exemples d'application. [Sika, 2003a]**



**Figure 1-32 : Confortement - Renforcement d'un poteau par plats métalliques.**

Si leurs avantages sont de proposer une mise en œuvre relativement aisée, et de ne pas impacter la conception architecturale de l'édifice, la principale problématique de ces méthodes de renforcement réside dans la difficulté de les dimensionner et d'en prédire l'impact sur le comportement dynamique de la construction. Le développement de méthodes d'analyses prédictives relatives au renforcement des structures par collage de matériaux composites est donc un enjeu important dans la démocratisation et la justification mécanique de ces méthodes.

Parmi les techniques présentées, cette thèse propose une méthodologie permettant la prise en compte du renforcement par collage de TFC dans la modélisation des structures. Le confinement des poteaux et le renforcement axial des éléments en flexion sont plus spécifiquement étudiés. La section suivante présente le fonctionnement mécanique et les outils de modélisation ayant servi de base au développement d'un nouveau modèle cyclique de béton confiné par TFC qui sera présenté au Chapitre 3.



(a) Application de TFC [Sika, 2003b]



(b)

**Figure 1-33 : Confortement - (a) Renforcement d'un poteau et (b) d'une poutre par collage de TFC.**

## 1-6 Renforcement par collage de TFC

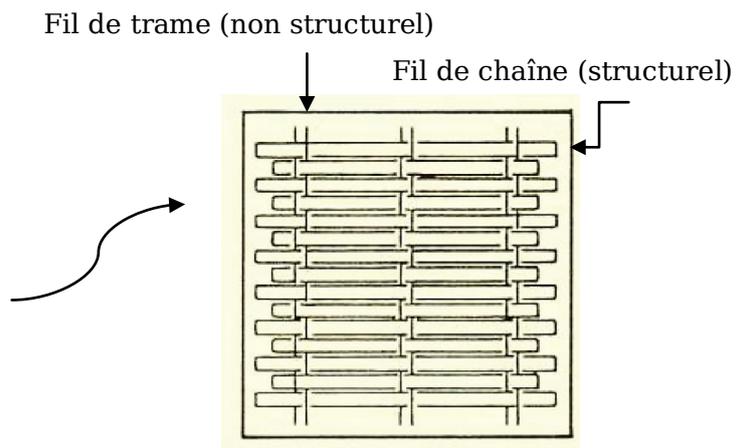
### 1-6.1 Renforcement de poteaux par confinement

Le type de renforcement étudié dans cette partie concerne le confinement de poteaux en béton armé par TFC dont le tissage est uniaxial (Figure 1-35). Ce type de tissage ne présente de résistance que dans une de ses directions, les fibres étant orientées transversalement à l'axe du poteau. Ainsi, aucune interaction liée à la présence de fibres axiales n'intervient.



**Figure 1-34 : Confinement d'un poteau par TFC uniaxial.**

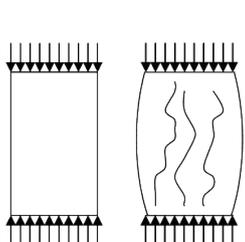
Campagne expérimentale menée au CRGP<sup>9</sup> de l'Université de Sherbrooke en 2009, M.B-Trudeau, N.Roy, P.Paultre, C.Desprez.



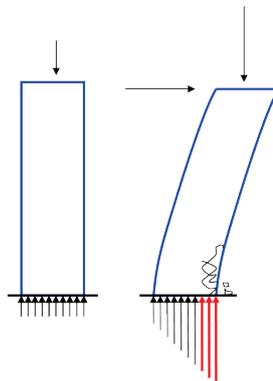
**Figure 1-35 : Tissage uniaxial des fibres de TFC. Le fil structurel est orthogonal à l'axe du poteau.**

Lors d'une sollicitation sismique les déplacements latéraux de l'ouvrage peuvent induire une mise en flexion excessive des poteaux initialement chargés sous le poids propre de la structure. Le poteau est alors soumis à de la flexion-composée et connaît un accroissement de contrainte de compression dans sa section. A cela s'ajoutent les éventuels mouvements verticaux de la construction augmentant la compression. Un des mécanismes régulièrement observé pour des niveaux de séisme importants est un éclatement localisé du béton dû à une compression excessive. Cet éclatement est provoqué soit par fissuration due à l'expansion latérale (effet Poisson) soit par la mise en flambement des armatures comprimées, les deux phénomènes s'alimentant l'un l'autre (Figures 1-36 et 1-37).

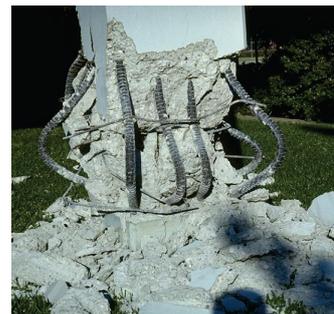
<sup>9</sup> Centre de Recherche en Génie Parasismique, Département de Génie, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.



**Figure 1-36 : Béton non confiné - Fissuration par extension transversale.**



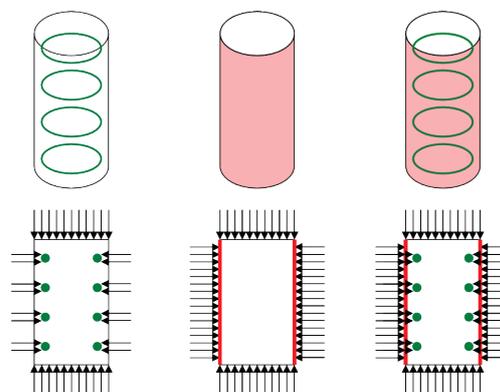
**Figure 1-37 : Poteau non confiné - Fissuration par extension et flambement des armatures.**



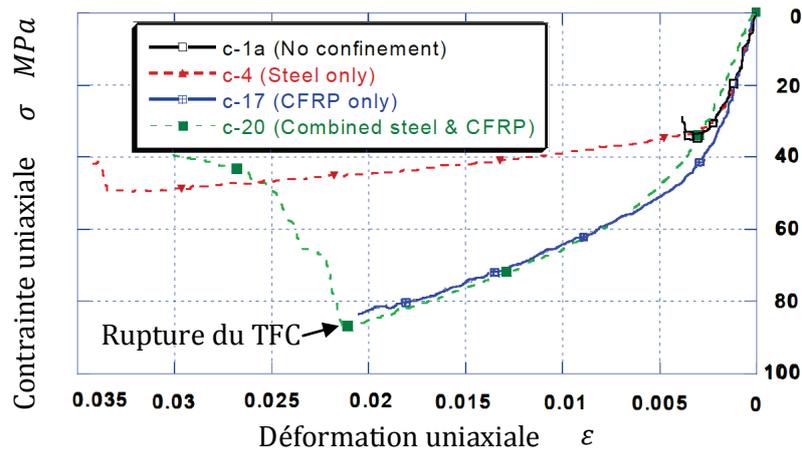
[NISEE, 1979]

Le confinement d'un poteau s'oppose à l'expansion transversale et donc à l'endommagement du béton par effet Poisson et au flambement des armatures, augmentant ainsi sa capacité portante. Dans un poteau en béton armé, les cadres engendrent un confinement "interne" (Figure 1-38), cependant cet effet est souvent limité par l'espacement des cadres ; surtout dans le cas des constructions précédant l'utilisation des codes parasismiques. Le confinement "externe" par collage de TFC vise à pallier le manque de cadres transversaux. Dans le cas de la réhabilitation, le TFC est mis en place alors que le poteau est initialement chargé. L'action de confinement externe n'intervient donc que lors d'un chargement additionnel et de la mise en flexion.

L'expérimentation montre que le confinement augmente la valeur de la résistance au pic du béton et modifie la partie post-pic de la relation contrainte-déformation. L'évolution du post-pic dépend de la nature du confinement. Ainsi un confinement par cadres métalliques (étriers) se caractérise par une courbe descendante, alors que le confinement par TFC induit un comportement croissant avec rupture fragile (Figure 1-39).



**Figure 1-38 : Béton confiné - Action du confinement "interne" par cadres d'armatures et "externe" par TFC.**



**Figure 1-39 : Béton confiné - Essais de compression uniaxiaux - Confinement "interne" par cadres, "externe" par TFC et action combinée - Résultats expérimentaux [Ongpeng et al., 2003].**

### 1-6.1.1 Modèles de comportement uniaxiaux pour poteaux confinés

Plusieurs approches de modélisation existent pour traiter le cas du béton confiné, notamment avec des modèles anisotropes 3D. Dans le contexte de la modélisation par éléments poutres multifibres, seuls des modèles uniaxiaux sont abordés. Il s'agit donc de représenter un mécanisme physique tridimensionnel par un modèle de comportement uniaxial. Cette section présente un aperçu des modèles existant et précise le choix du modèle Eid & Paultre utilisé par la suite (Figure 1-39).

Historiquement la modélisation du confinement dans les poteaux en béton armé visait à traiter l'effet des cadres transversaux (§1-6.1.1i). Par la suite l'effet d'un confinement externe (TFC, Acier...) à été étudié (§1-6.1.1ii). Enfin certains modèles prennent en compte l'effet conjoint de ces actions (§1-6.1.2).

#### *i. Confinement par cadres*

Un grand nombre de relations uniaxiales formulées en contrainte-déformation décrivent l'évolution de la résistance en compression du béton en fonction de son confinement. La majorité des modèles de béton confiné sont construits à partir de celui de Richart [Richart et al., 1929] qui propose une relation expérimentale permettant de définir la résistance au pic de compression ( $f'_{cc}$ ) pour une section circulaire confinée par aciers transversaux (spirales).

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + k \frac{f_{lf}}{f'_c} \quad \text{Eq 1-21}$$

$f'_{cc}$  représente la résistance au pic du béton confiné,  $f'_c$  la résistance en compression du béton non-confiné,  $f_{lf}$  la pression latérale due au confinement et  $k$  un coefficient de comportement dont la valeur préconisée par Richart pour un béton confiné par spirale est de 4,1.

## **ii. Confinement par TFC**

Dans le cas du confinement par TFC, d'autres valeurs de  $k$  ont été proposées [Karbhari et Gao, 1997], [Xiao et Wu, 2000], [Lam et Teng, 2003]. La valeur de la pression latérale de confinement est issue de l'équilibre des contraintes sur la section de béton confiné.

$$f_{lf} = E_{fl} \cdot \varepsilon_f \quad \text{Eq 1-22}$$

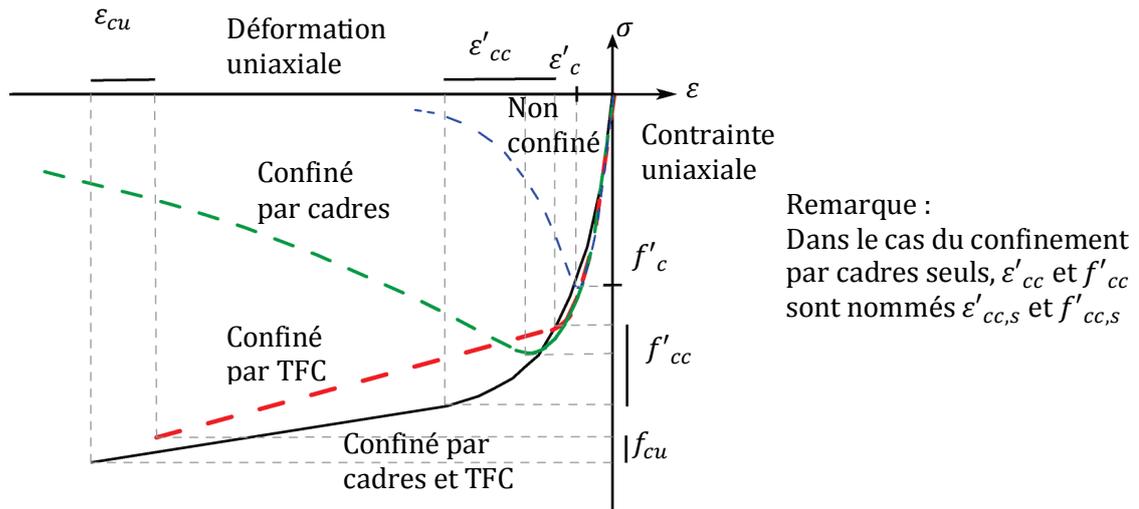
$\varepsilon_f$  étant les déformations circonférentielles (sur le pourtour) et  $E_{fl}$  le module latéral du TFC, dont la valeur dépend du module d'Young du TFC ( $E_f$ ), du diamètre de la section confinée ( $D$ ) et de l'épaisseur du confinement ( $t_f$ ).

$$E_{fl} = \frac{2t_f \cdot E_f}{D} \quad \text{Eq 1-23}$$

La pression de confinement  $f_{lf}$  est calculée à partir de la relation d'équilibre des efforts sur la section de béton confinée. Selon les auteurs, la description de la courbe de béton confiné est ensuite définie soit par une idéalisation bi-linéaire [Samaan et Mirmiran, 1998] soit par une première branche parabolique et une deuxième branche post-pic linéaire.

### **1-6.1.2 Fonctionnement du modèle Eid & Paultre : Modèle monotone pour béton confiné par cadres et TFC**

Le développement d'un modèle cyclique pour le béton confiné qui sera proposé au Chapitre 3 se fonde sur le modèle de Eid & Paultre [Eid et Paultre, 2008]. Ce modèle décrit le comportement uniaxial du béton constitutif de poteaux circulaires confinés intérieurement (cadres) et/ou extérieurement par TFC (Figure 1-40) pour des chargements monotones. Il s'agit d'un modèle global faisant intervenir des variables relatives à la géométrie de l'élément (Tableau 1-9). La partie pré-pic de la courbe est définie par l'équation (Eq 1-24), la partie post-pic avant rupture du TFC par l'équation (Eq 1-25) et la partie post-pic après rupture du TFC par l'équation (Eq 1-26).



**Figure 1-40 : Modèle Eid & Paultre [Eid et Paultre, 2008] pour béton confiné par TFC et cadres d'armatures métalliques transversales - Relation contrainte-déformation uniaxiale monotone.**

$$\sigma_c = \frac{\alpha \cdot \varepsilon_c}{1 + b \cdot \varepsilon_c + z \cdot \varepsilon_c^2} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon'_{cc} \quad \text{Pré-pic} \quad \text{Eq 1-24}$$

$$\sigma_c = f'_{cc} \exp[k_1(\varepsilon_c - \varepsilon'_{cc})^{k_2}] + E_{cu}(\varepsilon_c - \varepsilon'_{cc}) \quad \varepsilon_{cu} \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon'_{cc} \quad \text{Post-pic avant rupture TFC} \quad \text{Eq 1-25}$$

$$\sigma_c = f'_{cc,s} \exp[k_{1,s}(\varepsilon_c - \varepsilon'_{cc,s})^{k_{2,s}}] \quad \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu} \quad \text{Post-pic après rupture TFC} \quad \text{Eq 1-26}$$

$\sigma_c$  et  $\varepsilon_c$  sont les contraintes et déformations axiales pour le béton confiné ;  $f'_c$  et  $\varepsilon'_c$  sont les contraintes et déformations au pic en compression pour le béton non confiné;  $f'_{cc}$  et  $\varepsilon'_{cc}$  représentent les valeurs au pic du béton confiné (cadres et TFC);  $f'_{cu}$  et  $\varepsilon'_{cu}$  sont les contraintes et déformations à la rupture pour le matériau confiné;  $f'_{cc,s}$  et  $\varepsilon'_{cc,s}$  définissent les caractéristiques au pic pour le béton simplement confiné par les armatures transversales; a, b et z sont des constantes qui contrôlent la pente initiale et la courbure pré-pic;  $k_1$  et  $k_2$  sont des paramètres pilotant la forme de la partie post-pic. Une présentation complète de ce modèle est présentée dans [Eid et Paultre, 2008].

Le modèle Eid & Paultre permet donc de prédire la réponse en compression uniaxiale d'un béton constitutif de poteau circulaire dans différentes situations de confinement. La fiabilité de ce modèle, validé au cours d'une grande variété d'études expérimentales menées par Roy [Roy, 2006] en justifie le choix comme outil prédictif. De plus, comme nous le verrons par la suite, il s'avère bien adapté aux éléments finis multifibres.

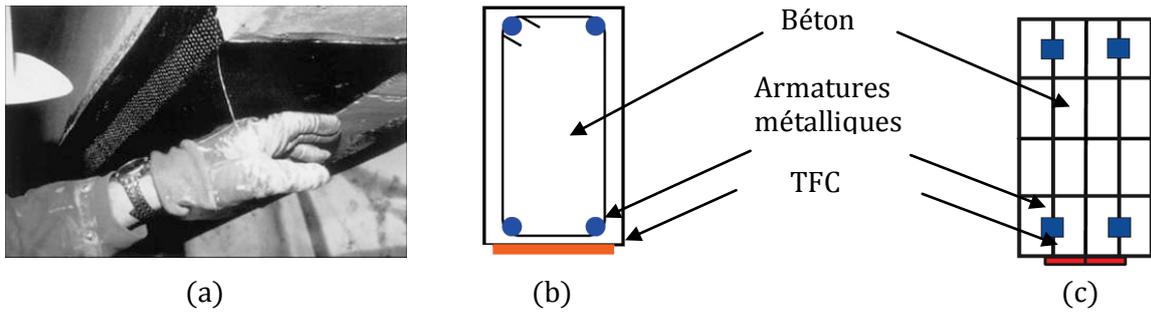
**Tableau 1-9 : Variables du modèle global de béton confiné Eid & Paultre.**

Diamètre extérieur du poteau	$D$	Épaisseur d'une couche de TFC	$t_f$
Enrobage du poteau	$c$	Module d'Young du TFC	$E_f$
Résistance au pic en compression du béton non confiné	$f'_c$	Contrainte de rupture en traction du TFC	$f_{fu}$
Déformation au pic du béton non confiné	$\varepsilon'_c$	Coefficient de performance du TFC	$\varepsilon_{fu}$
Déformation dans la partie post-pic pour une contrainte égale à 50% du pic	$\varepsilon_{c,50}$	Module d'Young de l'acier transversal	$E_s$
Module d'Young initial du béton	$E$	Contrainte de plastification de l'acier	$F_{yh}$
Coefficient de poisson du béton	$\nu$	Espacement des cadres	$s$
Nombre d'aciers longitudinaux	$N_{sl}$	Diamètre des cadres	$\phi_h$
Diamètre des aciers longitudinaux	$\phi_l$	Type de cadres (spiraux ou étriers)	1 ou 2

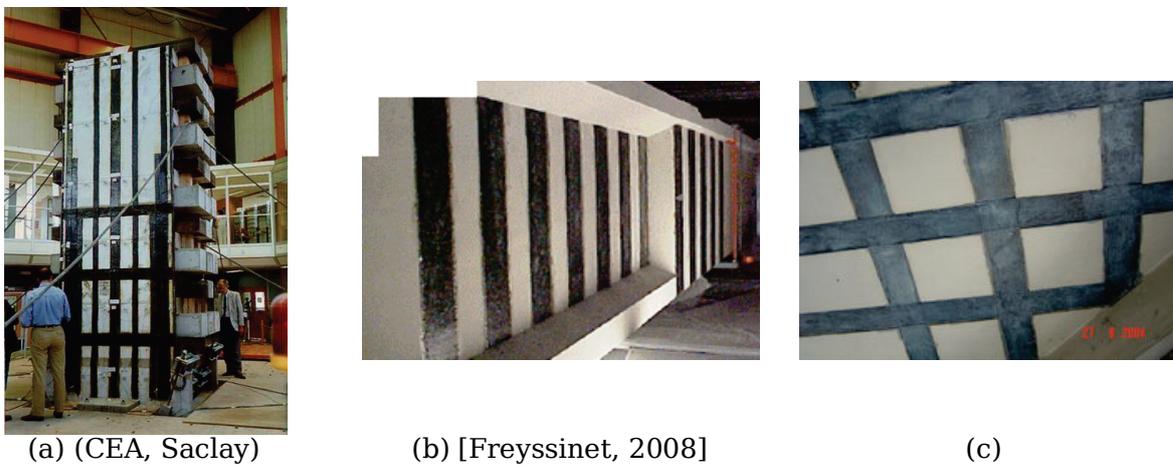
## 1-7 Modélisation du renforcement d'éléments vis-à-vis de la flexion

Dans le cas d'un renforcement vis-à-vis de la flexion, le TFC est orienté axialement (parallèlement à l'axe de l'élément). La présence du TFC sur une ou plusieurs faces d'un élément joue un rôle analogue à celui d'armatures longitudinales supplémentaires. La modélisation de ce type de renforcement a été utilisée dans de précédentes études, par exemple en 2D par modélisation multicouches [Dufour, 1998] et 3D [LESSLOSS, 2006]. Le TFC est généralement modélisé par une loi de comportement élastique linéaire fragile. Le risque lié au délaminage du composite peut-être introduit par un coefficient d'ancrage (ou d'efficacité) dont l'effet est de diminuer la contrainte ultime du TFC [Monti et al., 2003] [Barbato, 2009].

Dans le cadre d'une approche multifibres, la stratégie de modélisation retenue consiste à représenter le renforcement par des fibres supplémentaires au sein de la section de l'élément poutre multifibres. La section de l'élément est alors composée de fibres de béton, d'acier et de TFC (Figure 1-41) et peut concerner différents types d'éléments (poutre, poteau, voile, dalle...) (Figure 1-42).



**Figure 1-41 : Renforcement par TFC - Poutre renforcée par collage de TFC en sous-face - (a) Photo, (b) Schéma et (c) représentation multifibres.**



**Figure 1-42: Renforcement par TFC - (a) Application en recherche (études Camus, CEA) - (b) et (c) Application en réhabilitation (murs et plancher).**



# Analyse de vulnérabilité : Application à l'Hôtel de Ville de Grenoble

---

## 2-1 Introduction

Cette partie présente l'analyse de vulnérabilité d'un ouvrage existant en s'appuyant sur le cas particulier de l'Hôtel de Ville de Grenoble (HDV). L'étude menée se base sur une analyse dynamique non linéaire ; la structure étant modélisée spatialement à l'aide d'EF de types poutres multifibres. L'intérêt de cette approche est de pouvoir apporter une échelle d'analyse offrant des informations locales sur la structure tout en induisant un coût de calcul inférieur à une modélisation tridimensionnelle complète (§1-3.1).

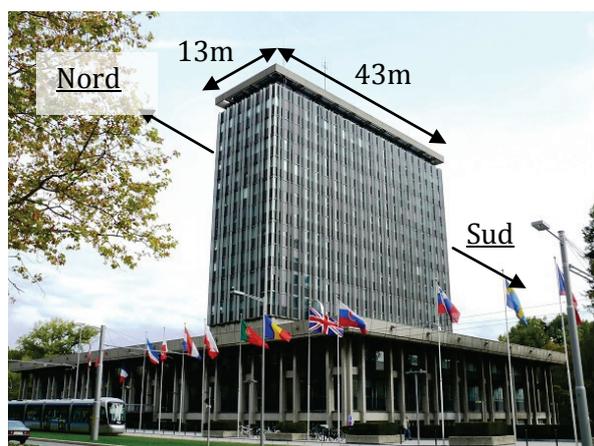
Les éléments multifibres utilisés pour cette modélisation sont des éléments poutres Timoshenko [Kotronis et al., 2004] [Kotronis, 2008] et sont utilisés dans les codes éléments finis Cast3m [Combescure, 2000] [Guedes et al., 1994]. L'utilisation de lois de comportements locales [Mazars, 1986] [La Borderie, 1991] [Menegotto et Pinto, 1973] rend possible l'accès aux informations concernant les zones d'endommagement ainsi que leur nature (fissuration du béton, plastification des armatures d'acier...).

Le modèle numérique est détaillé (2-2.2) et validé par l'apport de mesures in-situ (2-2.3) relatives à un séisme récent de faible amplitude. Une analyse dynamique non linéaire (0) et une analyse statique par poussée progressive (0), toutes deux basées sur les spectres réglementaires de l'Eurocode 8, sont réalisées. La localisation et la caractérisation des dommages de l'ouvrage serviront de base à l'analyse du renforcement de l'HDV effectuée au Chapitre 4.

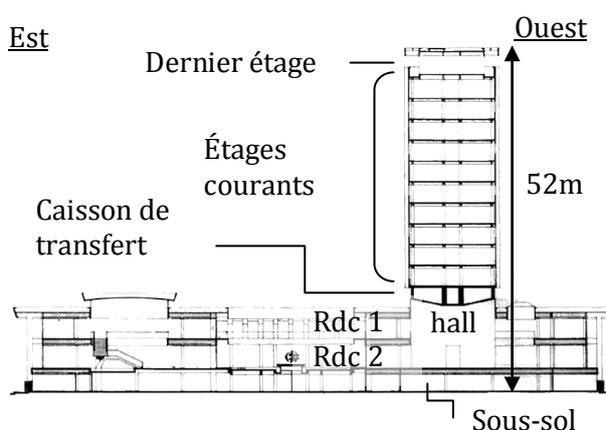
## 2-2 Modélisation et analyse de l'Hôtel de Ville de Grenoble

### 2-2.1 Présentation de l'ouvrage

Achevé en 1968, l'HDV (Figure 2-1) se présente comme l'ensemble de deux structures en béton armé, d'une part la tour et d'autre part le bâtiment périphérique à la tour. L'analyse de vulnérabilité se focalise ici sur la tour, celle-ci étant désolidarisée du bâtiment périphérique par un joint de dilatation. Par commodité l'appellation HDV (Hôtel de ville) fera référence à la tour de l'Hôtel de Ville.



**Figure 2-1 : HDV - Vue globale de l'Hôtel de Ville de Grenoble.**



**Figure 2-2 : HDV - Coupe verticale de l'Hôtel de Ville de Grenoble.**

D'une hauteur totale de 52m, l'HDV comporte un niveau de sous-sol<sup>10</sup>, un hall en rez-de-chaussée et dix étages courants surmontés d'un étage de toiture (Figure 2-2). L'emprise de l'ouvrage est de 43m dans sa longueur (direction nord-sud) et 13m dans sa largeur (direction est-ouest). La structure porteuse est composée de 4 piles contenant les cages de circulation (escaliers et ascenseurs), et de dalles reposant sur un réseau poteaux-poutres (Figure 2-3).

Une particularité de l'édifice concerne le hall de rez-de-chaussée dont la structure n'est composée que des piles principales (Figure 2-4). L'ensemble des étages courants de la tour repose donc sur un caisson de transfert en béton précontraint (Figure 2-2 et Figure 2-5), solidaire des piles et formant un portique.

Enfin, le dernier étage de l'HDV possède une géométrie distincte des étages courants. Celui-ci est essentiellement constitué de voiles en béton armé ; les piles ne se prolongeant pas à ce niveau.

<sup>10</sup> Il s'agit d'un étage technique hors-sol dont l'appellation sous-sol fait référence à un étage inférieur au rez-de-chaussée Figure 2-2.

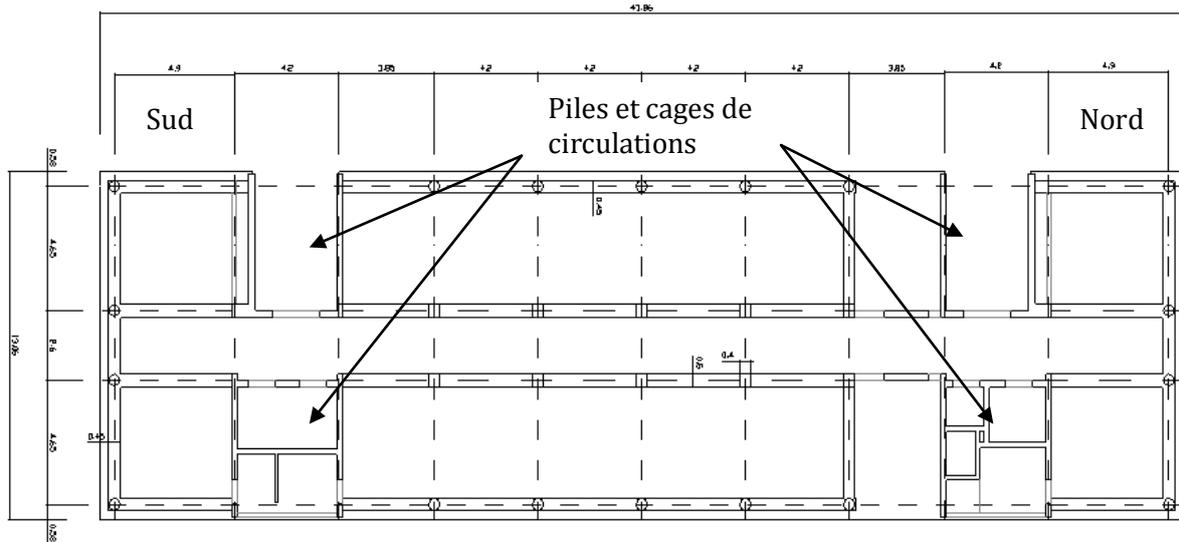


Figure 2-3 : HDV - Vue en plan d'un étage courant.

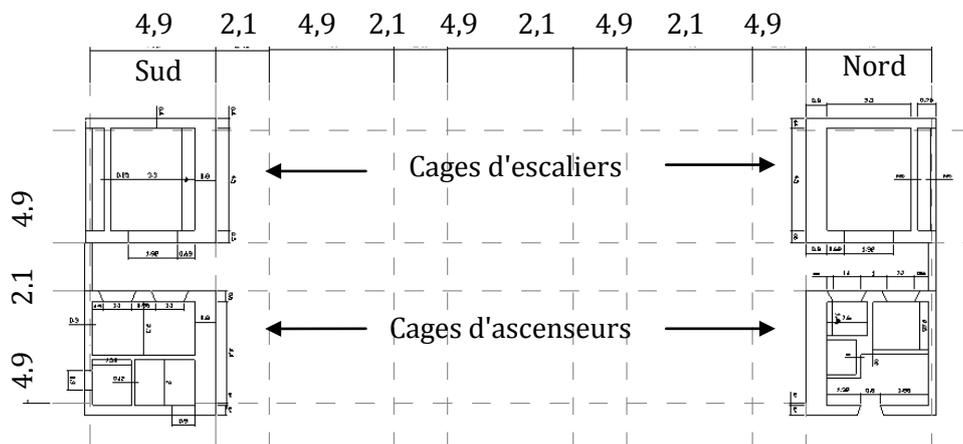


Figure 2-4 : HDV - Vue en plan du rez-de-chaussée 2.

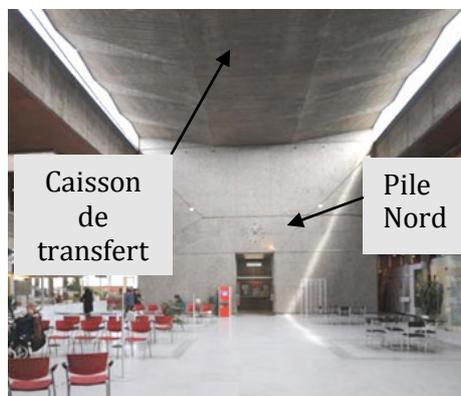
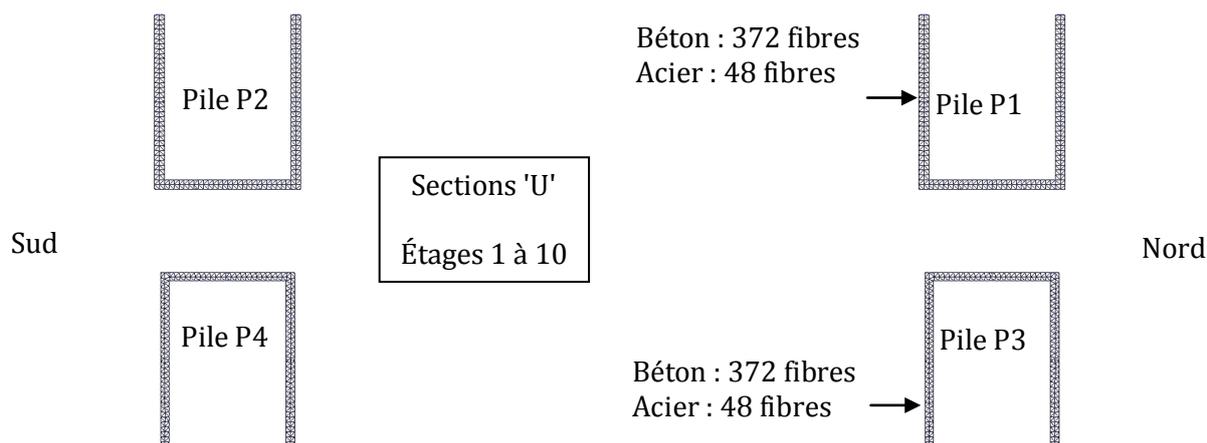


Figure 2-5 : HDV - Vue inférieure du caisson de transfert et de la pile nord - (Hall de RDC).

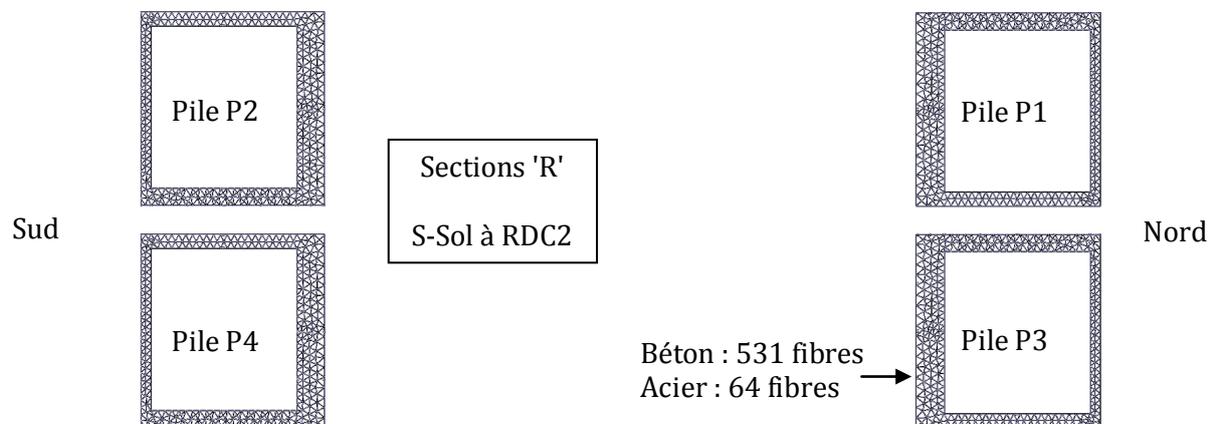
## 2-2.2 Modélisation de la structure de l'Hôtel de Ville de Grenoble

### 2-2.2.1 Piles

Chaque pile est représentée par 80 éléments poutres sur la hauteur totale de l'HDV. A l'exception du premier étage courant dont la hauteur est divisée en 15 éléments poutres, chaque hauteur d'étage est représentée par 5 éléments poutres dont chacun est associé à une section multifibres. Une simplification géométrique des sections de piles a été opérée, tout en s'assurant de conserver une inertie et une masse équivalente à la section réelle. Bien que certaines irrégularités de formes ne soient pas représentées, celle-ci sont intégrées aux caractéristiques sectionnelles de l'élément (aire, inertie...). Les piles constituant la base du bâtiment (en dessous des étages courants) sont représentées par des sections rectangulaires creuses (Figure 2-7 et Figure 2-8a). Les piles constituant les étages courants du bâtiment (étage 1 à 10) sont représentées par des sections en 'U' (Figure 2-6 et Figure 2-8b).

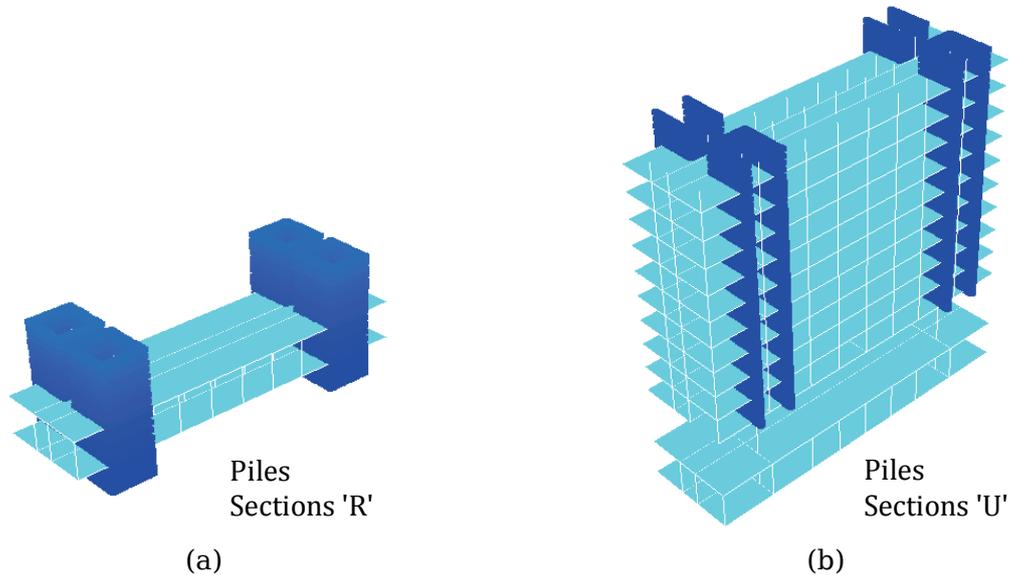


**Figure 2-6 : HDV - Section multifibres des piles (cages de circulation) en étages courants, au dessus de la dalle de transfert.**



**Figure 2-7 : Section multifibres des piles (cages de circulation) du sous-sol jusqu'à la dalle de transfert.**

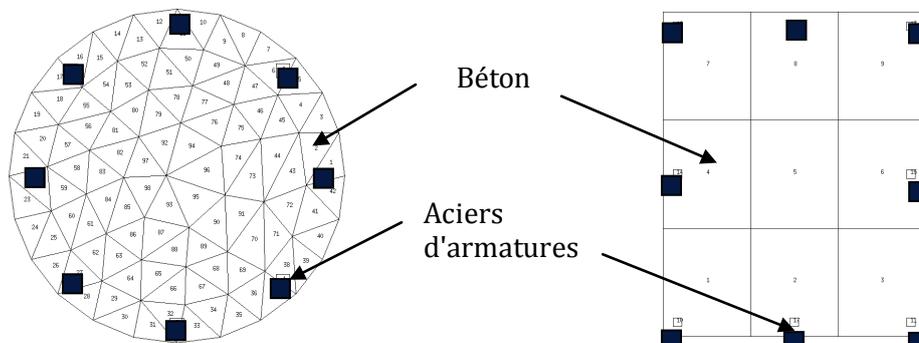
Le maillage des fibres de béton est défini par des éléments triangulaires dont la dimension moyenne des côtés est de 15 à 20 cm. Les armatures métalliques sont modélisées par des fibres rectangulaires dont la section regroupe environ 5 barres d'armatures, pour une aire moyenne de 5 cm<sup>2</sup>.



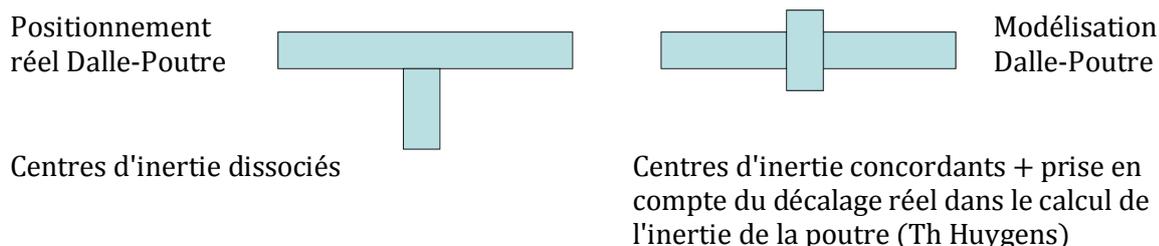
**Figure 2-8 : HDV - Représentation des sections multifibres des piles 'U' et 'R'.**

### 2-2.2.2 Poteaux et poutres courants

Les sections des poteaux et des poutres sont identiques aux géométries des sections réelles. Seules les armatures d'acier ont été regroupées par paquets. Le nombre d'éléments constituant chaque hauteur d'étage est identique à celui des piles. La représentation multifibres des poutres nécessite que l'axe des éléments poutres soit coplanaire à l'axe des dalles, ceux-ci étant joints. Afin de prendre en compte le fonctionnement réel des poutres, celles-ci n'étant pas centrées sur la dalle, mais avec une retombée en sous face, l'inertie de flexion des poutres à été corrigée afin de tenir compte de l'excentrement réel.



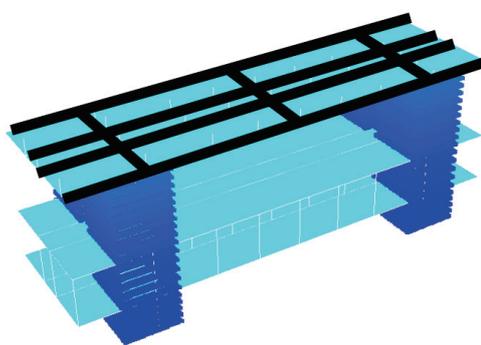
**Figure 2-9 : HDV - Sections multifibres d'un poteau circulaire ( $\phi 45\text{cm}$ ) et rectangulaire ( $40 \times 50\text{cm}$ ) en étages courants, au dessus de la dalle transfert.**



**Figure 2-10 : HDV - Prise en compte du fonctionnement réel des poutres dans la modélisation de l'HDV.**

### 2-2.2.3 Poutres précontraintes et caisson de transfert

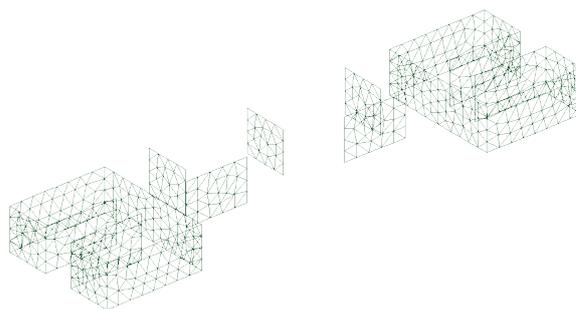
Le caisson de transfert (Figure 2-2 et Figure 2-5) est représenté par quatre poutres longitudinales de section 2 x 0.6m et 3 poutres transversales de section 2 x 1,15m (Figure 2-11). Afin de considérer l'effet de la précontrainte, l'hypothèse est faite que ces poutres fonctionneront dans le domaine élastique.



**Figure 2-11 : HDV - Représentation des poutres du caisson de transfert précontraint.**

### 2-2.2.4 Dernier étage

Au vu de la proportion importante de voiles constituant le dernier étage de la structure, et afin de ne pas alourdir exagérément le modèle de la structure, ce dernier niveau est modélisé par des éléments plaques élastiques de type 'DKT'. Les poutres et les poteaux étant décrits par des éléments poutres Timoshenko. Cet étage repose sur le réseau de poutres et poteaux inférieur. Les piles en "U" s'arrêtent au niveau inférieur ; leur continuité étant partielle avec les voiles du dernier étage.



**Figure 2-12 : HDV - Modélisation des murs du dernier étage - éléments plaques.**

### 2-2.2.5 Dalles

L'ensemble des dalles est représenté par des éléments plaques de type "DKT" dont le comportement est supposé élastique. Les charges d'exploitation additionnelles à celles du poids propre de la structure sont intégrées dans la définition des dalles.

### 2-2.2.6 Modèles de matériaux retenus

Tel que cela vient d'être exposé, les choix précédents conduisent à une discrétisation où les non linéarités sont concentrées dans les éléments verticaux et les poutres sous plancher, l'ensemble étant représenté par des éléments poutres multifibres. Les modèles de matériaux présentés ci-dessous sont intégrés à leur comportement. Leur particularité majeure est de ne décrire chaque matériau que par une loi uniaxiale, ce qui constitue une simplification importante par rapport à une description 2D ou 3D.

Remarque : En l'absence de connaissances exactes des matériaux constituant la structure existante, les propriétés de ceux-ci (module d'élasticité, contraintes de ruine, allongement à rupture...) ont été estimées en considérant les habitudes constructives courantes au moment de sa réalisation (au cours des années 1960). Par ailleurs, les propriétés élastiques des matériaux ont été affinées sur la base des résultats de l'analyse modale in-situ [Michel, 2007] [Gueguen et al., 2009].

#### *i. Béton*

Le comportement du béton est décrit par la loi de La Borderie (Chapitre 1) dont les propriétés sont fixées afin de considérer un béton courant dont la résistance à la compression est estimée à  $30\text{MPa}$  et le module d'Young à  $32\text{GPa}$ . La résistance en traction est définie comme étant égale à  $3\text{MPa}$  (Tableau 2-1 et Figure 2-13).

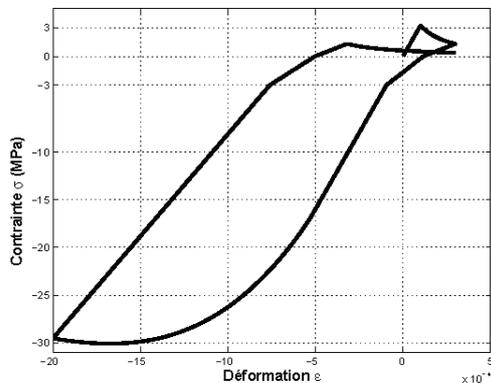
#### *ii. Acier*

L'acier est modélisé par la loi de Menegotto-Pinto à écrouissage cinématique dont le module d'Young est estimé à  $200\text{GPa}$  et la limite élastique fixée à  $400\text{MPa}$ . La rupture est atteinte à  $460\text{MPa}$  pour un allongement de 9%. (Figure 2-14 et Tableau 2-2).

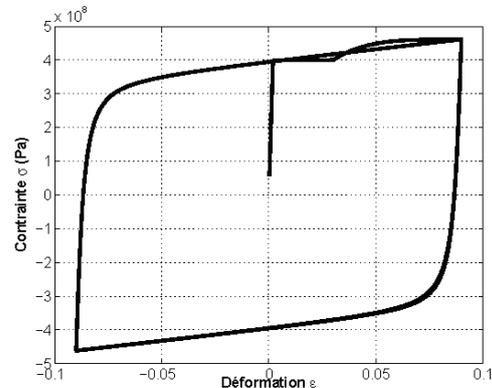
### 2-2.2.7 Chargement et conditions aux limites

La combinaison de chargement retenue est celle d'une situation accidentelle ( $P = G + Q$ ,  $G$  étant défini comme les charges permanentes et  $Q$  comme les charges d'exploitation) au sens des règles actuelles EC8. Les charges d'exploitation appliquées sont celles d'un ouvrage à destination de bureau, et sont prises égales à  $100\text{daN/m}^2$ . L'ouvrage étant sur

fondations profondes, la base de la structure est supposée encastree. Cette hypothèse est issue des observations extraites des mesures in-situ (§2-2.3), montrant que les accélérations au niveau de la base de l'ouvrage sont identiques à l'intérieur et à l'extérieur de l'ouvrage, ce qui va dans le sens d'une faible interaction sol-structure.



**Figure 2-13 : HDV - Modèle cyclique béton La Borderie [La Borderie, 1991].**



**Figure 2-14 : HDV - Modèle cyclique acier Menegotto-Pinto [Menegotto et Pinto, 1973].**

**Tableau 2-1 : HDV - Béton - Modèle de La Borderie.**

Paramètres	Traction	Compression
Module d'Young	$E_b = 32 \text{ GPa}$	
Coefficient de Poisson	$\nu_b = 0.2$	
Contrainte de refermetures des fissures	$\sigma_f = -3 \text{ MPa}$	
Seuils en énergie	$Y01 = 2,70 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}$	$Y02 = 2,5 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$
Coefficients de comportement	$A1 = 3 \cdot 10^{-3}$	$A2 = 7 \cdot 10^{-6}$
	$B1 = 1.0$	$B2 = 1.45$
Gestion des déformations inélastiques	$\beta1 = 1.075 \text{ MPa}$	$\beta2 = -40 \text{ MPa}$
Masse volumique	$\rho_b = 2400 \text{ Kg/m}^3$	

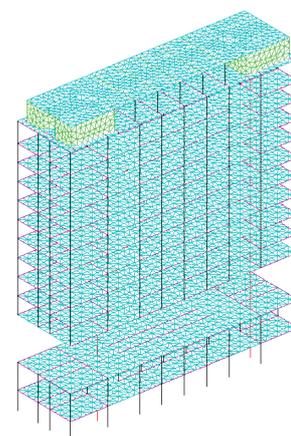
**Tableau 2-2 : HDV - Acier - Modèle de Menegotto-Pinto.**

Paramètres		
Module d'Young	$E_a = 200 \text{ GPa}$	
Coefficient de Poisson	$\nu_s = 0.3$	
Limites d'élasticité	$\varepsilon_{sy} = 0.002$	$\sigma_{sy} = 400 \text{ MPa}$
Début d'écroutissage	$\varepsilon_{sh} = 0.003$	
Limites de rupture	$\varepsilon_{su} = 0.09$	$\sigma_{su} = 460 \text{ MPa}$
Coefficients de comportement	$A1 = 18.5$	$A2 = 0.15$
	$A_{fac} = 0.006$	$A6_{fac} = 620$
	$\rho_{fac} = 20$	
Rapport de la rigidité d'écroutissage cyclique sur la rigidité élastique	$B_{fac} = 0.00357$	$C_{fac} = 0.5$
Rapport de la longueur entre deux renforts de cisaillement sur le diamètre de la barre	$f_{ald} = 5$	
Masse volumique	$\rho_s = 7800 \text{ Kg/m}^3$	

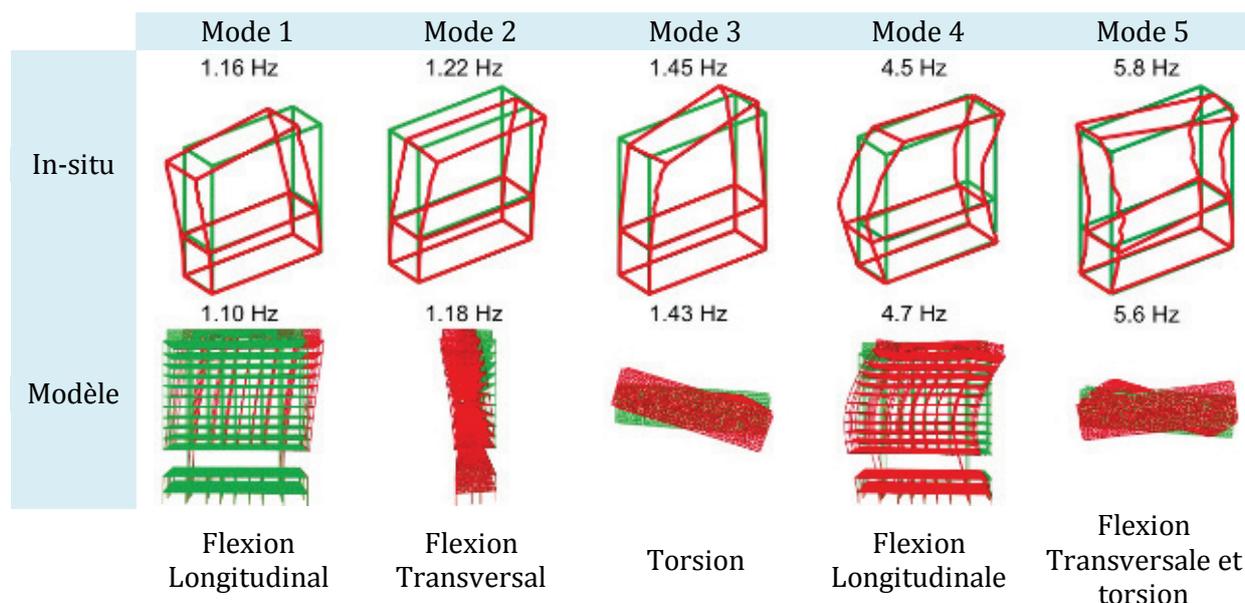
Le modèle de l'HDV comporte au total 18808 éléments (dont 4658 éléments multifibres Timoshenko non linéaires), 9808 nœuds et 58848 degrés de liberté (Figure 2-15).

### 2-2.3 Comportement numérique et mesures in-situ sous vibrations ambiantes : validation du modèle

Cette partie présente l'analyse du comportement dynamique de la structure modélisée sous sollicitations issues d'enregistrements in-situ. Une instrumentation permanente de l'Hôtel de Ville mise en place par le LGIT de Grenoble (Laboratoire de Géophysique Interne et de Tectonophysique) permet d'analyser son comportement sous sollicitations ambiantes [Michel, 2007] [Gueguen et al., 2009]. Le traitement des mesures de vibration par bruit de fond permet notamment d'évaluer les fréquences de vibration propres de la structure existante (Figure 2-16). Le modèle numérique multifibres de l'HDV présente une bonne corrélation avec les cinq premiers modes de vibration, les modes supérieurs ne pouvant être déterminés avec précision par l'analyse de bruit de fond. Les deux premiers modes correspondent respectivement à de la flexion longitudinale (1.1Hz) et transversale (1.18Hz). Le troisième mode correspond à un phénomène de torsion (1.43Hz). Un second mode de flexion longitudinale (4.7Hz) est caractérisé par le quatrième mode propre. Enfin, le cinquième correspond à une expression combinée de flexion transversale et de torsion (5.6Hz).

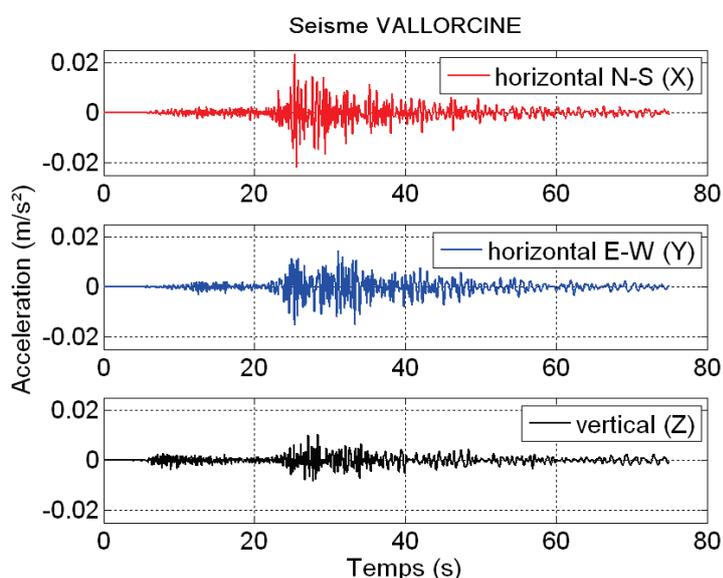


**Figure 2-15 : HDV - Maillage (58848 ddl).**



**Figure 2-16 : HDV - Comparaison des modes propres de vibrations - vibrations ambiantes (haut) [Michel, 2007] et modèle numérique (bas).**

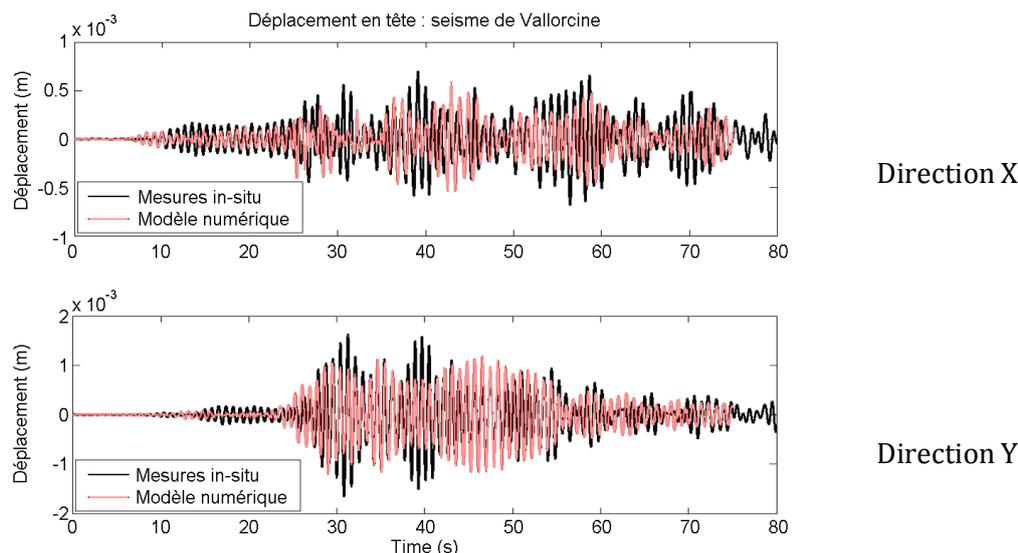
L'instrumentation du site de l'HDV permet également l'enregistrement de signaux issus de l'activité sismique présente dans la région Rhône-Alpine. De ce fait les accélérations au niveau du sol (à proximité de l'HDV) ainsi que les accélérations en six points de la structure permettent de connaître la sollicitation transmise en base de l'ouvrage et son comportement in-situ. Ces mesures ont permis de mettre en évidence la très faible interaction sol-structure (pour de petites sollicitations) et ainsi de valider l'hypothèse de structure quasi-encastree. La sollicitation la plus importante enregistrée au niveau de l'HDV correspond au séisme de Vallorcine en date du 8 septembre 2005 (Figure 2-17). Bien que cette sollicitation soit très faible ( $PGA = 0.023m/s^2$ ), le ressenti de celle-ci a conduit à l'évacuation spontanée de l'édifice par les occupants.



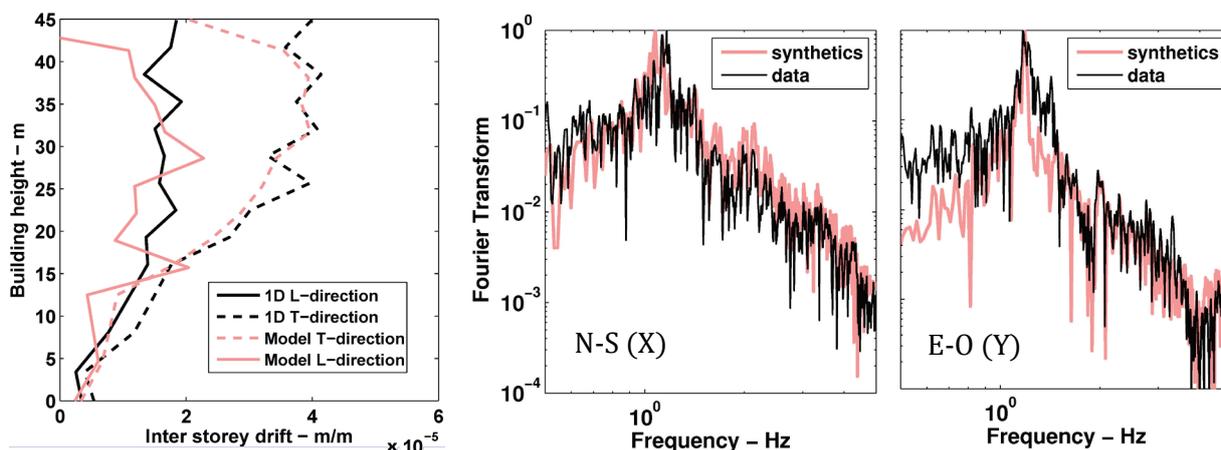
**Figure 2-17 : HDV - Séisme de Vallorcine - Accélérogrammes dans les directions horizontales et verticale.**

Le comportement du modèle numérique soumis au signal tri-directionnel de ce séisme à été comparé avec celui de la structure existante [Michel et al., 2009]. L'analyse des déplacements en tête (Figure 2-18) met en avant une bonne corrélation fréquentielle (>95%) des signaux in-situ et numériques. Toutefois, bien que l'amplitude maximale des signaux soit proche, l'évolution temporelle des déplacements en tête présente des disparités entre le modèle et les mesures. Le fait que l'état initial du modèle numérique soit sain, alors que la structure réelle est soumise à diverses sollicitations (vent, séismes...) depuis les années 1960 pourrait expliquer cette différence. En conséquence, la structure est déjà fissurée (quoique de manière non préjudiciable). Le modèle numérique connaît alors une évolution de son endommagement, et donc une dissipation d'énergie, supérieure à la structure réelle. Il est à noter que ce phénomène n'aura pas lieu d'être pour des sollicitations sismiques importantes.

Les valeurs maximales du drift<sup>11</sup> aux différents niveaux (Figure 2-19) ainsi que l'amplitude maximale des déplacements en tête issus de l'analyse numérique sont proche de celui de la structure existante. Les déplacements en tête permettent également de déterminer le contenu fréquentiel de la réponse de la structure par une transformée de Fourier (FFT) (Figure 2-20). Le contenu fréquentiel lié au modèle numérique présente une bonne corrélation avec le contenu fréquentiel issu des mesures de déplacement in-situ. Les fréquences dominantes sont clairement identifiées comme les premières valeurs de mode propre de la structure (Figure 2-16).



**Figure 2-18 : HDV - Séisme de Vallorcine - Déplacements en tête de l'HDV - Enregistrement in-situ Vs Modèle numérique.**

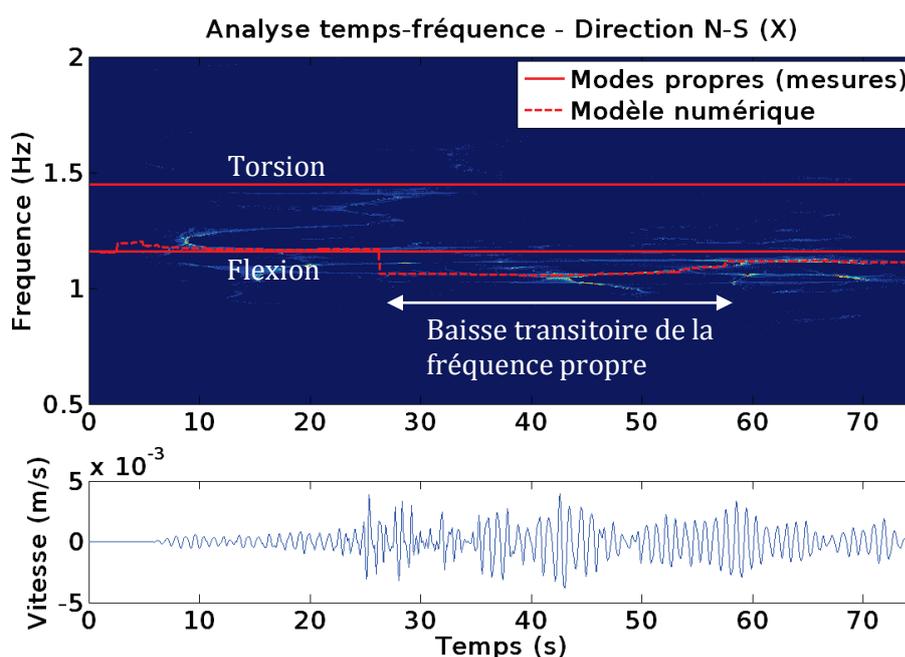


**Figure 2-19 : HDV - Séisme de Vallorcine - Drift maximum par étage de l'HDV - Mesures in-situ Vs Modèle numérique.**

**Figure 2-20 : HDV - Séisme de Vallorcine - Contenu fréquentiel (FFT / déplacements en tête) - Mesures in-situ (data) Vs Modèle numérique (synthetics).**

<sup>11</sup> Déplacement inter-étages ramené à la hauteur d'étage concernée.

Enfin, une analyse de type temps-fréquence permettant d'évaluer la quantité d'énergie dissipée au cours du temps en fonction des fréquences sollicitées ainsi que la chute résiduelle de fréquence propre de la structure à la fin de la sollicitation est effectuée (Figure 2-21). Cette analyse montre une chute ponctuelle d'environ 10% de la fréquence de la structure ainsi qu'une chute résiduelle de l'ordre de 1,7% en fin de séisme. Ces variations fréquentielles sont également très proches des variations déterminées à partir de l'étude sous vibration ambiante de la structure réelle [Michel, 2007]. La bonne cohérence de l'ensemble des résultats comparés du modèle et de la structure en place a servi de base à la validation du modèle multifibres réalisé (§2-2.2).



Ce graphique représente la quantité d'énergie dissipée (tâches de couleur) par la structure dans un plan temps-fréquence.

L'objectif est de suivre l'évolution de la fréquence propre de la structure.

Cette analyse est effectuée à partir de la réponse en tête de l'ouvrage (accélération, vitesse ou déplacement)

**Figure 2-21 : Séisme de Vallorcine - Analyse temps-fréquence selon la méthode de Wigner Ville réallouée [Michel, 2007]<sup>12</sup> - Dissipation d'énergie par fréquence au cours du temps - Modèle numérique.**

Remarque : La codification des figures intègre parfois une première lettre relative à la nature de la sollicitation (S=séisme, P=Pushover), le spectre de référence utilisé, et éventuellement une lettre correspondant à la direction de chargement :

S-EC8 = Séisme "réglementaire" tri-directionnel, basée sur le spectre de l'Eurocode 8.

P-EC8X = Pushover basée sur les recommandations de l'Eurocode 8 dans la direction X.

<sup>12</sup> Section : 3-4-1

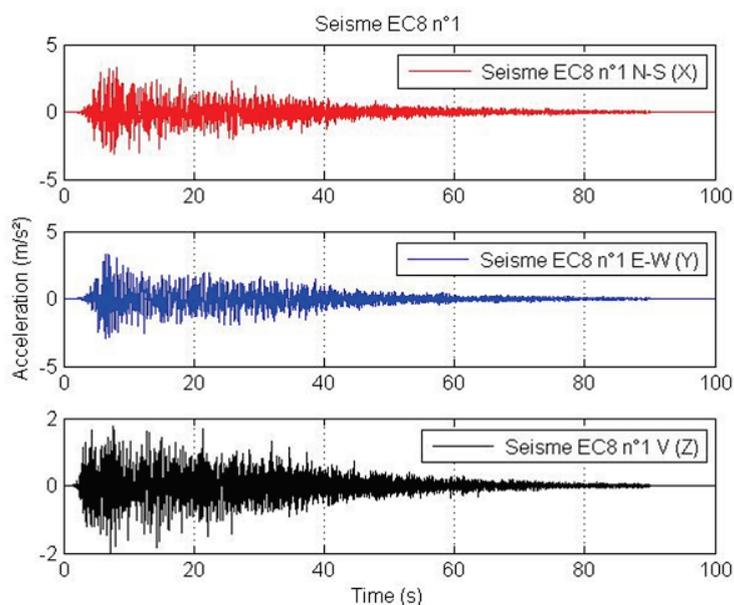
## 2-2.4 Analyse de la vulnérabilité sismique de l'Hôtel de Ville de Grenoble

### 2-2.4.1 Sollicitation sismique réglementaire de référence

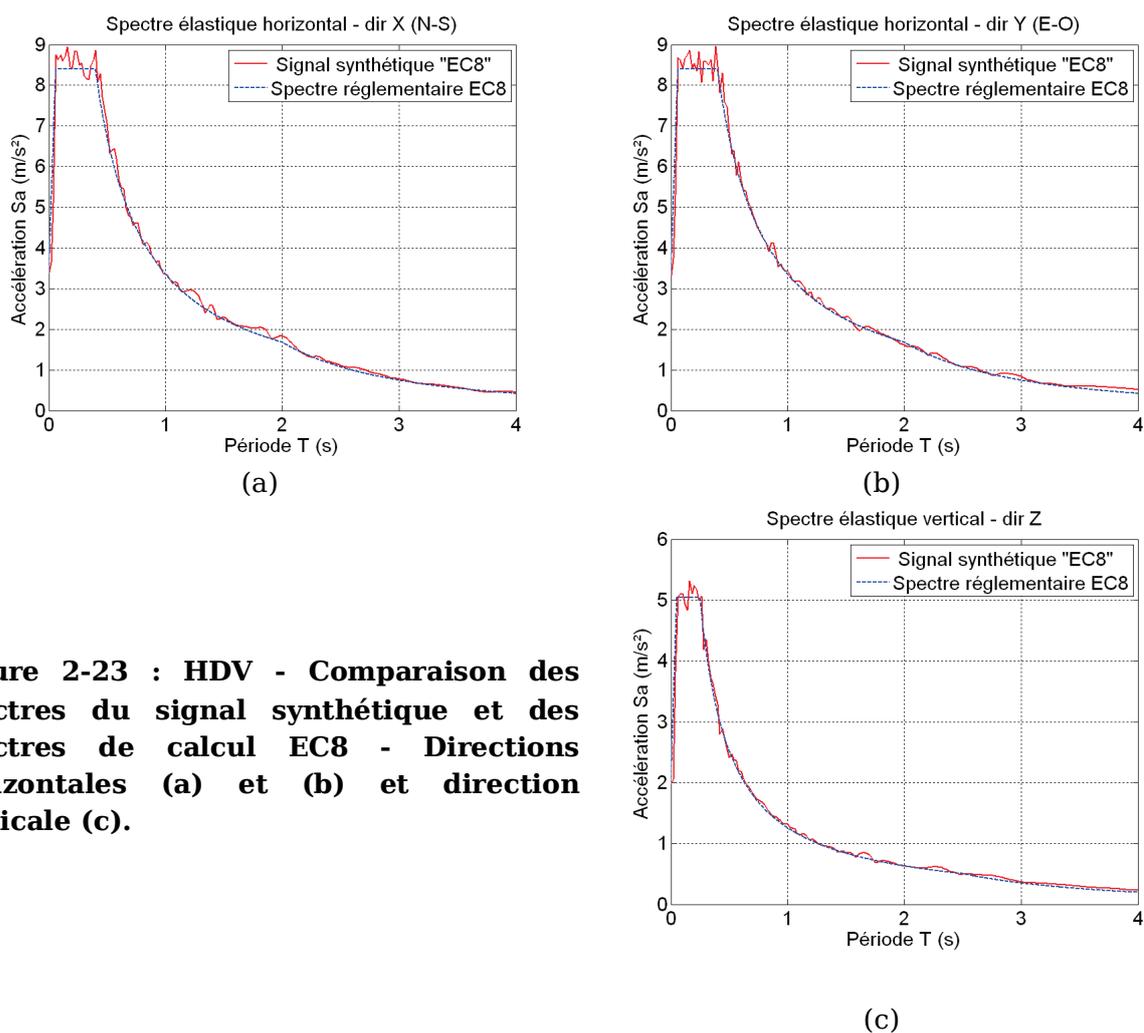
L'objectif de cette partie est d'évaluer la réponse et la sensibilité d'une structure existante vis-à-vis du risque sismique inhérent à sa localisation. La sollicitation retenue correspond à un séisme "réglementaire" tel que défini par l'EC8, incluant les valeurs du projet national en date du printemps 2009. Ainsi le spectre du signal employé respecte au mieux le spectre de calcul défini réglementairement ; celui-ci dépendant notamment de la localisation géographique de l'ouvrage (zonage territorial du risque sismique), de la classification du sol en place (roches, alluvions...) ainsi que de la destination des locaux (habitation, administration...) (Tableau 2-3) (Figure 2-23). Un signal "EC8" synthétique tri-directionnel à été généré artificiellement par le LGIT de Grenoble (Figures 2-22 et 2-23). Chacune des 3 composantes a de plus été établie en tenant compte des caractéristiques de fonctionnement (intensité, fréquence, directivité...) des sources sismiques de la région grenobloise. La génération est issue de Fonctions de Green Empiriques (FGE). De petits enregistrements (ex : séisme de Vallorcine) associés à une source connue sont considérés comme les fonctions de Green d'un séisme plus important dont le signal est déterminé en simulant un glissement réaliste sur la faille étudiée [Causse et al., 2008]. Plusieurs signaux peuvent alors être réalisés pour les caractéristiques de la faille de Belledonne en région Grenobloise [Thouvenot et al., 2003].

**Tableau 2-3 : HDV - Spectre réglementaire - Paramètres de définition selon l'Eurocode 8.**

Caractéristique	Qualification	Spectre horizontal	Spectre Vertical
Sismicité de la zone et accélération de référence pour un sol de classe A	Moyenne	$A_{gr} = 1.6m/s^2$	$A_{gr} = 1.6m/s^2$
Classe de l'ouvrage	IV	$\gamma_1 = 1,4$	$\gamma_1 = 1,4$
Classification du sol	C	$S = 1,5$	$S = 1$
Début du palier d'accélération spectrale constante	-	$T_b = 0.06s$	$T_b = 0.06s$
Fin du palier d'accélération spectrale constante	-	$T_c = 0.4s$	$T_c = 0.4s$
Début du déplacement spectral constant	-	$T_d = 2s$	$T_d = 2s$
Accélération horizontale de calcul pour un sol de classe A	$A_g = A_{gr} * \gamma_1$	$A_g = 2.24m/s^2$	-
Accélération verticale de calcul pour un sol de classe A	$A_{gv} = 0.45 * A_g$	-	$A_{gv} = 1m/s^2$
Amortissement visqueux		$\chi = 5\%$	
Coefficient de limite inférieure de spectre élastique		$\beta = 0.2$	



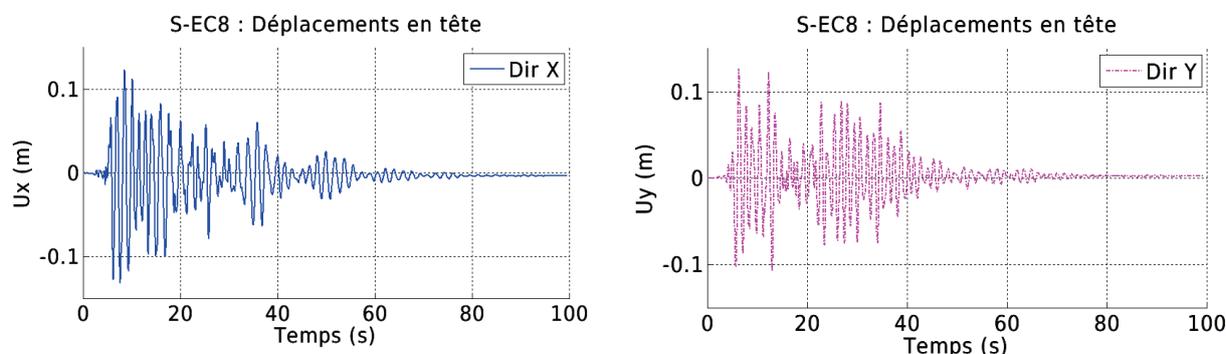
**Figure 2-22 : HDV - Séisme EC8 - Signal synthétique tri-directionnel respectant le spectre de calcul de l'Eurocode 8.**



**Figure 2-23 : HDV - Comparaison des spectres du signal synthétique et des spectres de calcul EC8 - Directions horizontales (a) et (b) et direction verticale (c).**

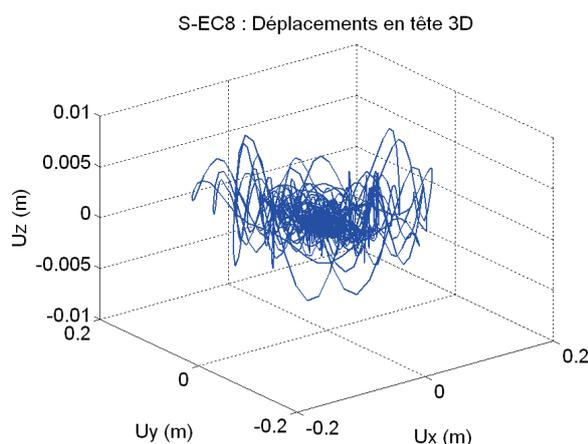
### 2-2.4.2 Comportement vibratoire de la structure sous séisme réglementaire

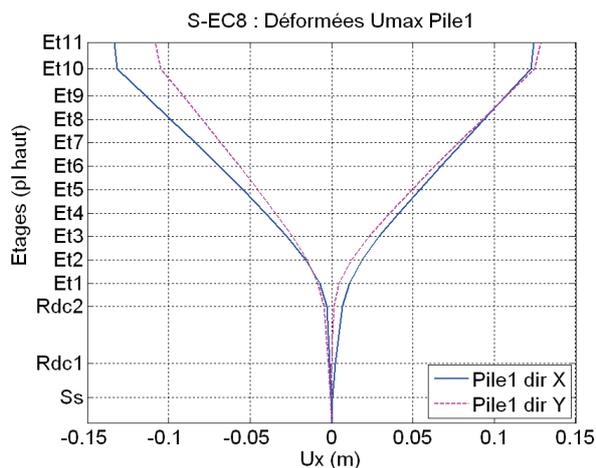
L'amplitude des déplacements horizontaux du modèle numérique de l'HDV de Grenoble, soumis au séisme "EC8", atteint 13,3 et 12,7cm respectivement pour les directions N-S (X) et E-O (Y) (Figure 2-24). La rigidité est nettement supérieure dans la partie basse de la tour, en dessous de la dalle de transfert, lorsque la géométrie des piles est rectangulaire (Figure 2-26) ainsi que dans le dernier étage. Les déplacements verticaux au centre de la dalle du dernier étage restent relativement faibles, avec une valeur inférieure à  $\pm 1cm$  (Figure 2-25) pour une portée entre pile de 28,7m. Ceci conforte l'hypothèse faite concernant le comportement élastique des dalles. La structure se déforme majoritairement selon ses deux premiers modes de flexion (Figure 2-26 et Figure 2-27), avec une prédominance en amplitude de son premier mode propre. Le point de courbure maximale du second mode se situe au dessus du caisson de transfert.



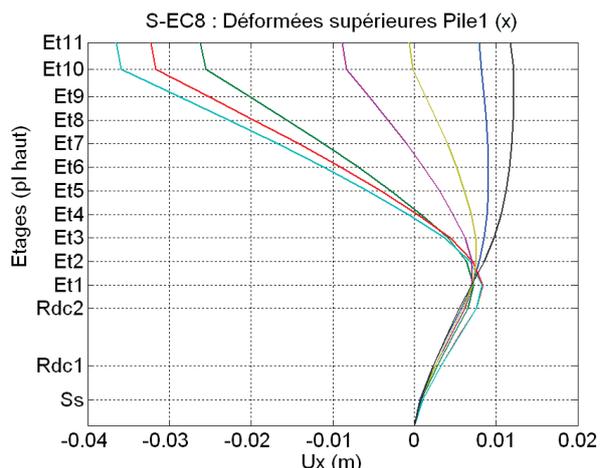
**Figure 2-24 : HDV - Séisme EC8 - Analyse numérique - Déplacements en tête dans les directions N-S (X) et E-O (Y) au cours du temps. - Modèle numérique.**

**Figure 2-25 : HDV - Séisme EC8 - Déplacements spatiaux en tête dans les directions N-S (X), E-O (Y) et verticale au cours du temps. Modèle numérique.**



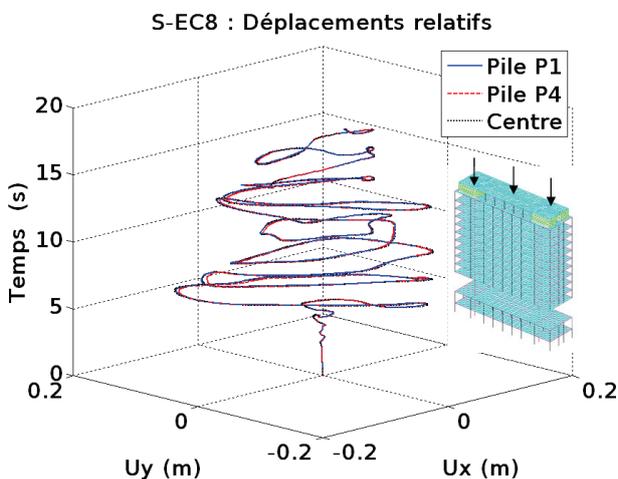


**Figure 2-26 : HDV - Séisme EC8 - Analyse numérique - Déformée maximale de l'HDV - Direction X et Y. Modèle numérique.**

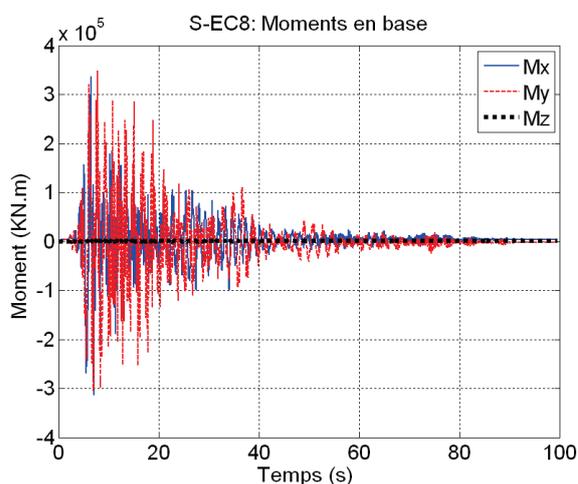


**Figure 2-27 : HDV - Séisme EC8 - Analyse numérique - Exemples de modes supérieurs de flexion - Instants différents - Direction X Modèle numérique.**

L'ensemble de la structure se déplace dans un mouvement de bloc. En effet, le déplacement des piles de l'ouvrage ne présente qu'une très faible différence (Figure 2-28), dont la valeur maximale de 8mm représente moins de 7% des déplacements totaux dans la direction concernée. Le mouvement de la structure se caractérise également par l'absence de torsion significative malgré la sollicitation tri-directionnelle et l'existence d'un léger excentrement de la masse lié à la dissymétrie des piles.



**Figure 2-28 : HDV - S-EC8 - Analyse - Déplacement dans le plan au cours du temps ; comparaison de trois points distincts de la structure.**



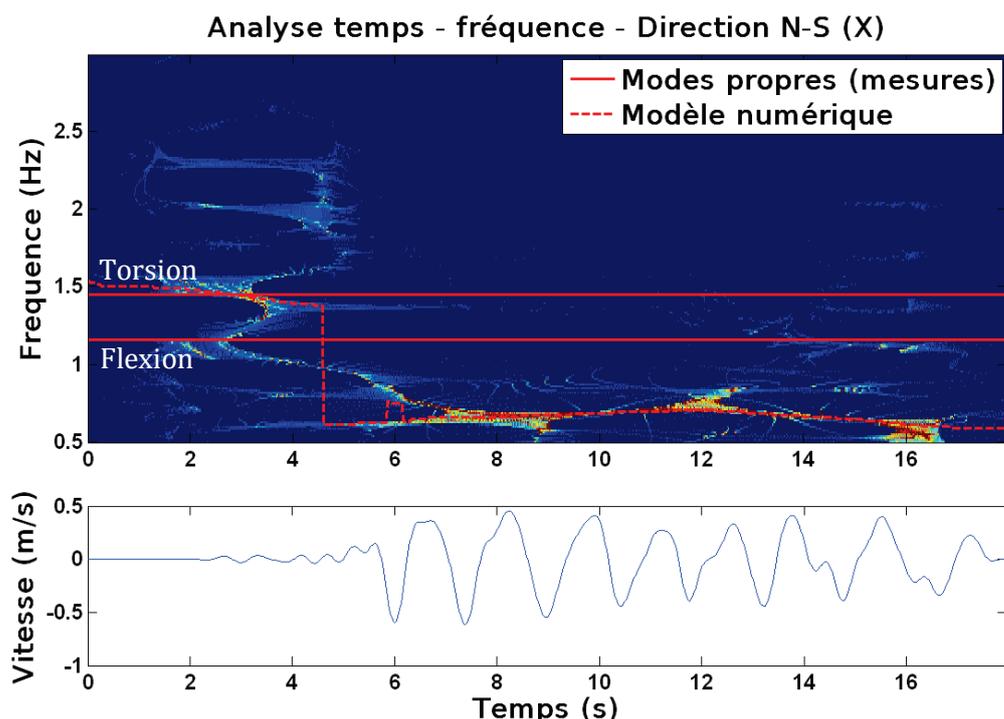
**Figure 2-29 : S-EC8 - Analyse - Intensité des moments de flexion et du moment de torsion en pied de la pile P1.**

L'analyse temps-fréquence (Figure 2-30) du mouvement de l'HDV montre une dissipation d'énergie pour ce mode à l'initiation de l'excitation, alors que la sollicitation est encore très faible. Le mouvement de torsion reste également très faible et n'est plus

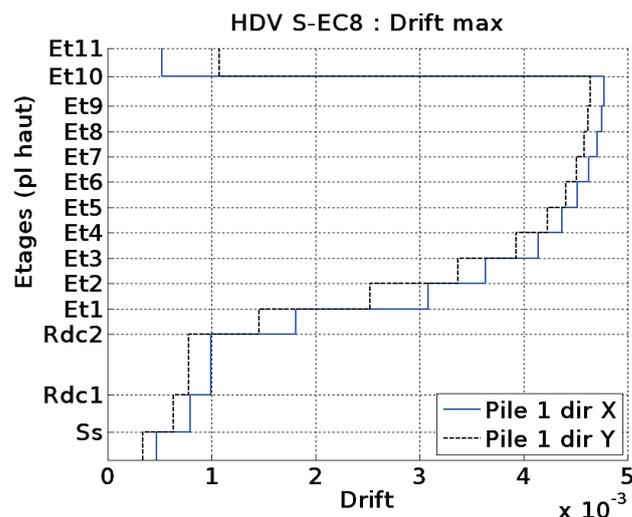
activé dès lors que l'amplitude du séisme augmente (Figure 2-29). Au cours de cette légère activation, la fissuration du béton en traction permet de libérer les contraintes et de désactiver ce mode. Cette caractéristique a pour effet de fortement limiter les sollicitations de torsion au sein des éléments structuraux de l'ouvrage.

Les déplacements inter-étages ramenés à la hauteur de l'étage (drift) présentent un comportement type de structures travaillant en flexion avec peu de cisaillement. Le drift  $y$  est largement supérieur dans les étages élevés (Figure 2-31). Il est à noter que le drift maximal du dernier étage reste faible de par la présence importante des voiles (§2-2.2.4) qui le rigidifient, et par sa modélisation élastique.

Au vu de l'ensemble de ces résultats, deux zones présentent à priori un risque particulier : la première concerne la base de l'ouvrage car elle reprend les efforts maxima liés au premier mode de flexion. La deuxième provient du changement de géométrie induisant une variation de rigidité brusque au dessus du caisson de transfert. Enfin le comportement de cette zone présente un facteur aggravant du à son fonctionnement ponctuel lié à l'initiation d'un second mode de flexion.



La structure voile du dernier étage explique la faible valeur du drift



Le drift augmente essentiellement au dessus du caisson de transfert (RDC2)

Figure 2-31 : Séisme EC8 - Drift maximum par étage.

### 2-2.4.3 Dommages de l'ouvrage sous séisme réglementaire

La notion de dommage dans un ouvrage est sujette à interprétation et sa définition varie en fonction des intervenants. Ainsi les dommages dans une structure peuvent être considérés dès lors que l'intégrité des éléments non structuraux est atteinte (cloison, menuiseries, réseau...). Une seconde approche consiste à étudier le dommage structural du bâti existant (éléments porteur). Bien que ces deux approches soient complémentaires, l'objectif de ce travail vise l'évaluation numérique des désordres structuraux qui sera utilisée pour quantifier le niveau de dommage global de l'ouvrage. En d'autre terme les dommages sont définis comme les dégradations irréversibles issues d'une sollicitation dynamique modifiant le comportement ultérieur de la structure. Dans le cadre d'une structure en béton armé (telle que l'HDV) dont le comportement dynamique s'exprime essentiellement en flexion, la notion de dommage concerne la fissuration du béton en traction, l'éclatement du béton en compression et la plastification des armatures métalliques, les trois aspects étant intimement liés. Avec les outils numériques employés, nous disposons d'indicateurs de dommage (variable d'endommagement au sens de la mécanique de l'endommagement).

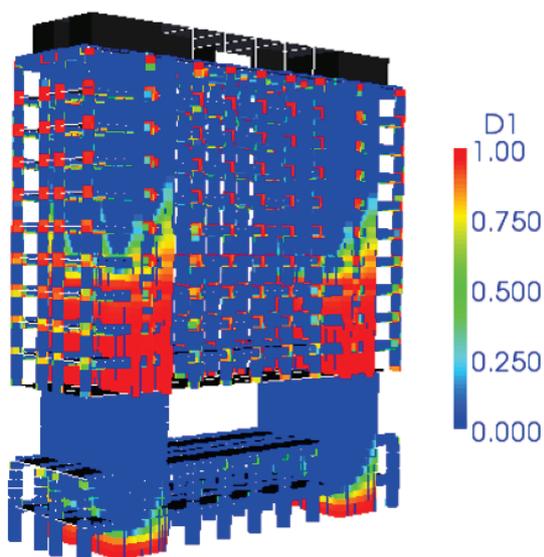
#### *i. Endommagement du béton en traction ( $D_1$ )*

Bien que la fissuration en traction du béton ne présente pas de problèmes structurels à proprement parler, l'étude des zones fortement endommagées en traction ( $D_1 > 0,9$ ) permet de localiser les zones éventuelles de plastification dans les armatures. L'endommagement en traction du béton conduit également à la dissipation d'énergie, ce qui peut influencer sur le comportement de la structure. L'étude de cet endommagement apporte donc une indication sur le fonctionnement dynamique de la structure. Une carte

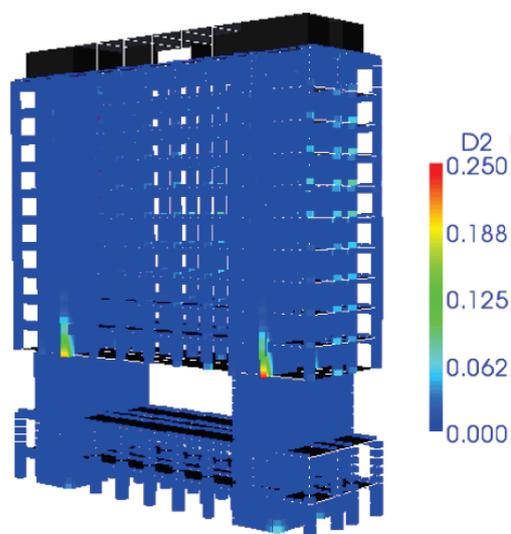
d'endommagement permet de visualiser les zones de dommages correspondant à une forte localisation des déformations "fissuration du béton" (en rouge sur la Figure 2-32). Celles-ci se concentrent à la base des piles sur le niveau de sous-sol, ainsi que sur les trois premiers étages courants, au dessus du caisson de transfert. Le reste de l'endommagement de traction se localise aux nœuds d'intersection poteaux-poutres. L'évolution de cette variable au cours du temps indique que la très grande majorité de l'endommagement intervient au cours des 10 premières secondes du séisme.

### **ii. Endommagement du béton en compression (D2)**

Au-delà de la perte locale de portance, le risque majeur d'un endommagement du béton par compression est lié à son éclatement, dont la conséquence est d'induire la ruine par flambement des armatures métalliques. Toutefois ce type de risque n'est pas observé sur la structure de l'HDV, l'endommagement de compression n'atteignant au maximum et très localement qu'une valeur  $D2 = 0.25$  (Figure 2-33).



**Figure 2-32 : Séisme EC8 - Endommagement en traction de l'HDV - Analyse numérique.**



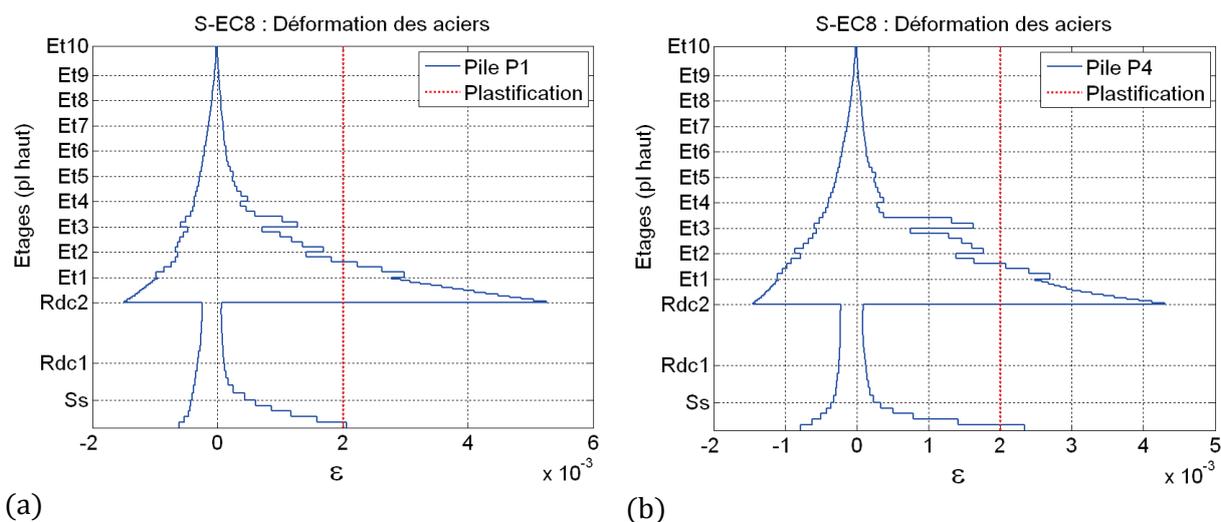
**Figure 2-33 : Séisme EC8 - Endommagement en compression de l'HDV - Analyse numérique.**

### **iii. Plastification des armatures métalliques**

La plastification non contrôlée des aciers d'armatures n'implique pas nécessairement la ruine de l'ouvrage, mais peut conduire à l'arrêt de l'exploitation de celui-ci ainsi qu'à une modification et à une incertitude importante quant à son comportement futur. Localement la réserve de sécurité est liée à la ductilité de l'acier : lorsque celle-ci est consommée, la rupture de l'acier est atteinte, prémices de la ruine de l'élément porteur concerné. Ainsi dans certaines situations telles qu'une réplique suivant la première

phase d'activité sismique, cela s'avère problématique et pèse sur les décisions relatives au futur de l'ouvrage (confortement, démolition...). Par ailleurs, le fonctionnement cyclique de l'acier dans le domaine plastique le rend beaucoup plus sensible aux phénomènes de fatigue, et donc à une ruine prématurée. D'autre part, la persistance de déformations intrinsèques à la plastification induit un état de fissuration non refermée dans le béton d'enrobage. Cet état préjudiciable à la pérennité des armatures vis-à-vis de la corrosion nécessite une intervention ultérieure de réparation et de protection. L'évolution des contraintes et déformations dans les armatures métalliques permet de visualiser précisément l'état de celui-ci.

L'HDV présente deux zones de plastification des aciers. La première se situe en base de la structure, en pied des piles rectangulaires (Figure 2-34). La plastification y reste relativement faible, mais se situe à un emplacement critique. La seconde zone présente une plastification bien supérieure, avec une valeur de déformation de  $5,2 \cdot 10^{-3}$  à la naissance des étages courant, en partie supérieure du caisson de transfert. L'ensemble du premier niveau de sous-sol et des deux premiers étages courants présente donc des désordres structurels importants.



**Figure 2-34 : Séisme EC8 - Analyse numérique. Courbe enveloppe de déformation des armatures d'acier (a) pile 1 et (b) Pile 4 (seuil de plastification = 0,2%).**

#### ***iv. Vérification de l'effort tranchant***

La valeur des efforts internes au sein des piles a permis de vérifier que la contrainte maximale due à l'effort tranchant ne présente pas de risque dans la structure. Le cisaillement maximal se situe en base des piles en "U" et atteint une valeur de  $1,36 \text{ MPa}$ , ce qui est inférieures aux limites réglementaires BAEL et EC2.

### **v. Qualification du niveau de dommage**

∴ A l'issue de l'analyse dynamique, l'HDV présente une fissuration importante du béton au niveau du sous-sol et sur les quatre premiers étages courants au dessus du caisson de transfert.

∴ Une plastification franche des armatures métalliques des piles est observée sur les deux premiers étages courants et dans une moindre proportion au niveau des piles de sous-sol. Toutefois la plastification maximale ( $\epsilon_{max} \approx 5,2 \cdot 10^{-3}$ ) reste bien inférieure à la limite de rupture en traction ( $\epsilon_{su} \approx 9 \cdot 10^{-2}$ ).

∴ Aucune rupture par compression du béton ni flambement d'armatures métalliques n'est observé (phénomène pris en compte dans la loi constitutive de l'acier, §1-3.6ii). Certains éléments structuraux connaissent donc une plastification de leurs armatures métalliques, mais la capacité portante de l'ouvrage n'est pas remise en cause.

L'EMS-98 et RISK-UE (LM1) offrent une définition structurale (fissuration, éclatement du béton,...) des niveaux de dommage (Tableau 1-8). L'évaluation de ces niveaux en fonction des indicateurs de dommage locaux (D1, D2,...) est basée sur la méthode proposée par Lang [Lang, 2002] (Tableau 1-8). Cette correspondance servira de référence vis-à-vis des autres méthodes.

Dans le cas des méthodes HAZUS et RISK-UE (LM2), la qualification de ces niveaux dépend de critères globaux (drift et déplacements en tête) (Tableau 1-7), cette échelle étant plus adaptée aux méthodes classiques d'analyses globales ou aux mesures réalisées in-situ.

∴ Pour l'HDV, la correspondance avec la classification EMS-98 permet de qualifier le niveau de dommage de Modéré (Niveau 2/5).

∴ Au regard de la méthode HAZUS le drift maximal de  $4,8 \cdot 10^{-3}$  obtenu au cours de l'analyse dynamique correspond à un niveau de dommage Modéré (Niveau 2/4), ce qui est en cohérence avec le niveau de dommage défini précédemment par la correspondance EMS-98.

∴ Dans le cadre des préconisations RISK-UE (LM2), les déplacements maximaux atteints en tête correspondent à un niveau de dommage Très Important (Niveau 4/5). Les dommages sont ici nettement surévalués par cet indicateur. Il est à noter que le calcul de cet indicateur nécessite la connaissance des déplacements à la limite élastique et à la ruine de l'ouvrage (au sens de RISK-UE), ce qui est facilement disponible par une analyse Pushover (Section 2-3.1.2).

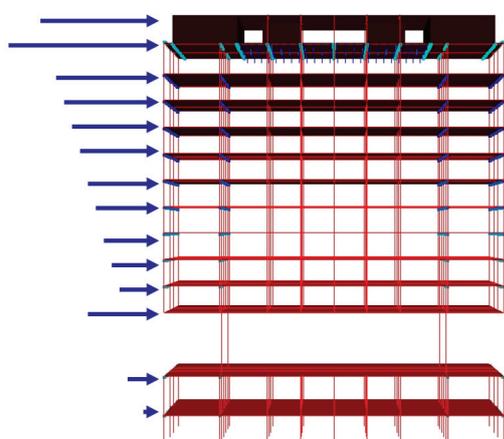
## 2-3 Positionnement des résultats par rapport aux méthodes classiques

Bien que l'accroissement des puissances de calcul rende l'analyse dynamique non linéaire des structures plus abordable, celle-ci est loin de s'être démocratisée au sein des bureaux d'études. L'utilisation d'outils classiques tels que le calcul non linéaire par poussée progressive (Pushover) et la détermination du point de performance (§1-3.7ii) restent des méthodes usuelles de l'évaluation d'une structure. Cette partie met en perspective les résultats obtenus au cours de l'analyse dynamique, vis-à-vis des méthodes traditionnelles d'ingénierie.

### 2-3.1 Analyse statique non linéaire par poussée progressive (Pushover)

#### 2-3.1.1 Stratégie de chargement

L'analyse Pushover consiste à étudier le comportement d'un ouvrage soumis à un chargement latéral unidirectionnel. L'évolution des déplacements en tête et celle de la réaction totale en pied sont alors utilisées pour qualifier le comportement de la structure. Le chargement latéral est ici défini selon l'EC8 en supposant que le premier mode de flexion est prédominant. L'effort est appliqué à chaque étage (efforts répartis sur la dalle) avec une valeur liée à la masse et à la hauteur de l'étage considéré. Le profil du chargement obtenu pour l'HDV est représenté en Figure 2-35. La masse élevée du caisson de transfert ainsi que la hauteur importante du hall principal induisent une valeur importante de chargement en base du premier niveau d'étage courant. L'évolution du chargement est portée jusqu'à la ruine de l'ouvrage, caractérisée ici par la rupture d'armatures métalliques. L'application de la sollicitation sur le modèle 3D permet de déceler d'éventuels phénomènes de torsion.



$$F_i = F_b \times \frac{(Z_i m_i)}{\sum (m_j Z_j)} \quad \text{Eq 2-1}$$

$F_i$  : Force par étage

$Z$  : Niveau des étages (à partir du sol)

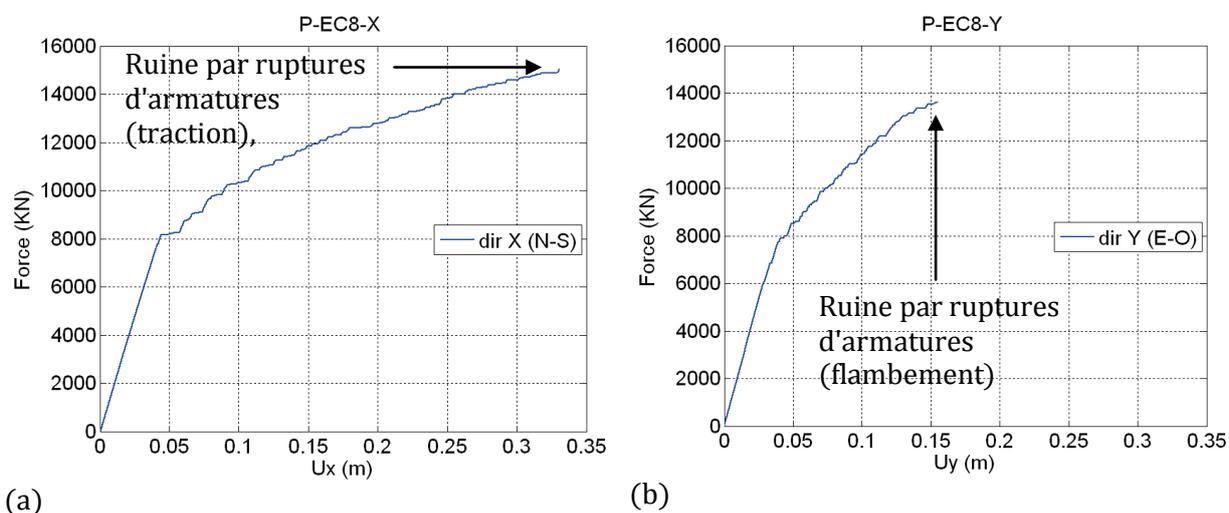
$m$  : Masse d'un étage

$F_b$  : Effort total à la base

**Figure 2-35 : Pushover EC8 - Répartition du chargement sur la hauteur de la structure - Direction X.**

### 2-3.1.2 Comportement statique non linéaire de la structure

Le comportement global de la structure présente deux phases distinctes dans chacune de ses directions (Figure 2-36). La première phase est relative au fonctionnement élastique de l'ouvrage, et la seconde à un écrouissage global. Le comportement fragile observé à partir de ces courbes provient essentiellement du fait que le test est piloté en effort<sup>13</sup> et non en déplacement. Dans sa partie plastique, la direction longitudinale N-S (X) présente une ductilité deux fois plus importante que dans la direction transversale E-O (Y). Toutefois, l'intensité de l'effort de ruine est proche pour ces deux directions. La dissymétrie des piles dans les directions X et Y relative à leur forme en "U" explique ce phénomène. Le point ultime des courbes Pushover correspond à une ruine locale du bâtiment, engendrée par la rupture d'un nombre conséquent d'armatures, soit en traction (Direction X), soit en compression par flambement (Direction Y).

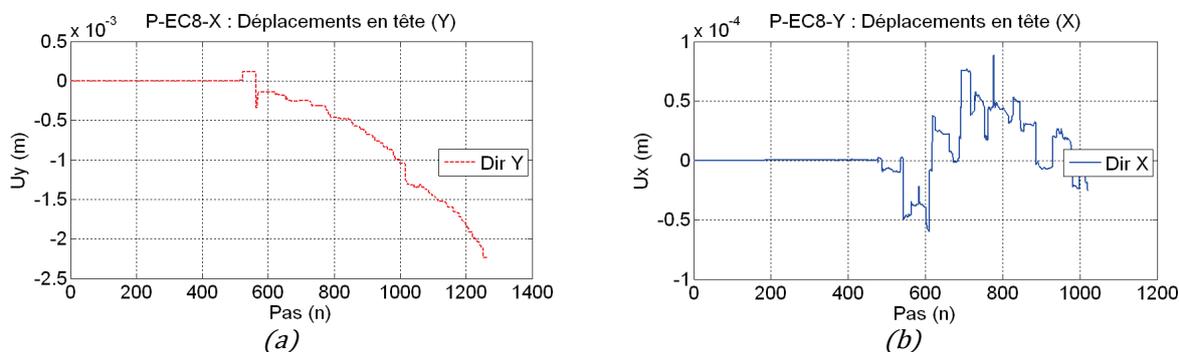


**Figure 2-36 : Pushover - Effort en base Vs déplacement en tête - (a) directions X (N-S) et (b) Y (E-O).**

Traditionnellement le Pushover est traité en problème plan (2D), les effets de la torsion éventuelle d'un ouvrage (présentant notamment une dissymétrie) ne pouvant être mis en évidence simplement. Certains auteurs proposent l'utilisation d'un coefficient de prise en compte de la torsion dans l'analyse Pushover (§1-3.4iii), mais ceci reste une simplification sur une analyse déjà simplifiée. Disposant ici d'une discrétisation spatiale (3D), son comportement hors plan issue d'une sollicitation unidirectionnelle nous renseigne sur la réalité du calcul plan. Un très léger comportement global de torsion est observé lors du chargement dans la direction X. Ceci provient de l'excentrement du centre de masse dû à la dissymétrie des piles en "U" vis-à-vis de l'axe N-S de la structure ; la déviance du bâtiment selon la direction Y pour le chargement X restant inférieure à 2.5mm au moment de la ruine (Figure 2-37a). Pour le chargement Y, les

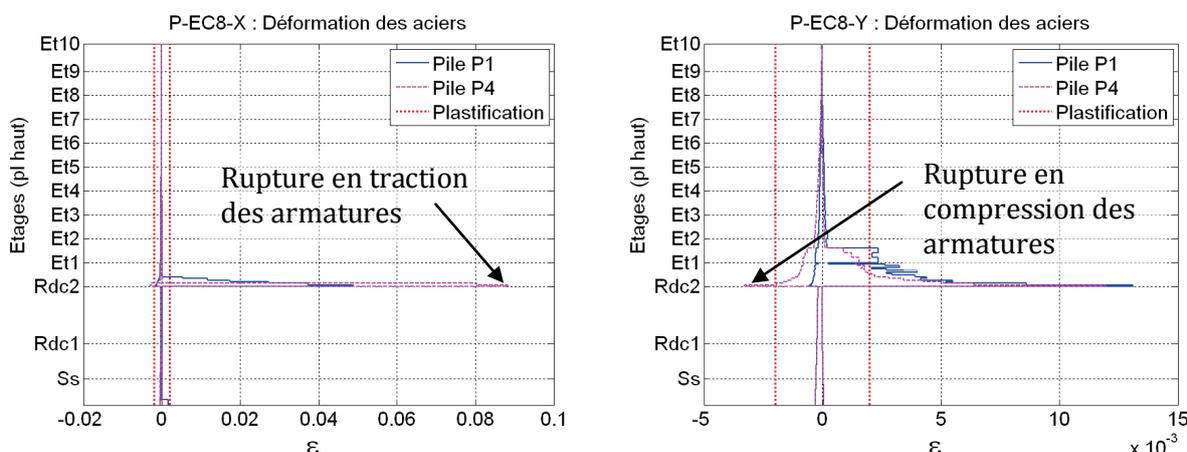
<sup>13</sup> La définition réglementaire des analyses Pushover est formulée en effort.

déplacements orthogonaux selon X sont négligeables (inférieurs à 0.1mm) (Figure 2-37b). L'impact des phénomènes de torsion est donc limité comme l'a montré l'analyse dynamique (§2-2.4.2).

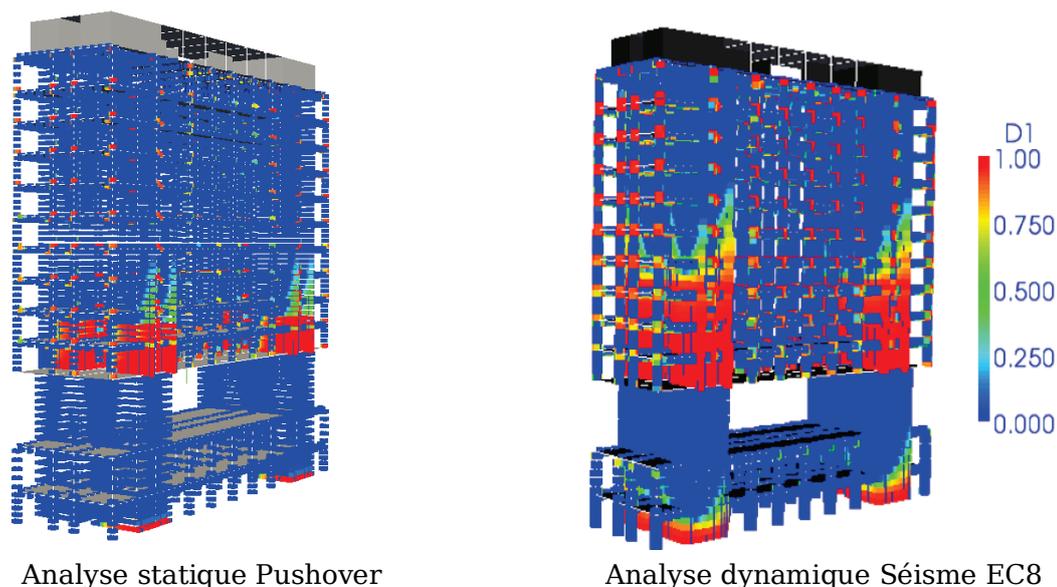


**Figure 2-37 : Pushover - Évolution des déplacements orthogonaux au chargement - Pushover X (a) et Pushover Y (a).**

Pour les deux directions de chargement la ruine se produit dans les piles. Sous le chargement X (N-S) la rupture des armatures métalliques est atteinte en traction (Figure 2-38a) pour un allongement de 9%, avec une localisation très importante de l'endommagement à la naissance des étages courants. Dans le cas du chargement Y, la défaillance des armatures intervient par flambement, avec une déformation de compression dans le béton supérieure à  $3.5 \cdot 10^{-3}$  provoquant ainsi son éclatement (Figure 2-38b). Dans cette direction la localisation des déformations y est moindre et intervient plus tardivement. La différence concernant la localisation des déformations dans chacune des directions de chargement provient de l'évolution de la rigidité globale. Dans la partie élastique, les rigidités sont identiques (ce qui est cohérent avec les similitudes des fréquences propres selon X et Y). A l'amorce des phénomènes de plastification, le nombre et la répartition des armatures concernées étant différents dans les deux directions, l'évolution des rigidités en est différente.



**Figure 2-38 : HDV - Pushover - Déformation dans les armatures métalliques - Courbe enveloppe -Directions de chargement X et Y.**



**Figure 2-39 : Séisme EC8 direction Y- Endommagement en traction de l'HDV - Analyse numérique.**

Au-delà du fonctionnement de l'ouvrage dans ses directions principales et de ses modes de ruine, l'intérêt du Pushover réside dans la détermination du point de performance qui permet de quantifier la plage de fonctionnement attendue pour une intensité sismique donnée. Ceci va être détaillé dans le paragraphe suivant.

### 2-3.1.3 Qualification des niveaux de dommage

La recherche du point de performance de la structure vise à prédire à partir de l'analyse statique non linéaire les conditions de fonctionnement (efforts en pied et déplacements en tête) que subira la structure au cours d'une sollicitation dynamique. Par ailleurs le point de performance est utilisé pour situer l'état de dommage de l'ouvrage pour cette même situation dynamique.

La procédure utilisée suit les préconisations de la méthode RISK-UE (LM2) basée sur une approche en ductilité [RISK-UE, 2003]. Les étapes de cette procédure sont présentées en (§1-3.4).

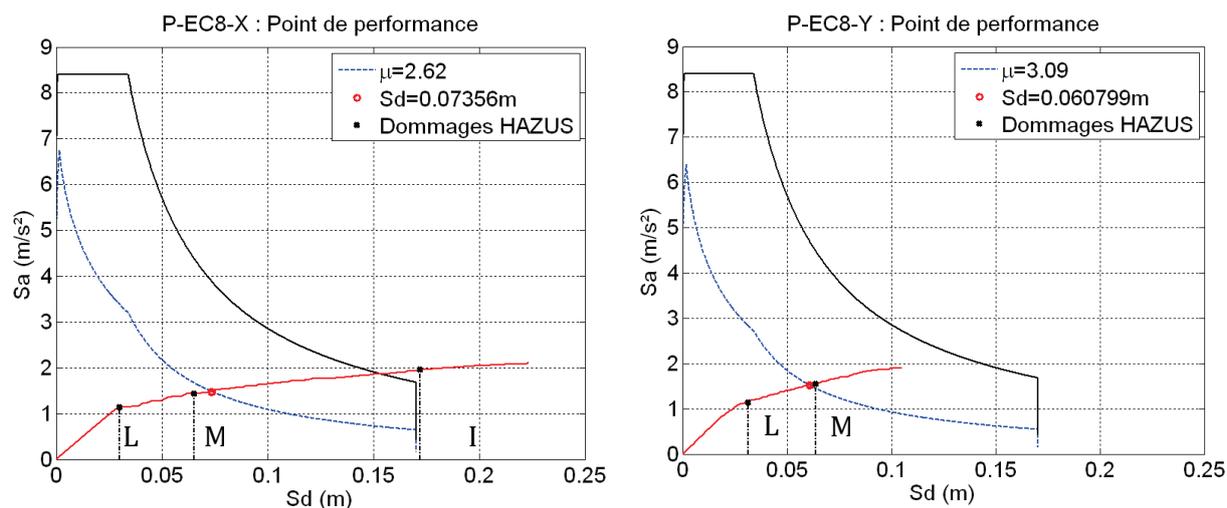
#### *i. Méthode HAZUS*

Dans le cas de l'HDV, la définition des niveaux HAZUS basée sur le drift (Tableau 1-7) ne permet pas de caractériser l'ensemble du comportement du bâtiment. Dans chacune des directions la limite de capacité est atteinte pour des valeurs de drifts théoriquement inférieures au niveau de ruine.

Selon la classification HAZUS, le degré de dommage à la fin du Pushover est Important (niveau 3/5) dans la direction X et Modéré (niveau 2/5) dans la direction Y.

Selon ces mêmes préconisations les dommages correspondant au fonctionnement cible sont Modéré dans la direction X, et à la limite du niveau Modéré dans la direction Y.

Le déplacement cible (analyse Pushover) et le déplacement maximal observé (analyse dynamique) (§2-2.4.2) se situent dans les mêmes niveaux de dommage.



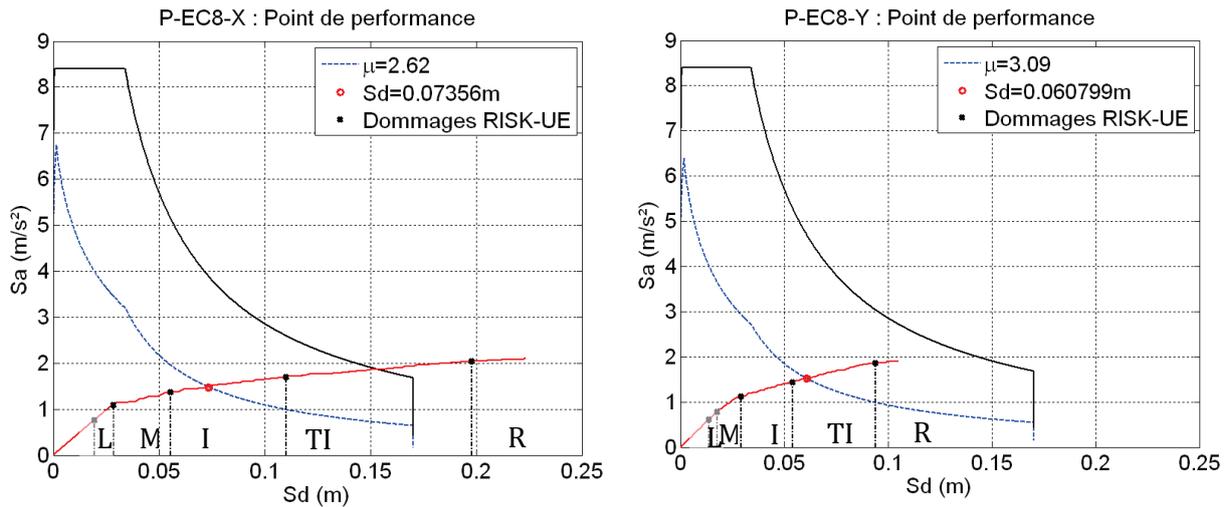
**Figure 2-40 : Point de performance et classification des niveaux de dommage selon la méthode HAZUS basée sur la valeur du drift.**

### ***ii. Méthode RISK-UE (LM2)***

Dans le cas des méthodes RISK-UE (LM2) les niveaux de dommage sont conditionnés par la valeur du déplacement en tête en fonction du déplacement ultime (Tableau 1-7). Ainsi l'ensemble du comportement peut-être caractérisé par les différents niveaux de dommage.

Selon cette approche, le niveau de dommage correspondant au déplacement cible est Important (niveau 2/4) dans la direction X et Très Important (niveau 3/4) dans la direction Y.

Les résultats de la méthode RISK-UE (LM2) sont en contradiction avec les résultats de la méthode HAZUS, puisque dans le premier cas le niveau de dommage maximal est observé dans la direction Y alors que dans le deuxième cas il est observé dans la direction X. Ces deux types d'indicateur présentent donc une fiabilité relativement faible. La comparaison avec un indicateur 'structurel' tel que la définition EMS-98 et RISK-UE (LM1) est donc nécessaire pour en évaluer la pertinence.

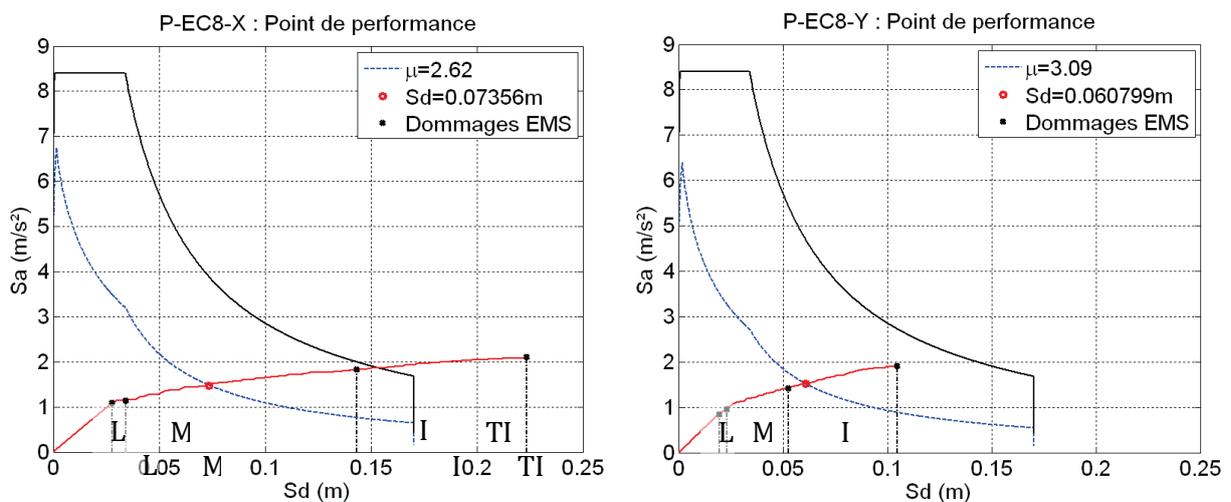


**Figure 2-41 : Point de performance et classification des niveaux de dommage selon la méthode HAZUS basée sur la valeur du drift.**

**i. Méthode EMS**

La méthode EMS permet une définition du niveau de dommage basée sur des observations structurales dont la définition peut-être associée aux indicateurs de dommage de l'analyse numérique (endommagement du béton, plastification des armatures...) (Tableau 1-8). L'interprétation de la méthode EMS-98 correspondant au déplacement cible équivaut à un dommage structural modéré (niveau 3/5) dans la direction X et important (niveau 4/5) dans la direction Y.

Une bonne cohérence des méthodes RISK-UE(LM2) et EMS-98 est observée. Chacune d'elle présente la structure comme fonctionnant à mi-chemin de l'avant-dernière classe de dommage dans la direction X et au début de la dernière classe dans la direction Y.



**Figure 2-42 : Point de performance et classification des niveaux de dommage selon la Correspondance EM-98.**

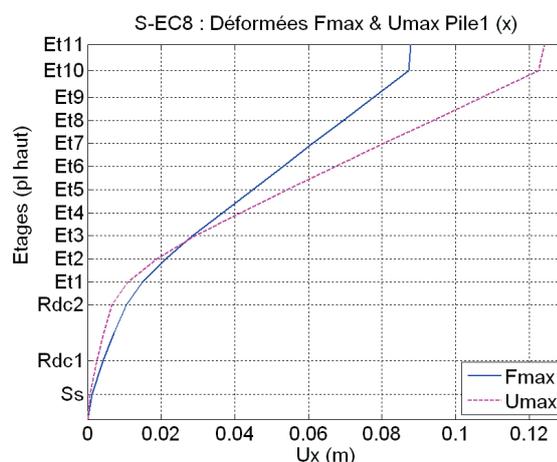
### 2-3.1.4 Exploitation et positionnement vis-à-vis de l'analyse dynamique

Au regard de la classification EMS-98, le niveau de dommage issu de l'analyse "dynamique" est qualifiable de Modéré (Niveau 2/5). Du point de vue de l'analyse statique, le point de performance indique que la structure se trouve dans un état de dommage Très Important au sens de Risk-UE et Modéré au sens de la classification EMS-98. Toutefois le positionnement du point de performance est proche de la limite entre les niveaux 2 et 3.

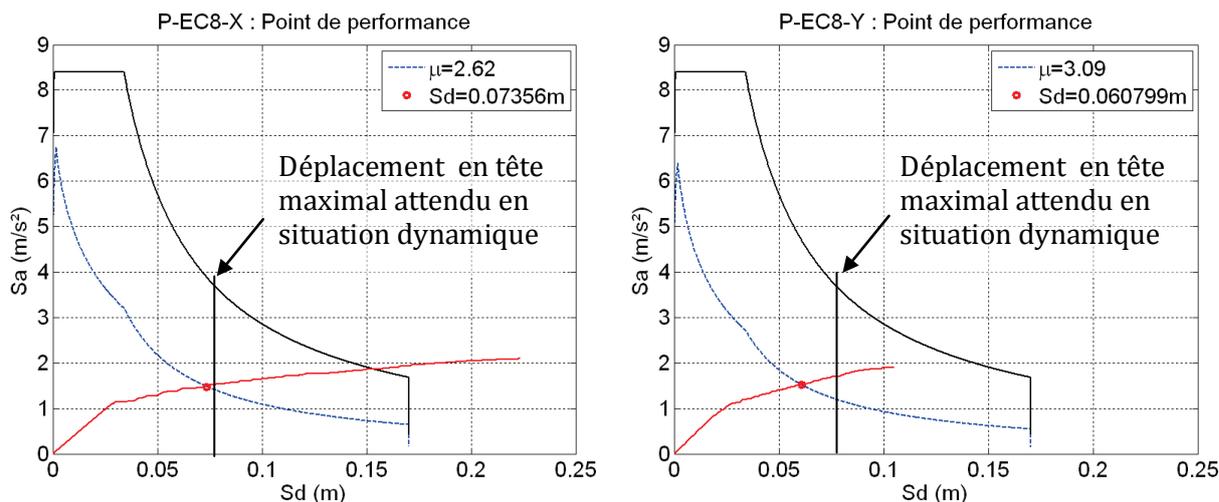
Le déplacement spectral correspondant au point de performance permet de définir le déplacement maximal attendu en tête de l'ouvrage par le biais du facteur d'équivalence SDOF - MDOF ( $\Gamma$ ) (§1-3.4ii). Les déplacements en tête dans les cas statique et dynamique sont cohérents dans la direction X (avec une différence inférieure à 10%) mais pas dans la direction Y (Figure 2-44). Contrairement à l'analyse dynamique, l'absence de cycles fait que la localisation des dommages est souvent plus prononcée lors de l'analyse Pushover. Une différence importante (du simple au double) est observée entre les efforts en base issus des deux analyses. La participation des modes supérieurs au cours de l'analyse dynamique pourrait expliquer cette différence.

En effet, nous avons vu que le deuxième et troisième mode de flexion sont activés. Bien que leur amplitude soit faible, l'influence sur l'effort tranchant en pied de la structure peut s'avérer important au regard de la répartition des masses en jeu. Le caisson de précontrainte est notamment localisé au niveau du point de déplacement maximal du deuxième mode de flexion.

Un faible déplacement peut donc conduire à des efforts importants. La Figure 2-43 met en évidence ce phénomène en présentant la comparaison des déformées, d'une part pour la valeur de déplacement en tête maximum et d'autre part pour l'effort maximal à la base. La concomitance des modes 1 et 2 réduit le déplacement en tête tout en augmentant l'effort à la base.



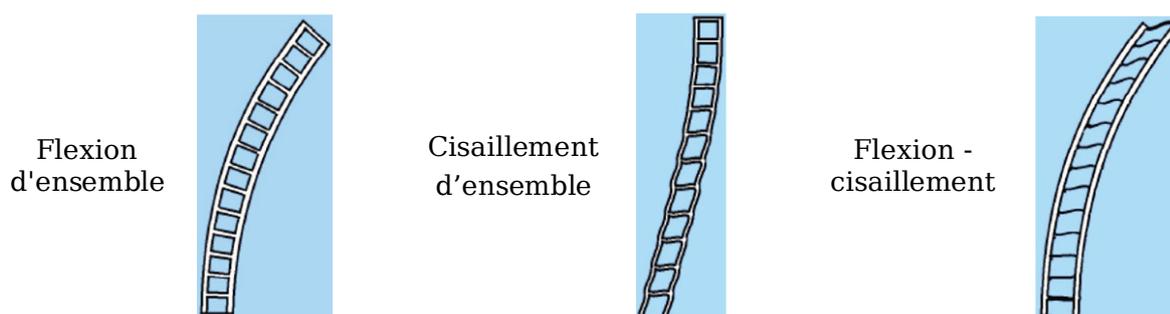
**Figure 2-43 : Séisme EC8 : Comparaison des déformées pour les valeurs maximales de déplacements en tête et d'effort à la base.**



**Figure 2-44 : HDV - Point de performance et déplacement maximal dynamique.**

**2-3.1.5 Remarque sur l'utilisation du Drift comme indicateur de dommage.**

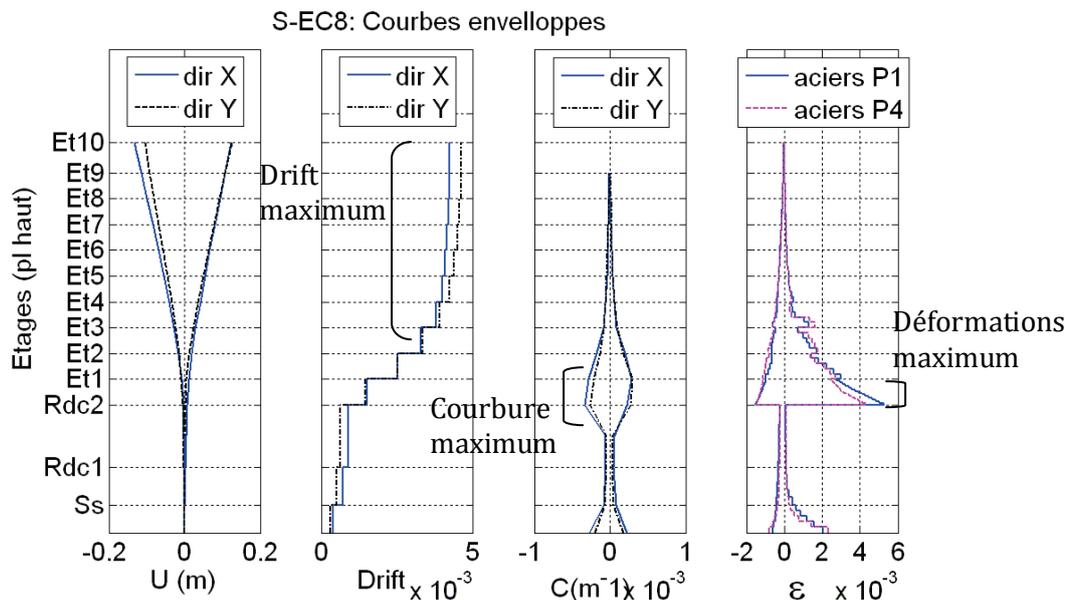
Le drift est régulièrement employé comme indicateur de dommage, notamment dans la méthode HAZUS (§1-3.7ii). Paradoxalement, selon que la structure fonctionne plutôt en flexion d'ensemble (Figure 2-45), en cisaillement, ou en flexion-cisaillement, un même niveau de drift peut être atteint pour des niveaux réels de dommages bien différents. Ainsi les conséquences d'un certain niveau de drift sont étroitement liées au fonctionnement global de l'ouvrage. Dans une structure 'souple' fonctionnant en flexion d'ensemble, un drift important peut être atteint, tout en conservant une courbure faible. Or la courbure pilote les déformations et in-fine l'endommagement en traction ou compression.



**Figure 2-45 : Comparaison entre différents modes de fonctionnement d'une structure. (Boutin et al, ENTPE).**

La variation de drift (qui revient à la courbure moyennée par étage) semble être un indicateur complémentaire en termes de diagnostic des zones critiques. La Figure 2-46, dans laquelle la courbure est calculée comme la dérivée du drift, montre que les zones de déformation maximale des armatures et de drift maximal sont distinctes.

En revanche la zone de courbure maximale correspond bien à la zone de sollicitation maximale dans la structure.



**Figure 2-46 : S-EC8 : Déformée, Drift, Courbure (C) et Déformation des armatures.**

### 2-3.1.6 Discussion sur la stratégie de chargement

Le choix du chargement adopté pour l'analyse Pushover est fortement conditionné par la structure étudiée. Dans le cas de l'HDV de Grenoble, la participation modale de la masse est limitée à 55% pour le premier mode de flexion. Il conviendrait alors de tenir compte des trois premiers modes de flexion pour atteindre 90% de masse participante<sup>14</sup>. Cette constatation, liée au fait que la structure est irrégulière en plan et en élévation, conduit à penser que l'influence des modes supérieurs dans le comportement dynamique de cette structure est à considérer. Un Pushover multimodal adaptatif est donc à préconiser (§1-3.4). Ce qui n'a pas été fait pour des contraintes logiciel.

Remarques : l'analyse multimodale non-adaptative n'apportant qu'un faible intérêt comparativement aux études classiques [Mwarfy et Elnashai, 2000], tout en induisant un surcoût de calcul important, le modèle de Pushover retenu est celui d'une analyse monomodale classique.

Dans le cadre d'une application codifiée (EC8, FEMA...), deux répartitions de chargement doivent être testées. La répartition triangulaire est systématiquement concernée et associée à une seconde répartition (uniforme, multimodale...).

<sup>14</sup> Condition requise selon les principaux codes de calcul et notamment l'EC8.

## 2-4 Conclusion et synthèse sur l'analyse de vulnérabilité

Le comportement vibratoire de la structure (§2-2.4.2) a mis en évidence la présence de deux zones sensibles, en pied, et à la naissance des étages courants. L'ensemble des dégradations reste modéré, puisque la plastification des armatures de certaines zones apparaît mais reste contenue. Une participation du deuxième et troisième mode de flexion est mise en évidence notamment après l'endommagement des piles en "U" en base des étages courants. Bien que d'une amplitude limitée, son impact en terme d'effort peut être important, ce que met en avant la nécessité d'effectuer des Pushover Adaptatif et des calculs non linéaires dynamique. La comparaison entre le Pushover (basé sur le premier mode de flexion) et l'analyse dynamique montre des déformées maximales proches et des efforts en pied considérablement différents.

L'utilisation des mêmes indicateurs de dommage que lors de l'analyse dynamique permet d'en comparer la pertinence. L'analyse sur le modèle multifibres permet d'exploiter les niveaux de dommage EMS-98 dont la description permet le lien avec les variables locales d'endommagement [Lang, 2002]. Les indicateurs des méthodes HAZUS et RISK-UE(LM2) montrent une certaine disparité dans l'interprétation des résultats. Dans le cas de l'analyse dynamique le modèle HAZUS montre une bonne cohérence avec l'évaluation EMS-98 alors que l'approche RISK-UE (LM2) surévalue le dommage. En revanche, dans l'analyse statique la méthode RISK-UE montre une bonne cohérence avec la classification EMS-98.

L'évaluation du dommage par le drift (HAZUS) montre sa limite en ne permettant pas forcément une description complète du fonctionnement de la structure, puisque la ruine peut ainsi intervenir alors que le niveau de dommage est qualifié de Modéré. L'évaluation du dommage par les déplacements en tête (RISK-UE) nécessite la réalisation d'une analyse Pushover.

L'approche semi-globale multifibres permet d'exploiter pleinement les définitions de niveaux de dommage basés sur des critères structurels, ce qui est un avantage considérable au regard des évaluations classiques basées sur le drift ou le déplacement en tête. De plus, cette classification ne nécessite pas une analyse portant la structure à la ruine telle que le Pushover. Une analyse dynamique permet de quantifier directement le niveau de dommage structurel. Ce point est d'autant plus important que le temps de calcul nécessaire à une analyse Pushover s'avère ici plus élevé que pour une analyse dynamique.



# Réduction de la vulnérabilité par collage de TFC : Méthodes de modélisation par éléments finis poutres multifibres

---

### 3-1 Introduction

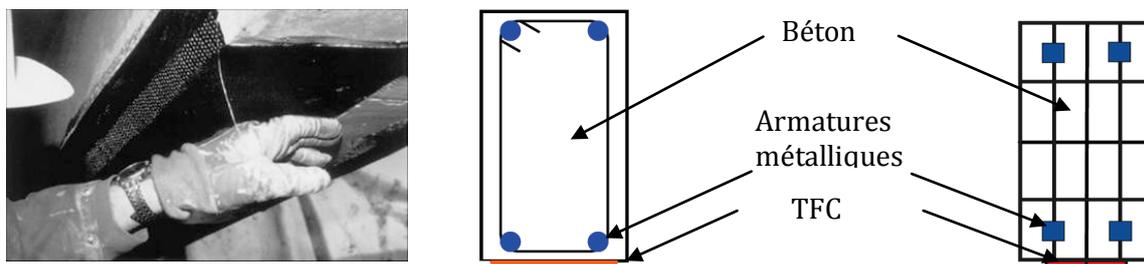
L'objet de ce chapitre est de proposer une méthode permettant la prise en compte du renforcement d'une structure en béton armé par Tissus de Fibre de Carbone (TFC) dans le cadre d'une analyse par éléments finis poutres multifibres. Une première partie aborde le renforcement d'éléments sollicités en flexion, dont le principe consiste en un collage de TFC dans les zones tendues (§3-2). Une seconde partie concerne le confinement des poteaux par TFC et propose un modèle de béton confiné adapté aux sollicitations cycliques (§3-3). Chacune des méthodes de prise en compte du renforcement est validée par des essais expérimentaux, puis est utilisée sur un cas d'étude réel (Chapitre 4).

### 3-2 Prise en compte du renforcement en flexion par TFC dans la modélisation par éléments finis poutres multifibres

#### 3-2.1 Principe de modélisation

Dans le cas d'un renforcement vis-à-vis de la flexion, le TFC est orienté axialement (parallèlement à l'axe de l'élément). La présence du TFC sur une ou plusieurs faces d'un élément joue un rôle analogue à celui d'armatures longitudinales supplémentaires (§1-7). La stratégie de modélisation retenue consiste à représenter le renforcement par des fibres supplémentaires au sein de la section de l'élément poutre multifibres. La section de l'élément est alors composée de fibres de béton, d'acier et de TFC (Figure 3-1) et peut concerner différents type d'éléments (poutre, poteau, voile, dalle...). La modélisation de ce type de renforcement a été utilisée dans de précédentes études, par exemple en 2D par modélisation multicouches [Dufour, 1998] et 3D [LESSLOSS, 2006]. Il ne s'agit donc pas ici de développer une nouvelle théorie, mais de valider son applicabilité à une modélisation poutres multifibres afin d'en permettre l'utilisation

comme outil d'analyse. Les résultats d'essais expérimentaux sur poutres renforcées et non renforcées seront comparés aux résultats numériques.

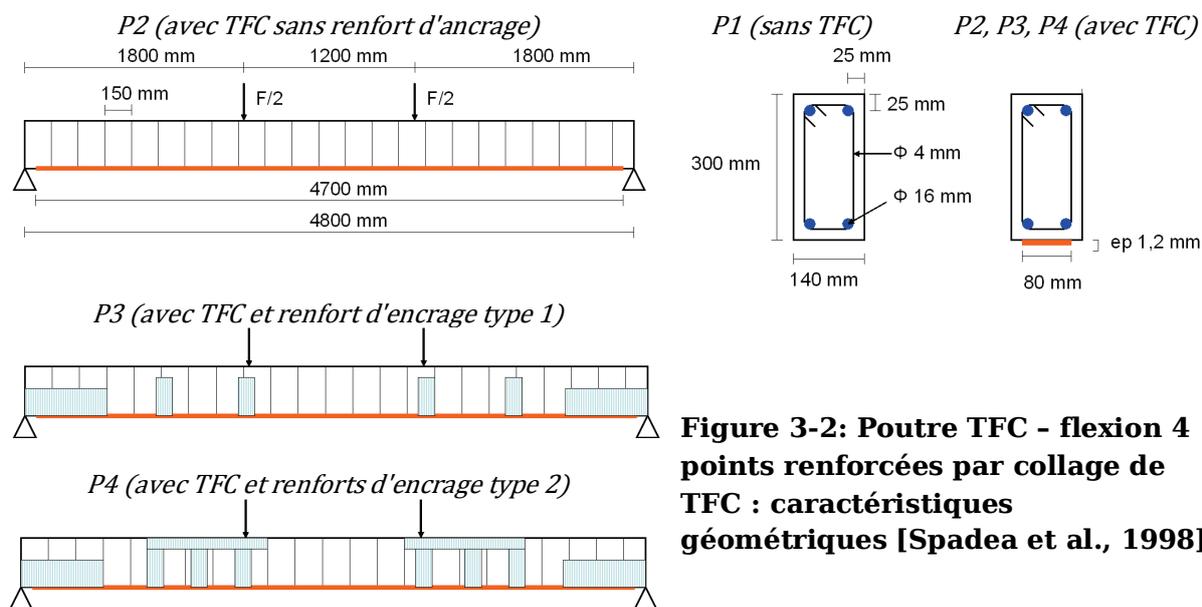


**Figure 3-1 : Poutre renforcée par TFC - vue en sous-face, schéma et représentation multifibres.**

### 3-2.2 Modélisation d'un essai flexion 4 points sur une poutre renforcée par collage de TFC

#### 3-2.2.1 Montage expérimental

Les résultats expérimentaux utilisés ici sont issus d'une série d'essais menés par Spadea [Spadea et al., 1998], repris dans le projet LESSLOSS [LESSLOSS, 2006] et réalisés sur des poutres soumises à une sollicitation de flexion 4 points (Figure 3-2). Au cours du chargement, l'évolution de la relation effort-flèche est étudiée pour une poutre non renforcée et pour trois configurations de poutres renforcées. Toutes les poutres ont une section de 140×300 mm, une portée de 5m et sont armées par 4 barres longitudinales de diamètre  $\phi 16\text{mm}$  et par des cadres transversaux  $\phi 4\text{mm}$  espacés de 150mm. Dans le cas des poutres renforcées, le composite est collé en sous-face sur une largeur de 80mm et une longueur de 4,7m.



**Figure 3-2: Poutre TFC - flexion 4 points renforcées par collage de TFC : caractéristiques géométriques [Spadea et al., 1998].**

Trois conditions d'accroche du TFC sont comparées afin de caractériser le mode de ruine (délaminage, rupture franche du TFC...). La première est un collage simple du TFC, et les deux autres conservent le même renfort, avec un ajout de maintiens transversaux, dont les fibres du TFC sont orientées orthogonalement à l'axe de la poutre. Les bandes de maintien sont transversales, passent en sous-face de la poutre et se plaquent sur les faces latérales.

### 3-2.2.2 Caractéristiques matériaux

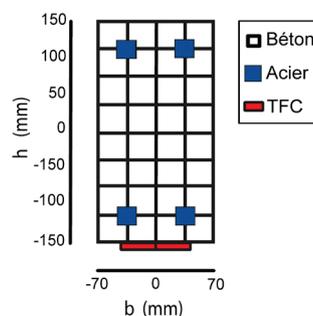
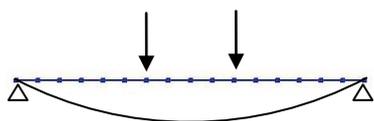
Le béton utilisé possède une résistance moyenne en compression de  $30\text{MPa}$ . Ne disposant pas du module réel du béton, une valeur moyenne de  $30\text{GPa}$  a été retenue. La limite élastique des armatures est de  $435\text{MPa}$  avec un module estimé de  $210\text{GPa}$  [LESSLOSS, 2006]. Le TFC présente un module de  $152\text{GPa}$  et atteint sa rupture sur coupon à  $2300\text{MPa}$  pour une déformation de 1.51% d'allongement (Caractéristiques moyennes 'manufacturier').

**Tableau 3-1 : Poutre TFC - Flexion 4 points - Caractéristiques des matériaux.**

Matériau	E (GPa)	Limite élastique (MPa)	Rupture (MPa)	Allongement à rupture (%)
Béton	30	-	30	-
Acier	210	435	-	11
TFC	152	2300	2300	1.51

### 3-2.2.3 Modélisation numérique

La poutre est représentée par 16 éléments poutres multifibres de 0.3m chacun (Figure 3-3), soit une longueur totale de 4.8m qui correspond à la longueur entre appuis du montage expérimental. La section de béton est composée de 32 fibres (8 dans la hauteur x 4 dans la largeur) et les barres longitudinales d'acier représentées par 4 fibres. Dans le cas d'une poutre renforcée par TFC, celui-ci est pris en compte par 2 fibres ayant chacune une aire de  $48\text{mm}^2$  (Figure 3-4).



**Figure 3-3: Poutre TFC - Poutre renforcée par TFC - Discrétisation en éléments poutres multifibres.**

**Figure 3-4: Poutre TFC - Section des éléments multifibres.**

L'effet des bandes de maintien transversales est introduit par un coefficient d'efficacité du TFC ( $C_t$ ) défini comme le rapport de l'allongement à rupture au cours de l'essai sur l'allongement à rupture au cours d'un essai de traction pur sur coupon.

**Tableau 3-2 : Flexion 4 points - Coefficient d'efficacité du TFC [Spadea et al., 1998].**

	Poutre P1	Poutre P2	Poutre P3	Poutre P4
Coefficient d'efficacité ( $C_t$ )	-	50%	73%	86%

Le modèle appliqué au béton est celui de La Borderie [La Borderie, 1991]. La valeur des paramètres utilisés dans ce modèle prennent en compte l'effet de confinement du béton par les cadres d'armatures transversales. Le modèle appliqué à l'acier est celui de Menegotto-Pinto [Menegotto et Pinto, 1973] avec écrouissage. Le comportement appliqué au TFC dans le cas du renforcement est élastique linéaire fragile avec les caractéristiques 'fournisseur'. Les modèles utilisés permettent un fonctionnement monotone et cyclique.

La charge est appliquée par un déplacement imposé au niveau de chaque vérin par pas de 0,5mm. Les essais numériques sont réalisés avec un chargement monotone (identique au cas expérimental). Une présentation du fonctionnement numérique en condition cyclique est également effectuée.

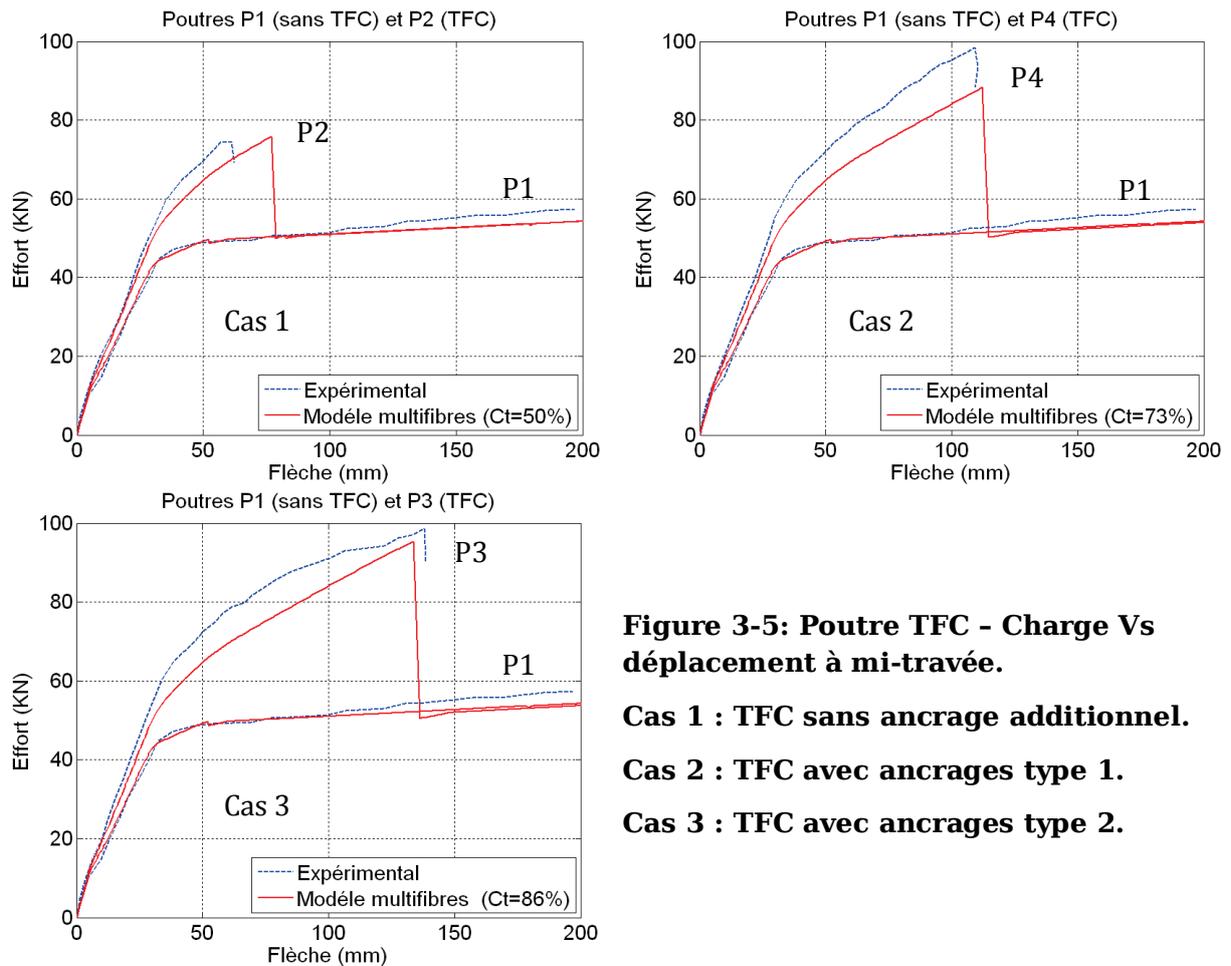
#### 3-2.2.4 Analyse numérique

Le modèle multifibres présenté permet de prédire le comportement de la poutre sollicitée en flexion, avec et sans renforcement par TFC (Figure 3-5). Plus spécifiquement :

∴ La légère augmentation de raideur dans la première partie du chargement ( $F < 35\text{KN}$ ) entre le cas renforcé et non renforcé est proche du cas expérimental.

∴ La forte augmentation de résistance due au TFC dans la deuxième partie ( $F > 35\text{KN}$ ) est nettement visible, toutefois un écart d'environ 10% sur la valeur de l'effort appliqué est présent. L'origine de cet écart est probablement due à une différence entre les valeurs des caractéristiques moyennes du TFC (provenant du manufacturier) et l'échantillon utilisé.

Le modèle donne de bonnes tendances pour toutes les courbes et du fait de l'introduction du coefficient d'efficacité, conduit à une bonne précision de la rupture numérique du TFC en fonction des différents cas d'ancrage.



**Figure 3-5: Poutre TFC - Charge Vs déplacement à mi-travée.**

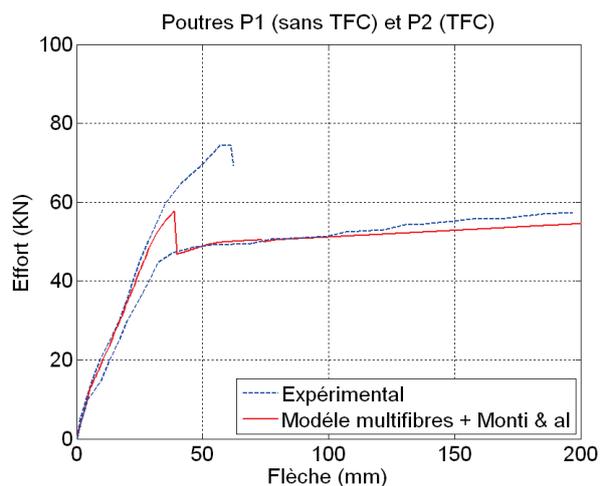
**Cas 1 : TFC sans ancrage additionnel.**

**Cas 2 : TFC avec ancrages type 1.**

**Cas 3 : TFC avec ancrages type 2.**

***i. Remarque sur le critère de rupture du TFC***

La modélisation de ce type de renforcement ne présente pas de difficultés significatives et peut donc être intégrée simplement dans un code éléments finis sans alourdir excessivement le processus de calcul. Il est à noter que la précision sur la prédiction de la ruine serait impossible sans l'utilisation d'un coefficient d'efficacité du TFC, pour lequel plusieurs travaux de recherche sont actuellement en cours [Barbato, 2009] [Balamuralikrishnan et Jeyasehar, 2009]. Une modélisation avec le coefficient d'efficacité issu du modèle



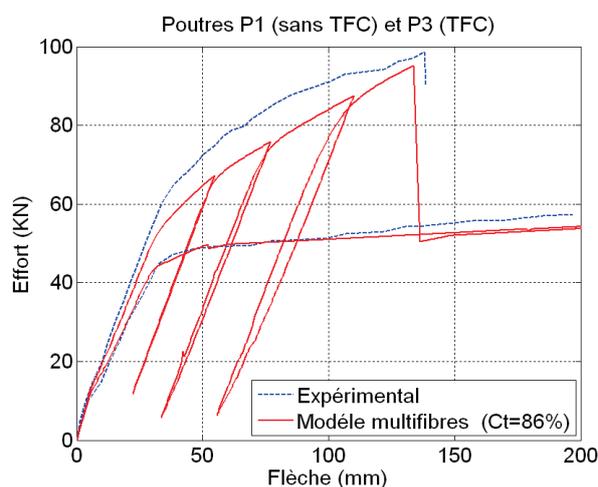
**Figure 3-6: Poutre TFC - Charge Vs déplacement à mi-travée.**

**Définition de la ruine par délaminage selon le critère de Monti & al [Monti et al., 2003].**

de [Monti et al., 2003] à été réalisée à titre d'exemple (Figure 3-6). Bien que trop conservatif, le critère permet de fixer une limite au fonctionnement du TFC, en prédisant l'arrachement du béton ou le risque de délaminage.

## ii. Remarque sur le fonctionnement cyclique

L'utilisation de ce type de modélisation dans le cadre d'une analyse sismique de structures nécessite des modèles matériaux cycliques. Cependant le manque de données expérimentales exploitables pour le TFC ne permet pas de comparer les fonctionnements cycliques numérique et expérimental. L'hypothèse retenue consiste à estimer que la courbe enveloppe de fonctionnement cyclique correspond à la courbe de chargement monotone [Balamuralikrishnan et Jeyasehar, 2009].



**Figure 3-7: Poutre TFC - Charge Vs déplacement à mi-travée. Fonctionnement sous chargement cyclique.**

Cette stratégie de modélisation de renforcement par TFC des éléments à la flexion sera utilisée dans l'application à un cas d'étude réel (Hôtel de Ville de Grenoble) dans le Chapitre 4-2.

### **3-3 Prise en compte du confinement de poteaux par TFC dans la modélisation par éléments finis poutres multifibres**

Cette section traite de la prise en compte du confinement armé par collage de TFC de poteaux en béton dans la modélisation des structures par éléments finis poutres multifibres. Ce type de modélisation présente une alternative intéressante aux modélisations par éléments finis tridimensionnels en limitant le nombre de degrés de liberté. Toutefois, la spécificité liée à l'utilisation de modèles matériaux uniaxiaux pour la cinématique Bernoulli s'avère particulièrement contraignante dans la modélisation d'un effet tridimensionnel tel que le confinement. Il s'agit ici d'établir un modèle uniaxial de béton adapté au cas des chargements monotones et cycliques, permettant de prendre en compte l'effet du confinement interne (cadres d'armatures métalliques) et externe (TFC) (§3-3.2). La construction de ce modèle s'inspire de deux modèles bien connus, le premier basé sur la mécanique de l'endommagement [La Borderie, 1991] (§1-3.6i) et le second basé sur une série d'études expérimentales [Eid et Paultre, 2008] (§1-6.1.2). L'expression initiale de l'évolution de l'endommagement pour le béton non confiné donnée par La Borderie est modifiée pour prendre en compte l'effet des cadres et du TFC (§3-3.2.1). Cette nouvelle évolution est définie à partir de l'écriture monotone du comportement en compression du béton confiné donné par Eid & Paultre. Le modèle proposé est implémenté dans 'FEDEASLab' comme 'toolbox' Matlab développé à l'université de Berkeley [Filippou et Constandines, 2004]. Une validation expérimentale de ce modèle est menée en étudiant le cas de poteaux soumis à un chargement cyclique de flexion composée (Université de Sherbrooke) (§3-3.2.2). Enfin le modèle présenté est utilisé pour une étude de cas concernant une pile de pont confortée par TFC (Chapitre 4-1).

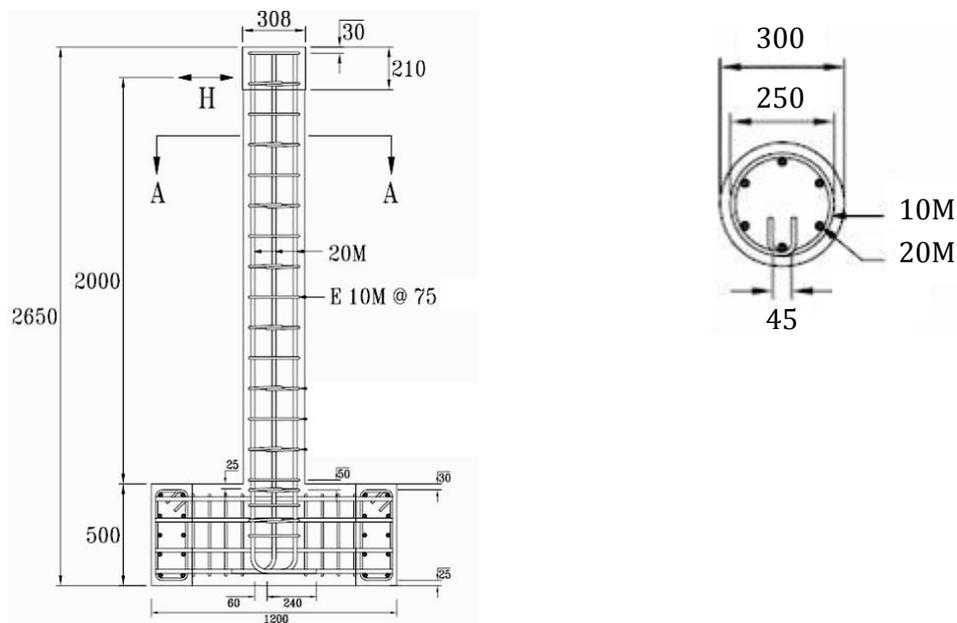
#### **3-3.1 Étude expérimentale de poteaux confinés en flexion-compression**

Une étude expérimentale a été menée à l'Université de Sherbrooke lors de mon séjour en 2009. Cette partie présente les résultats d'essais cycliques de flexion-compression sur poteaux confinés par TFC menés à l'Université de Sherbrooke (Trudeau, 2009). L'étude concerne le comportement de poteaux circulaires en béton armé sous chargement axial constant et soumis à des déplacements cycliques alternés en tête.

##### **3-3.1.1 Géométrie des poteaux**

L'étude concerne 8 poteaux circulaires en béton armé de diamètre 300mm, et de hauteur 2,15m (Figure 3-8), dont 4 sont renforcés par TFC. Les variations structurelles concernent la présence de TFC et l'espacement des cadres d'armatures transversaux. La

section d'armatures longitudinales est composée de 6 barres  $\phi$  19,5mm et la section d'armatures transversales de cadres  $\phi$  8mm d'espacement 75 ou 150mm. La géométrie de la fondation et la continuité des armatures longitudinales permet de supposer que la base des poteaux est encastree, l'extrémité en tête étant libre.



**Figure 3-8 : Poteaux confinés par TFC - Étude expérimentale - Caractéristiques géométriques des poteaux.**

Dans le cas des poteaux confinés par TFC, l'enveloppe se compose d'une couche de 1mm d'épaisseur possédant une zone de recouvrement horizontale de 15cm. Aucun recouvrement vertical n'est recherché. Le confinement part de la base et s'étend sur une hauteur de 2m. Une surépaisseur de 2 couches de TFC a été ajoutée à la base du poteau sur une hauteur de 5cm. Cette précaution est destinée à accroître l'effet du confinement à la jonction poteau / fondation et d'y réduire le risque de rupture par déchaussement.

### 3-3.1.2 Caractéristiques des matériaux

Les Tableau 3-3, Tableau 3-4, Tableau 3-5 regroupent les résultats de la caractérisation des matériaux constitutifs des poteaux. La nomenclature des poteaux référence l'espacement des étriers (S), le taux (%) de charge axiale appliquée (P) et la présence éventuelle de TFC (C). Ainsi, S75P10C1 définit un poteau dont l'espacement des étriers est de 75mm, le taux de chargement axial de 10% de la capacité estimée  $A_g f'_c$ , et confiné par TFC. S75P10C0 référence un poteau semblable non confiné.  $f'_{c28}$  et  $f'_{c\text{essai}}$  caractérisent les résistances en compression du béton à 28 jours et au jour de l'essai selon la norme ASTM C39-96.  $P_f$  définit la charge axiale appliquée.

**Tableau 3-3 : Caractéristiques du béton.**

N°	Poteau	$f'_c$ 28 MPa	$f'_c$ essai MPa	Pf KN	Pf/( $A_g f'_c$ 28) %	Pf/( $A_g f'_c$ essai) %
P1	S75P10C0	32,5	33,9	234,3	10	9,6
P1C	S75P10C1	30,9	35,8	224,3	10	8,6
P2	S75P35C0	29,9	31,9	759,6	35	32,8
P2C	S75P35C1	33,9	34,9	866,9	35	34
P3	S150P10C0	34	36,1	247,7	10	9,4
P3C	S150P10C1	34,4	34,4	249	10	10
P4	S150P35C0	31,1	34	792,7	35	32
P4C	S150P35C1	31,8	34,3	805,3	35	32,4

Les barres d'armatures sont référencées selon la nomenclature canadienne. Un essai de traction simple uniaxial permet de déterminer les contraintes et les déformations limites d'élasticité ( $f_y$ ,  $\epsilon_y$ ) et de rupture ( $f_{su}$ ,  $\epsilon_{su}$ ), ainsi que la déformation au début de l'écroutissage ( $\epsilon_{sh}$ ) et le module d'Young ( $E_s$ ).

**Tableau 3-4 : Caractéristiques des aciers d'armatures.**

Barre N°	Diamètre mm	$f_y$ MPa	$\epsilon_y$	$\epsilon_{sh}$	$f_{su}$ MPa	$\epsilon_{su}$	$E_s$ MPa
10M	11,5	470	0,00219	0,01998	573	0,12005	214702
20M	19,5	415	0,00231	0,00700	615	0,12729	179312

Les propriétés du TFC sont issues d'essais sur coupon selon la norme ASTM D3030. Le TFC est polymérisé avec une résine époxy afin de réaliser une éprouvette plate sur laquelle un essai de traction simple uniaxial est mené.  $t_f$  défini l'épaisseur d'une couche de TFC,  $f_{fu}$  et  $\epsilon_{fu}$  sa résistance et sa déformation à la rupture et  $E_f$  son module d'Young.

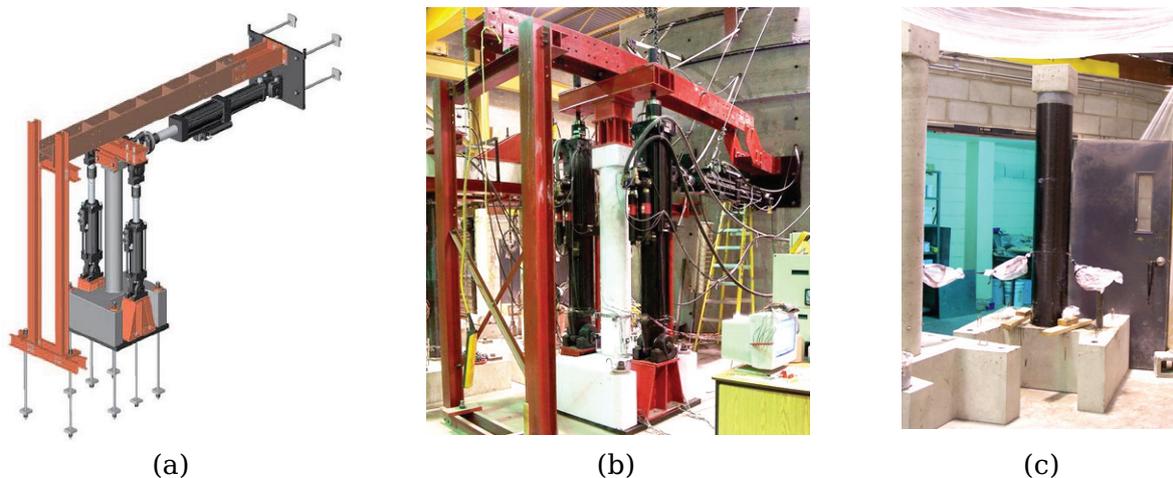
**Tableau 3-5 : Caractéristiques du TFC.**

$t_f$ mm	$f_{fu}$ MPa	$\epsilon_{fu}$	$E_f$ MPa
1,016	849	0,012	70552

### 3-3.1.3 Montage expérimental

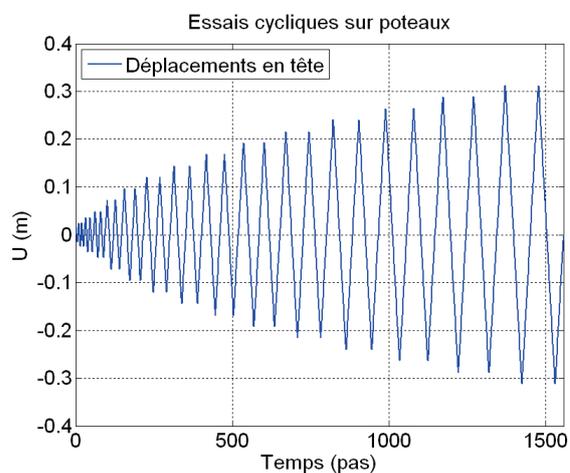
Les poteaux sont chargés axialement en tête par deux vérins fixés au sol dont le contrôle est effectué en effort et dont la capacité statique est de 500kN (Figure 3-9). Ceux-ci assurent le maintien d'une charge constante au cours de l'essai. Ce chargement est de 10% (P1, P1C, P3 et P3C) ou 35% (P2, P2C, P4 et P4C) de la capacité portante estimée du poteau en compression uniaxiale ( $A_g f'_c$ ) (Tableau 3-3). Un chargement de 10% correspond au chargement type d'une pile de pont et 35% correspond au cas d'un poteau de bâtiment. La présence de rotules à proximité de la base de ces vérins permet d'assurer l'alignement du chargement avec le poteau tout au long de l'essai en évitant un effet P- $\Delta$ . Le déplacement latéral en tête est imposé par un vérin contrôlé en

déplacement et fixé à un mur de réaction. Afin d'éviter toute rotation de la fondation, celle-ci est fixée au sol par 4 tiges d'ancrage.



**Figure 3-9 : Poteaux confinés par TFC - (a et b) montage expérimental sur un poteau non confiné et (c) poteau confiné avant montage. (CRGP, Université de Sherbrooke)**

Les déplacements imposés en tête sont alternatifs cycliques croissants jusqu'à la ruine du poteau, ce qui se traduit expérimentalement par l'incapacité des vérins axiaux à maintenir leur chargement. Un cycle préalable dont le rôle est de fissurer la section est mené avec un effort latéral correspondant à 75% de la valeur théorique de début de plastification des armatures longitudinales. Cette valeur est déterminée avec le logiciel d'analyse sectionnelle WMNPhi développé à l'Université de Sherbrooke [Paultre, 2001]. Le premier cycle de l'essai à proprement parler correspond à la plastification de la première armature, dont le contrôle est assuré directement par les jauges de déformations positionnées sur les armatures, au sein du poteau. Le déplacement en tête correspondant à ce premier cycle est appelé ' $\Delta y$ '. Chacun des cycles suivants est effectué deux fois pour une intensité croissante des déplacements égale à 1.5, 2, 2.5, et ainsi de suite jusqu'à huit fois le déplacement du premier cycle  $\Delta y$ .



**Figure 3-10 : Poteaux confinés par TFC - Étude expérimentale - Déplacement cyclique imposé en tête des poteaux.**

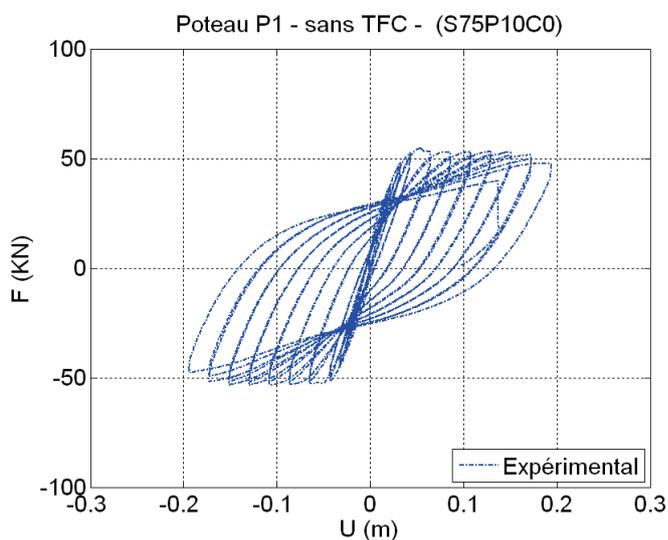
### 3-3.1.4 Résultats expérimentaux

Les Figure 3-11 à Figure 3-18 présentent l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction des déplacements en tête des poteaux testés ainsi que l'état du poteau à l'issue du test. Ces résultats mettent en avant le gain de résistance et de ductilité apporté par le confinement des poteaux. La rupture de l'ensemble des poteaux s'est produite dans la zone de rotule plastique sur une hauteur d'environ 50cm à partir de la fondation.

En l'absence de confinement, la rupture s'est caractérisée par un éclatement du béton, un flambement des armatures lors des phases de compression au cours des cycles, puis la rupture d'au moins une barre d'armature en tension.

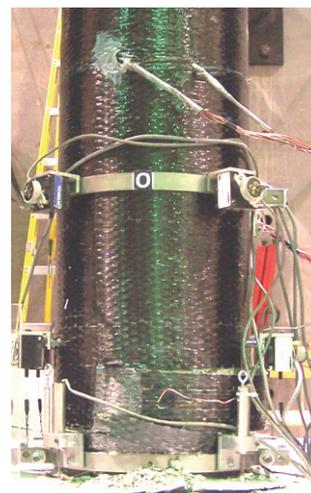
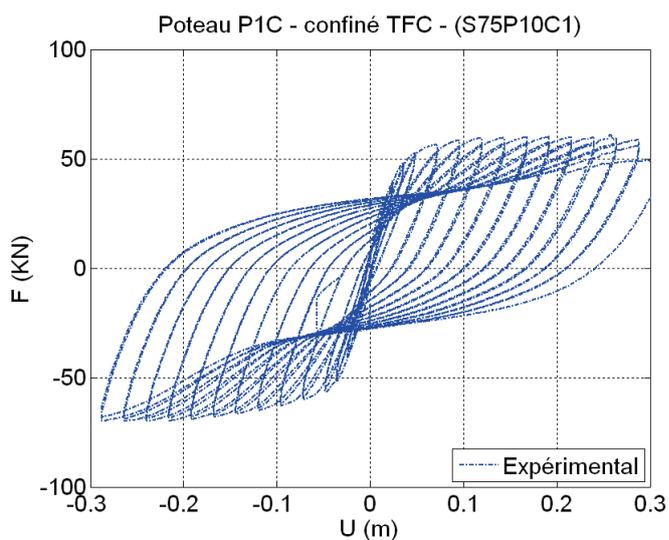
En situation confinée, un éclatement tardif et localisé du TFC s'est produit dans la zone de section comprimée, ce qui va dans le sens des hypothèses de fonctionnement du confinement dans le cas de la flexion - compression (Chapitre 1). La suite du processus fut la même qu'en situation non confinée par TFC.

Sous une charge axiale de 10% (P1, P1C, P3 et P3C) le gain de résistance à la flexion procuré par le confinement TFC est de 20%, l'accroissement de la ductilité atteignant 87%. Pour un chargement axial de 35% (P2, P2C, P4 et P4C) le confinement TFC apporte jusqu'à 42% d'augmentation de résistance et 45% en ductilité.



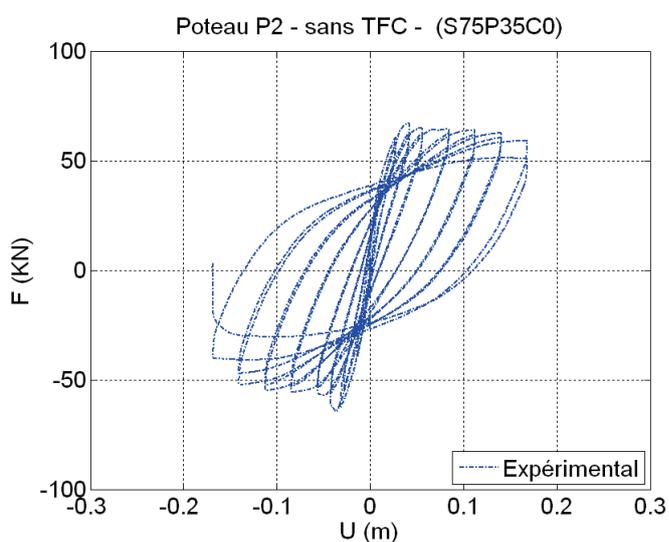
Sans TFC - Charge axiale 10% -  
Espacement des cadres 75mm.

**Figure 3-11 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P1 (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture.**



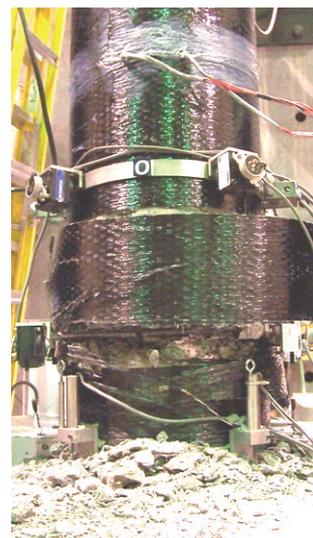
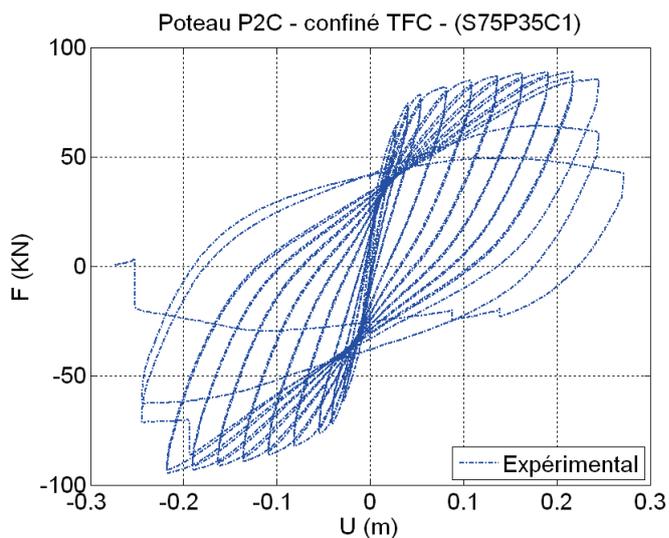
Confiné TFC – Charge axiale 10% -  
Espacement des cadres 75mm.

**Figure 3-12 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P1C (confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture.**



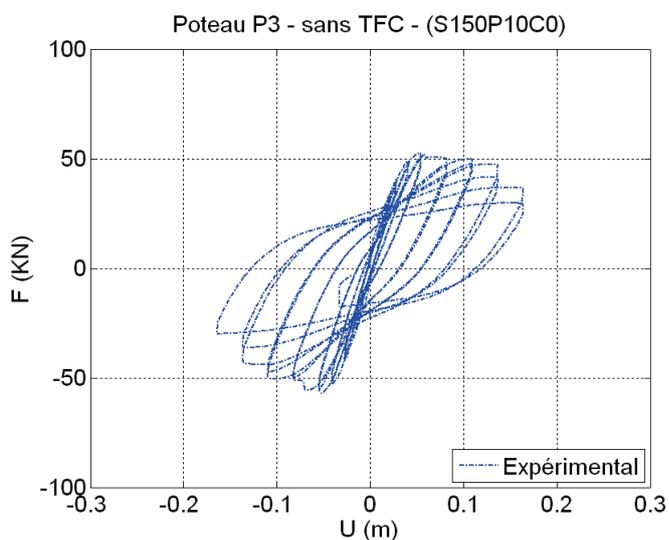
Sans TFC – Charge axiale 35% -  
Espacement des cadres 75mm.

**Figure 3-13 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P2 (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture.**



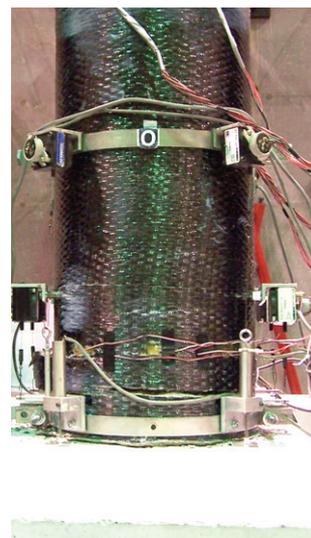
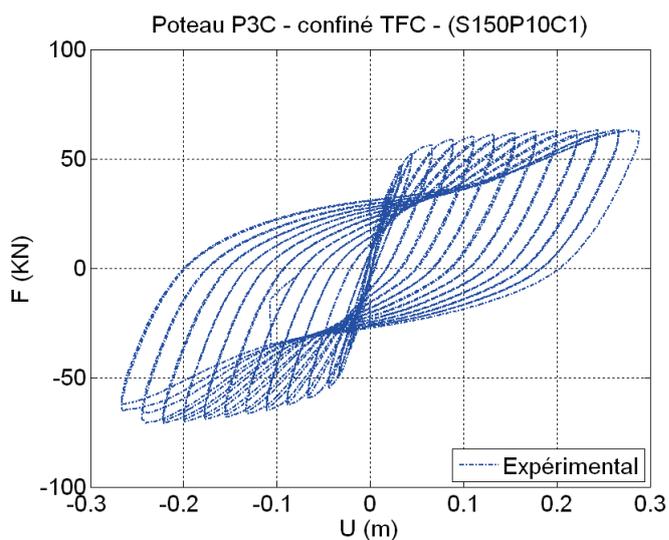
Confiné TFC – Charge axiale 35% -  
Espacement des cadres 75mm.

**Figure 3-14 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P2C (confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture.**



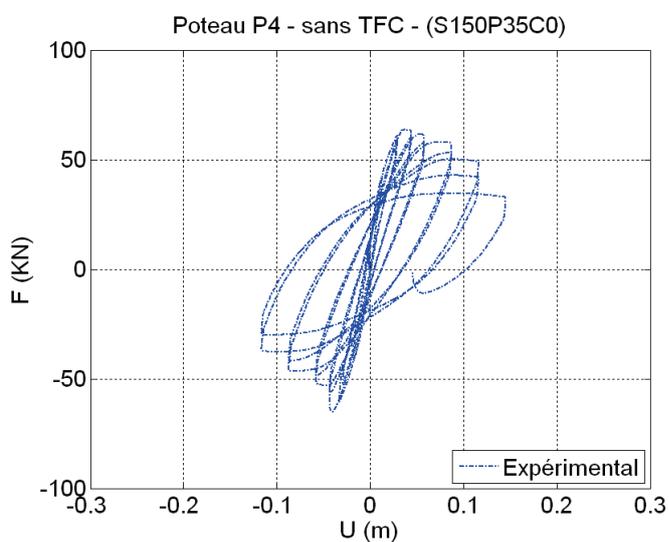
Sans TFC – Charge axiale 10% -  
Espacement des cadres 150mm.

**Figure 3-15 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P3 (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture.**



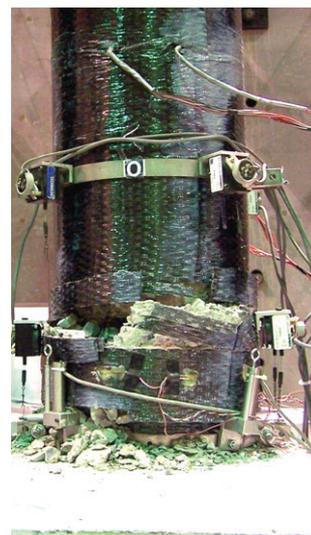
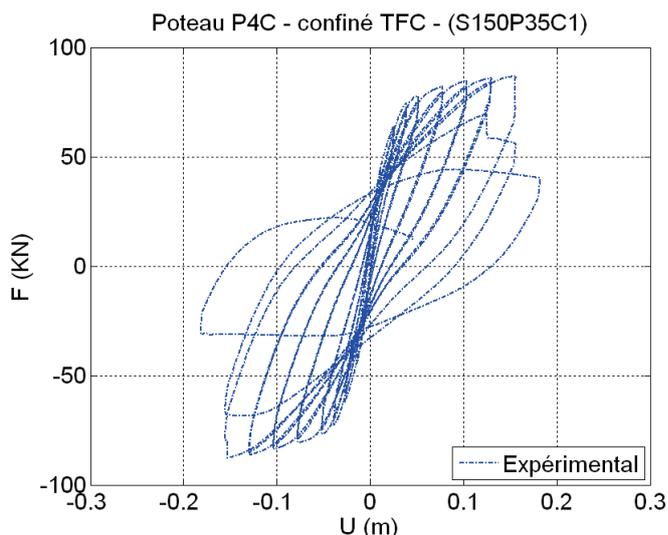
Confiné TFC – Charge axiale 10% -  
Espacement des cadres 150mm.

**Figure 3-16 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P3C (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture.**



Sans TFC – Charge axiale 35% -  
Espacement des cadres 150mm.

**Figure 3-17 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P4 (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture.**



Confiné TFC – Charge axiale 35% -  
Espace des cadres 150mm.

**Figure 3-18 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P4C (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture.**

La prise en compte dans la modélisation des structures du gain de performance lié au confinement des poteaux est traitée par le développement d'un modèle de béton confiné sous sollicitation cyclique dans la section suivante.

### 3-3.2 Modélisation de poteaux confinés par TFC

Cette partie présente une stratégie de modélisation simplifiée pour le comportement cyclique du béton confiné par TFC. Le modèle présenté est construit à partir du modèle cyclique pour béton non confiné de La Borderie [La Borderie, 1991] [La Borderie, 2003] et du modèle monotone pour béton confiné Eid & Paultre [Eid et Paultre, 2008]. Il s'agit ici d'établir un outil permettant une analyse prédictive du comportement sismique d'un ouvrage existant, avant et après son confortement.

La modélisation des poteaux a été menée avec des éléments poutres multifibres Timoshenko, l'évolution du cisaillement étant considérée linéaire dans la section [Kotronis, 2000], [Kotronis et Mazars, 2005], [Mazars et al., 2006], [Kotronis, 2008]. Les simulations numériques des poteaux en béton armé confinés par TFC sont réalisées dans le code de calcul élément finis FedeesLab [Filippou et Constandines, 2004]. Ce code est une 'toolbox' de Matlab permettant la modélisation tridimensionnelle d'une structure à l'aide d'éléments poutres multifibres.

### 3-3.2.1 Proposition d'une nouvelle loi de comportement globale pour le confinement du béton par TFC

Cette section présente une nouvelle loi globale afin de prendre en compte les phénomènes de confinement des poteaux par TFC. Sur le plan mécanique, le confinement réduit le développement de l'expansion latérale qui est la cause majeure de l'endommagement. Une manière de prendre en compte cet effet dans le modèle uniaxial de La Borderie consiste à adapter la loi d'évolution de l'endommagement. L'évolution de l'endommagement est modifiée dans le but de reproduire le comportement en compression du modèle Eid & Paultre [Eid et Paultre, 2008]. Seul l'effet du confinement orthoradial est traité dans cette partie. Les fibres de TFC sont donc supposées orientées circonférentiellement autour du poteau (Figure 1-34).

L'hypothèse initiale concernant l'effet du confinement sur le béton est de considérer que ce renforcement ne modifie que le comportement en compression après refermeture des fissures. Ni le comportement en traction ni le mécanisme de déchargement et d'ouverture de fissures ne seront affectés par les modifications apportées. La tenue transversale des tissus de carbone uniaxiaux étant largement négligeable, l'hypothèse formulée ci-dessus se justifie par la nature des TFC concernés par cette étude et employés pour le confinement des poteaux.

De même, bien que le comportement en compression soit modifié, l'initiation de la refermeture des fissures au cours du rechargement est supposée identique à celle du béton non confiné. Aucun des seuils énergétiques ( $Y_i$ ) du modèle La Borderie ne seront modifiés en vue de la prise en compte du confinement. Enfin le paramètre pilotant l'évolution des déformations anélastique en compression ( $\beta_2$ ) est également supposé inchangé comparativement au cas du béton non confiné.

Dans le cas uniaxial du modèle La Borderie, les équations (Eq 1-8), (Eq 1-9) et (Eq 1-10) donnent la relation contraintes-déformations suivante :

$$\varepsilon = \frac{\sigma^+}{E(1-D_1)} + \frac{\sigma^-}{E(1-D_2)} + \frac{\beta_1 \cdot D_1}{E(1-D_1)} F'(\sigma) + \frac{\beta_2 \cdot D_2}{E(1-D_2)} \quad \text{Eq 3-1}$$

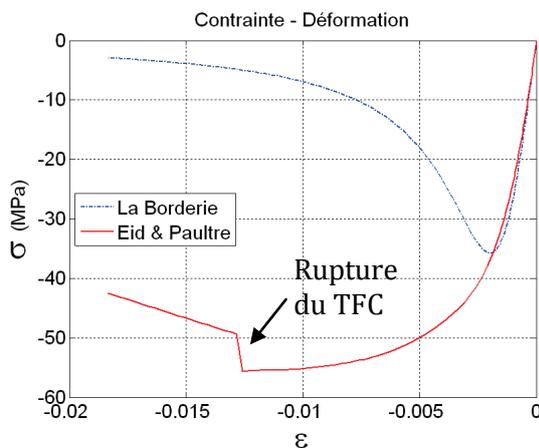
Dans le cas de la compression uniaxiale monotone ( $\sigma = \sigma^-$ ), après refermeture des fissures ( $F'(\sigma) = 0$ ), la relation (Eq 3-1) devient :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon (1 - D_2) - \beta_2 \cdot D_2 \quad \text{Eq 3-2}$$

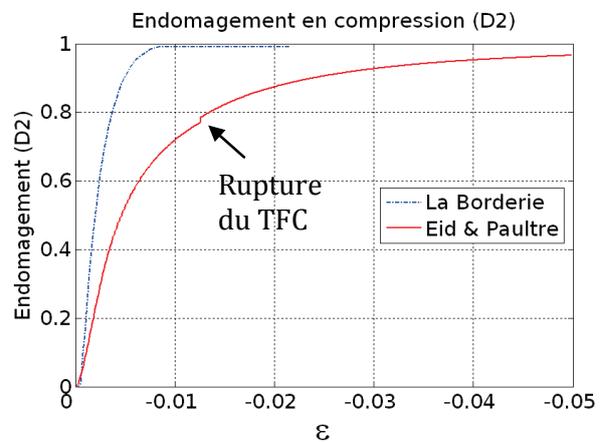
A partir de l'expression (Eq 3-2) nous pouvons alors exprimer l'évolution de l'endommagement  $D_2$  en fonction des contraintes et déformations :

$$D_2 = \frac{E \cdot \varepsilon - \sigma}{E \cdot \varepsilon + \beta_2} \quad \text{Eq 3-3}$$

Cette expression permet d'étudier l'évolution de la variable d'endommagement en compression  $D_2$  à partir des contraintes et déformations axiales issues d'une courbe de compression uniaxiale. Les Figure 3-19 et Figure 3-20 présentent les courbes contraintes-déformations en compression ainsi que l'évolution de l'endommagement pour les modèles La Borderie (non confiné) et Eid & Paultre (confiné). Comme nous l'avons évoqué précédemment, on observe que le confinement réduit l'évolution de l'endommagement. L'évolution de  $D_2$  en fonction de la déformation axiale est plus lente dans le cas du béton confiné.



**Figure 3-19 : Poteau Confiné TFC - Modèle La Borderie et Eid & Paultre - Relation contrainte-déformation uniaxiale monotone en compression.**



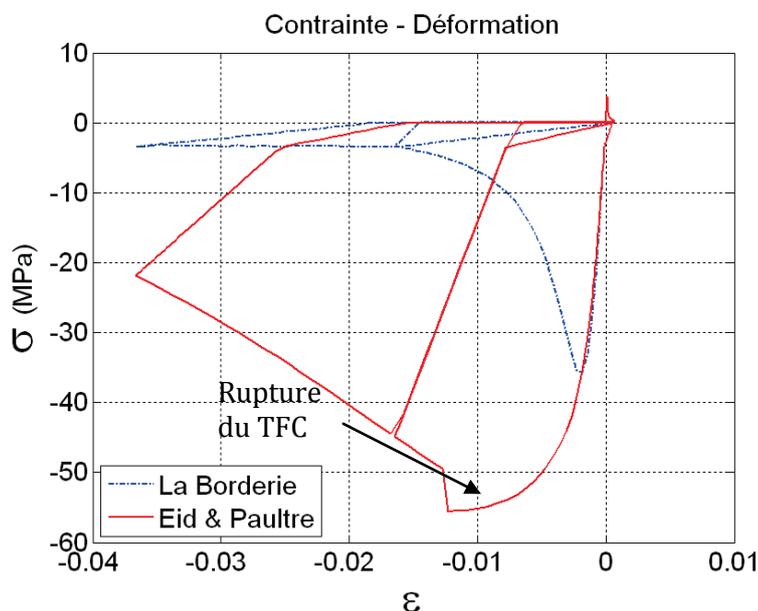
**Figure 3-20 : Poteau Confiné TFC - Modèle La Borderie et Eid & Paultre - Évolution de l'endommagement en compression (D2).**

Nous pouvons alors exprimer la relation constitutive de la variable d'endommagement de La Borderie modifiée en y intégrant le modèle Eid & Paultre. Cette nouvelle variable d'endommagement est nommée  $D_{2c}$  :

$$D_{2c} = \frac{E \cdot \varepsilon_c - \sigma_c}{E \cdot \varepsilon_c + \beta_2} \quad \text{Eq 3-4}$$

$\sigma_c$  est la contrainte axiale déterminée avec les équations (Eq 1-24), (Eq 1-25) et (Eq 1-26) du modèle Eid & Paultre. En substituant  $D_{2c}$  à  $D_2$  dans les équations (Eq 3-1) et (Eq 3-2) on décrit alors le comportement uniaxial cyclique pour le matériau confiné (Eq 3-5) (Figure 3-21). Par la suite, le modèle obtenu est nommé GMCC (Global Model for Confined Concrete).

$$\varepsilon = \frac{\sigma^+}{E(1-D_1)} + \frac{\sigma^-}{E(1-D_{2c})} + \frac{\beta_1 \cdot D_1}{E(1-D_1)} F'(\sigma) + \frac{\beta_2 \cdot D_{2c}}{E(1-D_{2c})} \quad \text{Eq 3-5}$$



**Figure 3-21 : Poteau Confiné TFC -Comportement cyclique du modèle global pour béton confiné (GMCC - Global model for Confined Concrete).**

### 3-3.2.2 Validation expérimentale : Poteaux sous chargement cyclique de flexion - compression

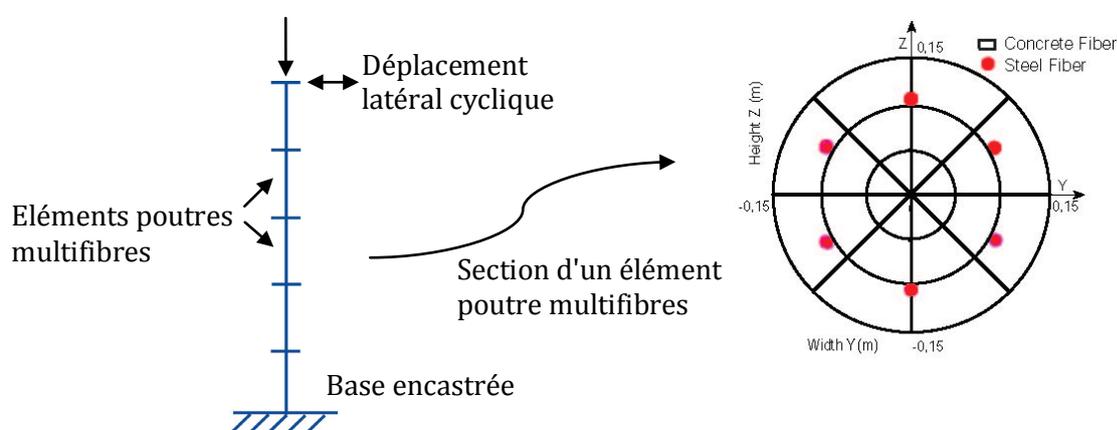
Le modèle proposé (GMCC) est utilisé pour modéliser les essais de flexion-compression cycliques sur poteaux présentés en §3-3.1.

#### *i. Modélisation numérique*

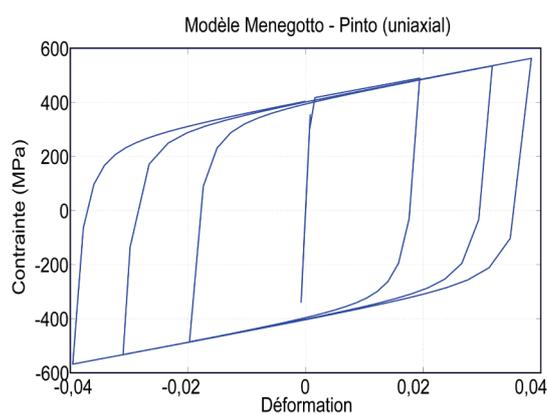
Chaque poteau est modélisé par 5 éléments poutres multifibres. Chaque section est composée de 24 fibres pour le béton et 6 pour les armatures d'acier longitudinales (Figure 3-22). Les poteaux sont supposés encastés en pied et libres en tête. Le modèle La Borderie est utilisé pour les fibres de béton non confiné par TFC (P1,P2,P3 et P4), le modèle GMCC est utilisé pour les fibres de béton confiné par TFC (P1C, P2C, P3C et P4C). Le comportement cyclique des armatures est représenté par le modèle de Menegotto-Pinto [Menegotto et Pinto, 1973], (Figure 3-23). Les propriétés matériaux employées ( $E, F_{c28} \dots$ ) proviennent des caractérisations expérimentales (§3-3.1.2).

**Tableau 3-6 : Poteaux confinés par TFC - Caractéristiques des essais modélisés.**

Test	Poteau	TFC mm	Espacement des cadres mm	% de la capacité portante en compression
P1	S75P10C0	0	75	10
P1C	S75P10C1	1,016	75	10
P2	S75P35C0	0	75	35
P2C	S75P35C1	1,016	75	35
P3	S150P10C0	0	150	10
P3C	S150P10C1	1,016	150	10
P4	S150P35C0	0	150	35
P4C	S150P35C1	1,016	150	35



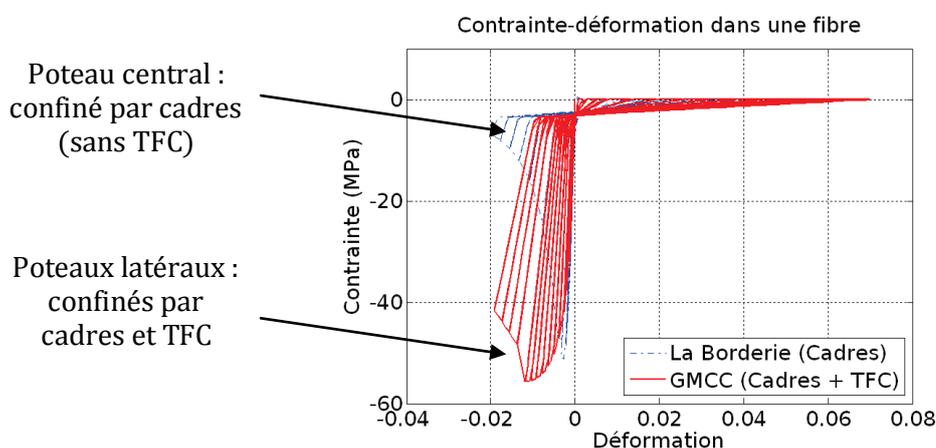
**Figure 3-22 : Poteau Confiné TFC - Flexion-compression - Maillage et discrétisation de la section.**



**Figure 3-23 : Poteau Confiné TFC - Modèle Menegotto-Pinto pour l'acier - Relation contrainte-déformation uniaxiale cyclique.**

### 3-3.2.3 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux

La différence de comportement au cours des cycles entre une fibre de béton confiné (modèle GMCC) et non confiné (modèle La Borderie) est montrée dans la Figure 3-24 . L'accroissement significatif en résistance et en ductilité produit par le confinement est nettement représenté par le modèle GMCC.

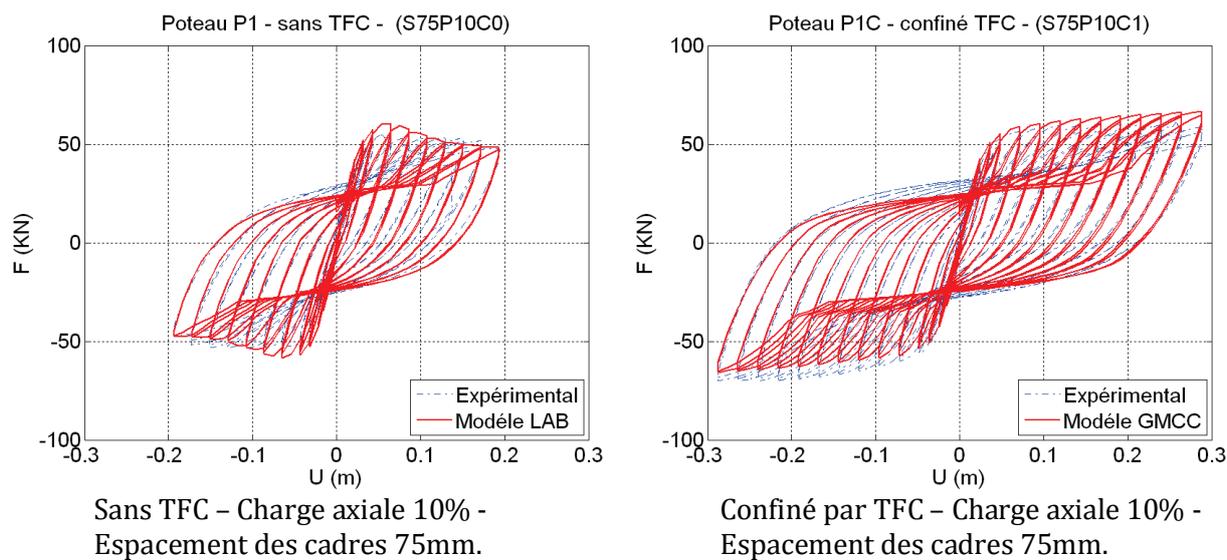


**Figure 3-24 : Poteau Confiné TFC - Comportement cyclique contrainte-déformation d'une fibre au cours d'un essai de flexion-compression - Cas d'un poteau non confiné par TFC (P1) et confiné par TFC (P1C).**

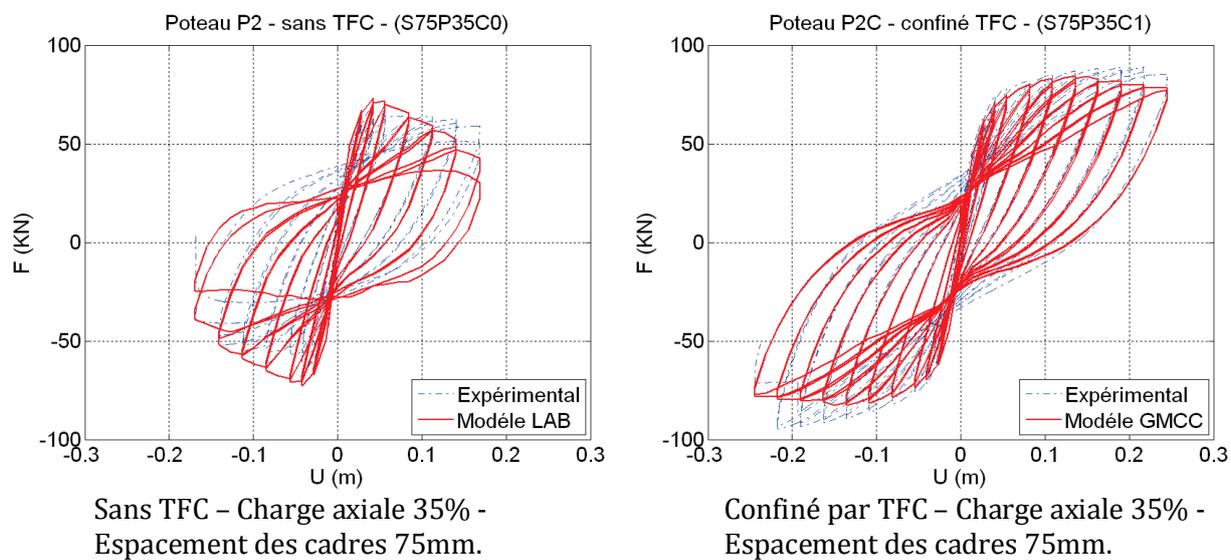
Comme le montrent les Figure 3-25 à Figure 3-28 , les résultats du modèle numérique sont proches du comportement expérimental. Les valeurs maximales ainsi que les boucles d'hystérésis sont bien représentées. Il est à noter que la rupture des armatures métalliques n'est pas prise en compte dans la modélisation numérique. Cet aspect est traité dans le cas d'étude présenté au Chapitre 4.

Chacune des modélisations effectuées a été réalisée en aveugle, de manière prédictive afin de se situer au mieux dans une démarche réaliste. Cette condition implique que seuls le module et les résistances en compression et traction du béton étaient connus. L'allure de la pente de chargement post-pic n'a pas été adaptée afin de coller à l'expérimentation, ce qui explique notamment les écarts observés pour les poteaux P2C et P3C.

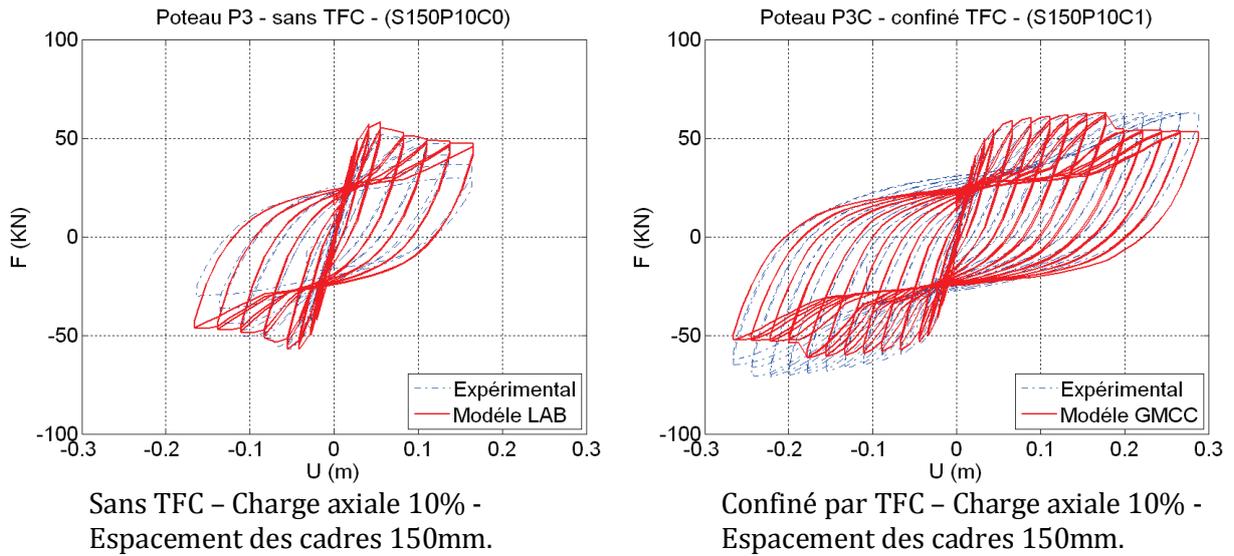
Le modèle GMCC sera utilisé sur l'application d'un cas d'étude réel (pile de pont) au Chapitre 4.



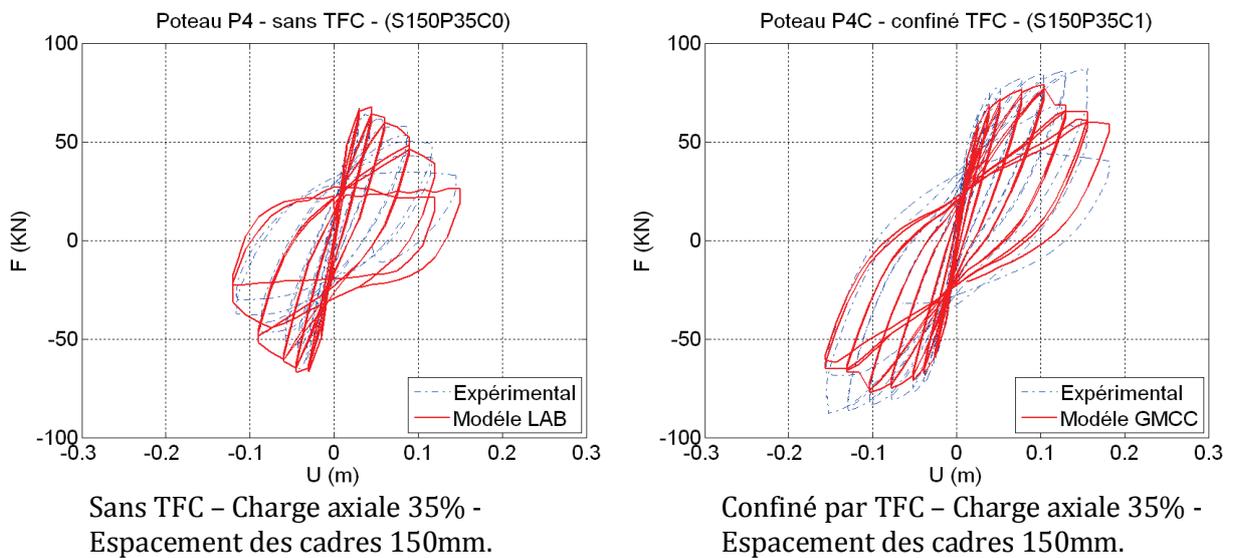
**Figure 3-25 : Poteaux P1 et P1C en flexion-compression cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête.**



**Figure 3-26 : Poteau P2 et P2C en flexion-compression cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête.**



**Figure 3-27 : Poteau P3 et P3C en flexion-compression cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête.**



**Figure 3-28 : Poteau P4 et P4C en flexion-compression cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête.**

### **3-4 Conclusion sur la modélisation du renforcement par TFC dans les éléments poutres multifibres**

Cette partie présente deux outils permettant d'intégrer l'effet du renforcement par TFC dans l'analyse numérique des structures en béton armé.

Dans le cas d'éléments renforcés vis-à-vis de la flexion, le TFC est modélisé par des fibres additionnelles dans la section des éléments poutres multifibres. Le TFC est représenté par un modèle élastique linéaire fragile. La possibilité d'une ruine prématurée par délaminage ou arrachement est considérée. Cette méthodologie a été confrontée à des résultats expérimentaux sur des poutres en flexion quatre points et montre de bons résultats.

Le cas du renforcement de poteaux par confinement externe de TFC est traité en proposant un nouveau modèle de béton confiné adapté aux sollicitations cycliques (GMCC). Ce modèle est construit d'une part sur le modèle d'endommagement unilatéral de La-Borderie, et d'autre part sur le modèle de béton confiné de Eid & Paultre. Le principe consiste en une adaptation de l'évolution de la variable d'endommagement en compression du modèle La Borderie en fonction du modèle prédictif de Eid & Paultre. Cette nouvelle stratégie de modélisation a été validée expérimentalement au cours de la participation à une campagne d'essais réalisée à l'Université de Sherbrooke.

Chacune des stratégies de modélisation présentée est utilisée dans un cas d'étude réel au Chapitre suivant.



---

### **Renforcement par TFC de structures réelles : Modélisation par éléments finis multifibres**

---

Ce chapitre présente deux cas d'études sur structures existantes concernant les types de renforcement étudiés dans le Chapitre 3. La première étude porte sur le confortement d'une pile de pont par confinement de poteaux (§4-1). Le modèle cyclique de béton confiné par TFC développé au Chapitre 2 à été utilisé pour prédire numériquement la réponse expérimentale de la structure renforcée. La deuxième étude porte sur le renforcement de la structure étudiée au Chapitre 2 (Hôtel de Ville de Grenoble) dans l'optique d'en réduire sa vulnérabilité sismique. Une solution de confortement par renforcement axial des voiles (Chapitre 3) y est analysée numériquement afin d'en considérer les impacts sur le comportement dynamique de l'ouvrage.

---

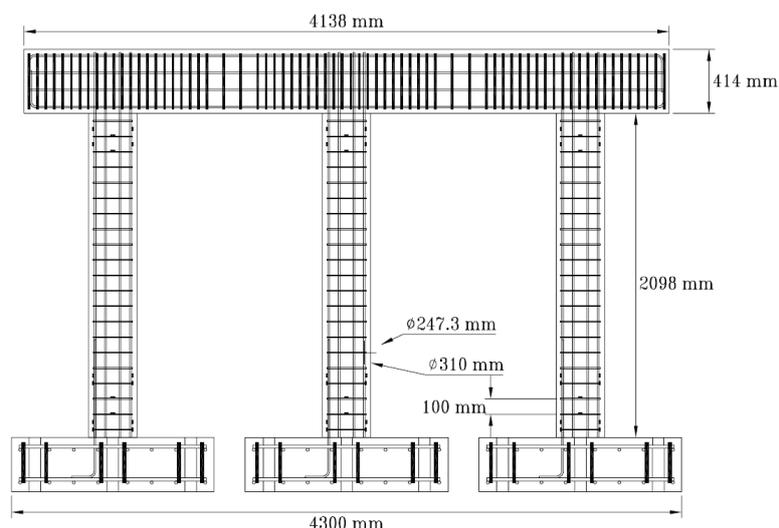
#### **4-1 Cas d'étude n°1 : Pile de pont renforcée par TFC sous sollicitations cycliques**

---

Une maquette à l'échelle 1/3 d'une pile de pont existante au Canada a récemment été testée à l'Université de Sherbrooke [Roy, 2006] et [Trudeau, 2009]. Cette pile a subi une série d'essais pseudo-dynamiques et une série d'essais cycliques quasi-statiques. Au cours de sa vie cette pile de pont a subi un renforcement par confinement de certains poteaux. Les résultats de ces essais expérimentaux ont servi de base à une analyse numérique afin d'exploiter le modèle de béton confiné présenté au Chapitre 2 dans une situation complexe et d'en étudier les performances.

##### **4-1.1 Géométrie de la pile de pont**

Cette pile est composée de 3 poteaux de diamètre 310mm et d'une hauteur de 2.1m (Figure 4-1). La section d'armatures longitudinales est composée de 15 barres  $\phi 19.5$ mm continues sur la hauteur de la pile. Les cadres transversaux ont un diamètre  $\phi 6.35$ mm et un espacement de 100mm. Les têtes de poteaux sont reliées par une poutre chevêtre de section 414x500mm d'une longueur de 4,13m.



Poteaux externes : Confinés après le premier essai pseudo-dynamique.

Poteau central : non confiné

Poutre chevronnée : non renforcée

**Figure 4-1 : Pile de pont - Caractéristiques géométriques.**

Les deux poteaux externes ont été confinés par TFC à la suite du premier essai pseudo-dynamique, le poteau central et la poutre transversale restant dans leur configuration d'origine (Figure 4-2). L'enveloppe de TFC se compose d'une couche de 1mm d'épaisseur et le confinement est réalisé sur la pleine hauteur des poteaux.

### 4-1.2 Caractéristiques des matériaux

Les Tableau 4-1, Tableau 4-2 et Tableau 4-3 regroupent les résultats de la caractérisation des matériaux constitutifs de la pile. Les nomenclatures employées sont identiques à celles utilisées pour les poteaux testés au Chapitre 2.

**Tableau 4-1 : Caractéristiques du béton.**

Élément	$f'_c$ 28 MPa	$f'_c$ essai MPa	$E$ GPa
Poteaux	28	33	26
Poutre	30	35	28

**Tableau 4-2 : Pile de pont - Caractéristiques des armatures.**

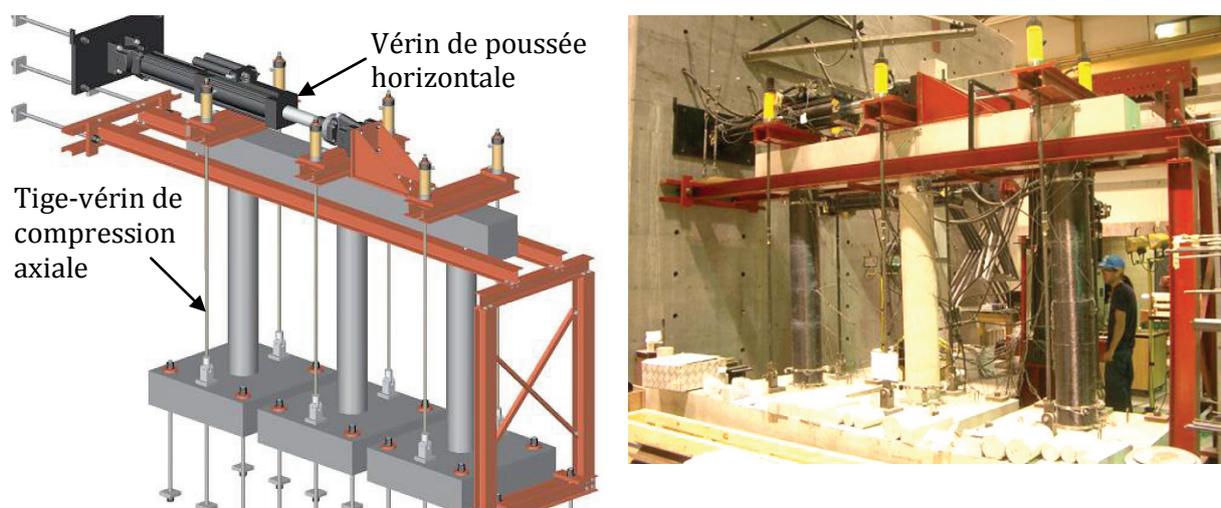
Barre N°	Diamètre mm	$f_y$ MPa	$\epsilon_y$	$\epsilon_{sh}$	$f_{su}$ MPa	$\epsilon_{su}$	$E_s$ MPa
6M	6,35	575	0,0027	-	682	0,0229	207988
10M	11,5	303	0,0014	0,0287	432	0,179	224562

**Tableau 4-3 : Pile de pont - Caractéristiques du TFC.**

$t_f$ mm	$f_{fu}$ MPa	$\epsilon_{fu}$	$E_f$ MPa
1,016	849	0,012	70552

### 4-1.3 Procédure expérimentale

La charge axiale est appliquée sur le chevêtre à l'aplomb de chaque poteau par 2 tiges-vérin contrôlées en déplacement. Celles-ci assurent un effort permanent de compression sur les poteaux dont la valeur augmente avec les déplacements latéraux de la pile. Cette charge varie de 10% à 20% de la capacité axiale estimée du poteau ( $A_g f'_c$ ). La présence de rotules à la base des tiges permet d'assurer l'alignement du chargement avec le poteau tout au long de l'essai en évitant un effet P- $\Delta$ . Le déplacement latéral en tête est imposé par un vérin contrôlé en déplacement et fixé à un mur de réaction. Afin d'éviter toute rotation des fondations, chacune d'elle est fixée au sol par 4 tiges d'ancrage.



**Figure 4-2 : Pile de pont - Schéma et photo du montage expérimental. (CRGP, Université de Sherbrooke)**

Une première phase d'expérimentation a consisté en une série de sept chargements pseudo-dynamiques basés sur des accélérogrammes réels [Roy, 2006], le renforcement par TFC étant intervenu à la suite du premier de ces essais. Puis une phase de chargements cycliques a été menée. La procédure des essais cycliques est identique à celle utilisée au cours des essais sur poteaux seuls (§3-3.1.3). L'ensemble des essais (pseudo-dynamiques et cycliques) a été modélisé successivement en séquence afin de considérer l'avancement des dommages de la pile.

Essai pseudo-dynamique n°1 : Pas de confinement des poteaux par TFC, confinement simple par cadres.

Essais pseudo-dynamiques n°2 à 7 et essais cycliques : Confinement des poteaux latéraux par cadres et TFC, Poteau central confiné par cadres, sans TFC.

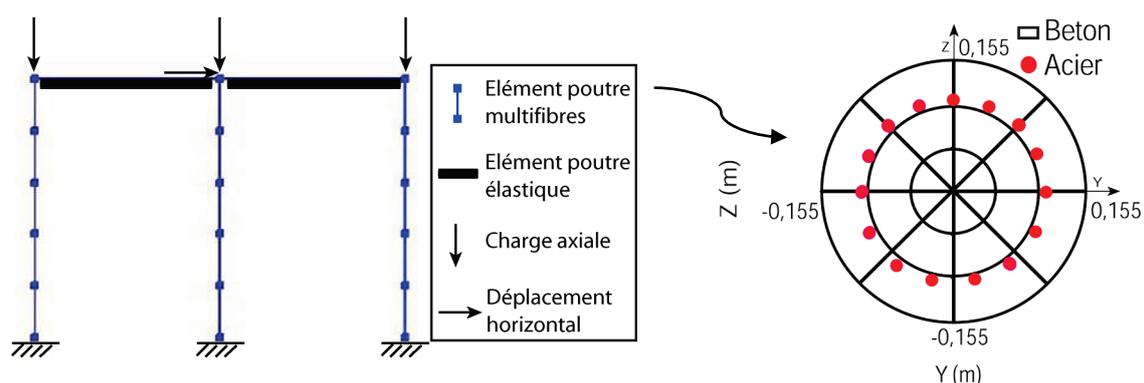
#### 4-1.4 Modélisation numérique de la pile de pont

Chaque poteau est modélisé par 5 éléments poutres multifibres et considéré encastré à la base (Figure 4-3). Chaque section est composée de 24 fibres de béton et 15 fibres d'aciers longitudinaux.

Le béton confiné par TFC est modélisé avec le modèle cyclique GMCC présenté au Chapitre 2, le modèle La Borderie [La Borderie, 1991] étant employé dans le cas du béton non confiné par TFC. L'acier est modélisé avec le modèle de Menegotto-Pinto [Menegotto et Pinto, 1973].

La modélisation tient compte de la phase d'essais non renforcé et renforcé.

La poutre chevêtre est supposée élastique en considérant une section réduite (220\*220mm) afin de prendre en compte la fissuration initiale du béton. La section réduite de cette poutre a également été définie afin d'obtenir une raideur initiale de la structure numérique identique à la raideur initiale expérimentale. Les propriétés matériaux proviennent des caractérisations expérimentales (§4-1.2).



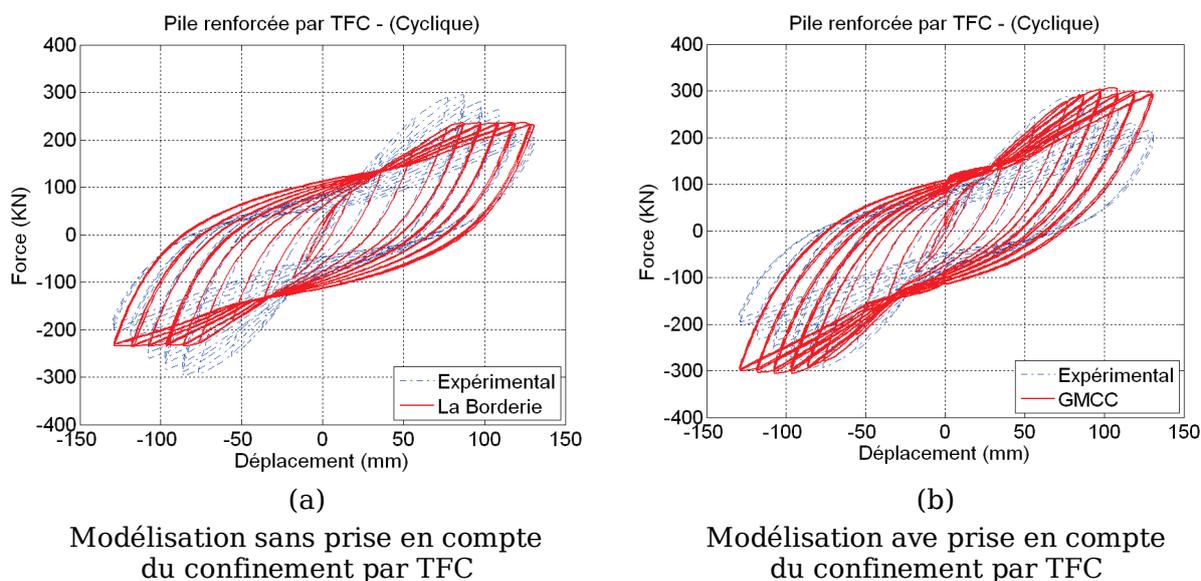
**Figure 4-3 : Pile renforcée par TFC - Maillage et discrétisation de la section des poteaux.**

### 4-1.5 Analyse des résultats numériques et expérimentaux

Les résultats présentés concernent l'essai cyclique réalisé sur la pile. Cet essai intervient après une série d'essais pseudo-dynamiques. Afin d'en tenir compte, le modèle numérique a subi préalablement les accélérogrammes correspondants. Deux simulations numériques sont étudiées :

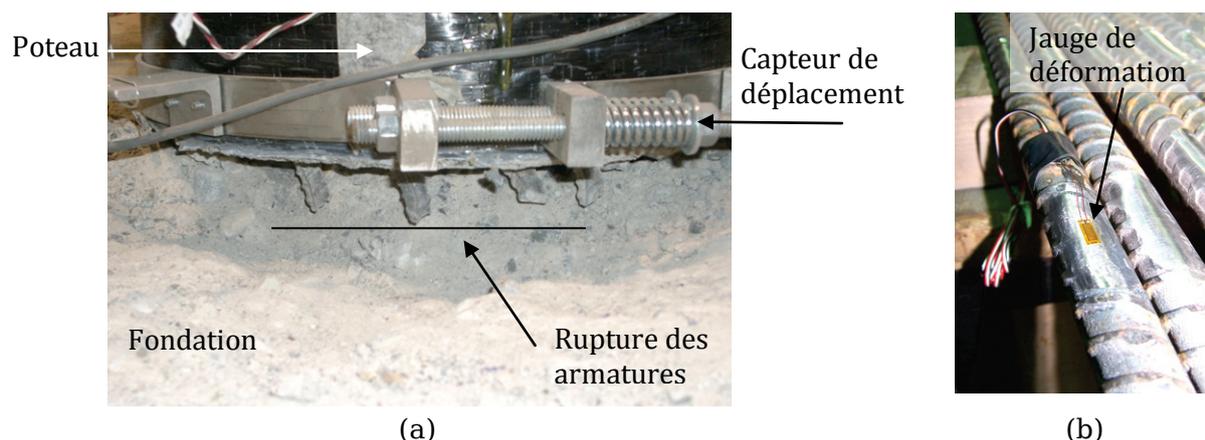
Le premier test numérique (Figure 4-4 a) reproduit le comportement de la pile de pont sans prise en compte du confinement par TFC. Les résultats sont comparés avec les données expérimentales de la pile renforcée dans le but de quantifier l'influence du TFC. Le pic expérimental de résistance de la pile renforcée est supérieur de 25% à la simulation numérique sans prise en compte du confinement.

La seconde configuration (Figure 4-4 b) considère une modélisation renforcée de la pile avec confinement des poteaux latéraux (modèle de béton GMCC). La comparaison avec les résultats expérimentaux met en avant la performance de la stratégie proposée pour la prise en compte du confinement par TFC. Le modèle GMCC permet une bonne reproduction de l'effet de confinement avant le début de la ruine expérimentale de la structure (partie post pic).



**Figure 4-4 : Pile de pont renforcée par TFC - Essai cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête. Expérimentation Vs Modélisation.**

La mauvaise représentation du comportement post-pic de la réponse de la structure est liée au mode de ruine de celle-ci. Au cours de l'expérimentation, la ruine est intervenue par ruptures successives des aciers à la jonction poteau-fondation (Figure 4-5 a).

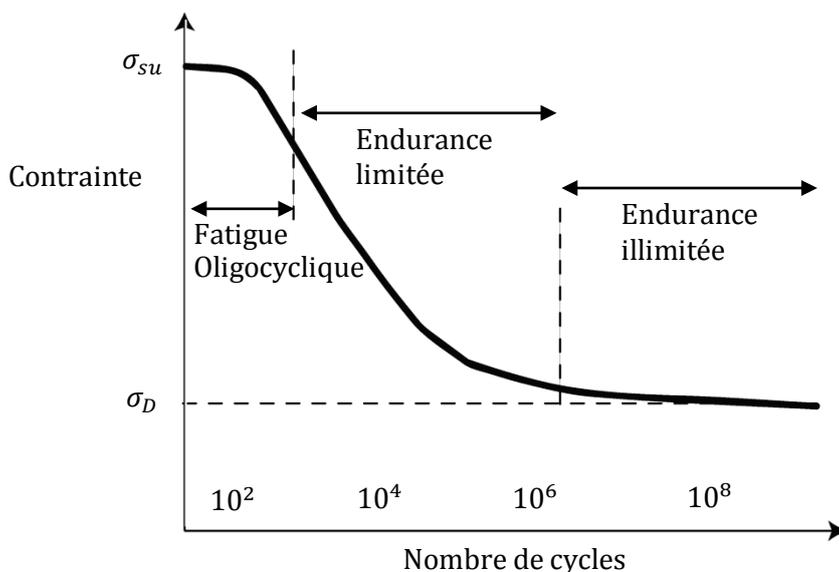


**Figure 4-5 : Pile renforcée par TFC - (a) Rupture des armatures métalliques à la base d'un poteau confiné par TFC et (b) jauge de déformation sur armature (avant montage).**

Toutefois la limite de déformation à rupture théorique (17,9%) de ces aciers n'est pas atteinte au cours de l'essai, ce qui est vérifié par l'instrumentation des barres (Figure 4-5b), et en concordance avec la valeur des déformations issue de la modélisation. L'hypothèse retenue est une ruine par fatigue liée au nombre d'essais subis par la maquette. Afin de vérifier cette hypothèse et de simuler au mieux le comportement de la structure, une simulation considérant la fatigue dans les aciers est réalisée.

#### **4-1.6 Prise en compte de la fatigue dans la simulation numérique de la pile de pont.**

L'étude des phénomènes de fatigue oligocyclique reste marginale dans le domaine du génie parasismique. La nature des sollicitations sismiques implique pourtant ce risque d'endommagement. La non prise en compte de ce phénomène laisse place à une possible surestimation de la capacité d'un ouvrage (Figure 4-4). Dans le cadre de l'étude de la pile de pont, ce mécanisme est étudié afin de définir si la différence de comportement post-pic entre la simulation numérique et l'expérimentation en est la conséquence ou si au contraire cette différence provient d'une incapacité du modèle de béton proposé à traduire la réalité. Cette section propose une méthode simple en vue de caractériser et de prendre en compte le phénomène de fatigue des aciers d'armatures dans les simulations numériques. Au vu du faible nombre de cycles sollicitant la structure, les hypothèses de la fatigue oligocyclique sont utilisées (Figure 4-6). L'effet de la fatigue sur les armatures est dépendant du nombre de cycle et de leur intensité.



**Figure 4-6 : Fatigue des aciers d'armatures - Courbe de Wöhler (dite courbe S-N).**

#### 4-1.6.1 Principe de la théorie de Miner

Basée sur la théorie classique de Miner [Miner, 1945], la stratégie proposée consiste en une évaluation de la fatigue oligocyclique dans les aciers par le biais d'une variable d'endommagement  $D_s$ . Cette variable évolue de 0 (acier sain) à 1 (acier cassé) en fonction des cycles de déformations subis par l'acier. Cette méthode suppose qu'au dessus d'une certaine amplitude de déformation  $\Delta\varepsilon_D$ , chaque cycle  $i$  d'amplitude  $\Delta\varepsilon_i$  provoque un endommagement  $D_{Si}$ . L'endommagement total de l'acier  $D_s$  est calculé comme la somme des  $D_{Si}$  au cours de l'histoire des cycles de sollicitations (Eq 4-5 à Eq 4-7).

Amplitude de déformation d'un cycle $i$	$\Delta\varepsilon_i$	<b>Eq 4-1</b>
Seuil d'amplitude au-delà duquel se développe de l'endommagement	$\Delta\varepsilon_D$	<b>Eq 4-2</b>
Nombre théorique de cycles à rupture pour une amplitude constante égale à celle du cycle $i$	$N_{ri}$	$Si \Delta\varepsilon_i > \varepsilon_D$ <b>Eq 4-3</b>
Domage causé par le cycle $i$	$D_{Si} = \frac{D_{s(rupture)}}{N_{ri}} = \frac{1}{N_{ri}}$	$Si \Delta\varepsilon_i > \varepsilon_D$ <b>Eq 4-4</b>
Domage total	$D_s = \sum_{i=1}^n D_{Si}$	<b>Eq 4-5</b>

Le nombre de cycles à rupture ( $N_{ri}$ ) pour une amplitude donnée ( $\Delta\varepsilon_i$ ) dépend des caractéristiques de l'acier sollicité. Le calcul de  $N_{ri}$  fait donc intervenir une constante matériau ' $C_S$ ' (Eq 4-6), déterminée par le modèle d'estimation de durée de vie en fatigue proposé par Coffin & Manson [Coffin, 1954] [Manson, 1954]. Ce modèle d'estimation nécessite certaines connaissances sur le comportement en fatigue de l'acier considéré.

En l'absence de ces connaissances particulières, la détermination de la constante  $C_S$  peut-être estimée à partir des résultats de caractérisation en traction simple.  $N_{ri}$  prend alors la valeur de 1/2, ce type d'essai étant assimilé à un demi cycle de chargement.

$$N_{ri} = \frac{C_S^2}{\Delta\varepsilon_i^2} \quad \Rightarrow \quad C_S = \sqrt{N_{ri}} \times \Delta\varepsilon_i \quad \text{Eq 4-6}$$

$$\begin{array}{l} \text{Rupture en} \\ \text{traction simple} \end{array} \Rightarrow \Delta\varepsilon_i = \varepsilon_{su} \Rightarrow C_S = \sqrt{1/2} \times \varepsilon_{su} \quad \text{Eq 4-7}$$

Le calcul du seuil de limite d'endurance en déformation ( $\Delta\varepsilon_D$ ) nécessite de déterminer la limite d'endurance en contrainte ( $\sigma_D$ ). Celle-ci est estimée par la relation (Eq 4-8). Ce seuil se trouvant dans le domaine élastique du matériau, la valeur de la déformation seuil  $\varepsilon_D$  se calcule avec le module d'Young initial  $E_s$  (Eq 4-9).

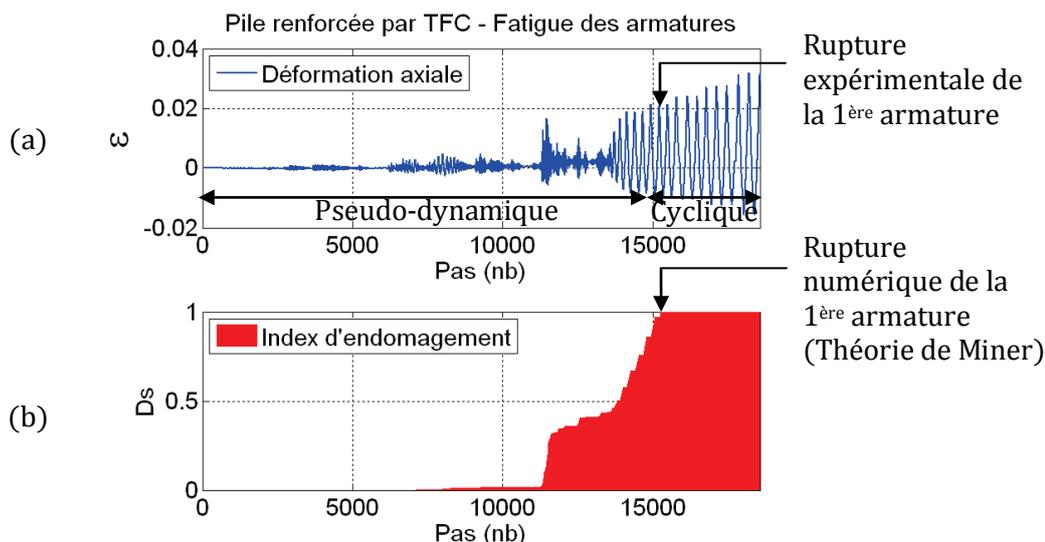
$$\sigma_D = (1/2) \times \sigma_{su} \quad \text{Eq 4-8}$$

$$\begin{array}{l} \sigma_D \text{ se situe dans le} \\ \text{domaine élastique} \end{array} \Rightarrow \Delta\varepsilon_D = \sigma_D/E_s \Rightarrow \Delta\varepsilon_D = \frac{\sigma_{su}}{2E_s} \quad \text{Eq 4-9}$$

#### 4-1.6.2 Analyse des résultats numériques et expérimentaux

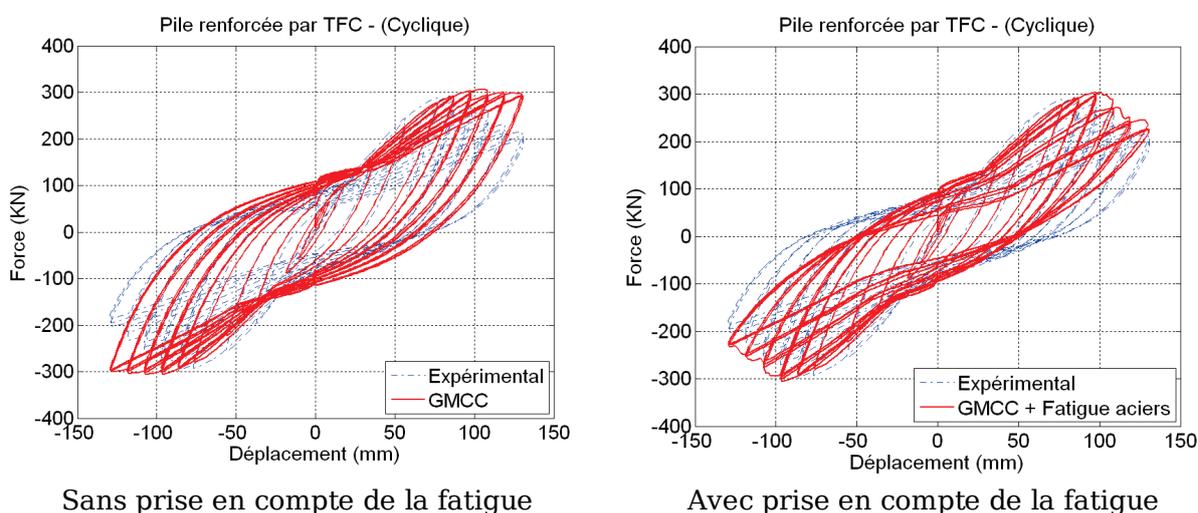
La méthode décrite en §4-1.6.1 est appliquée à l'analyse de la pile de pont confortée par TFC. L'histoire des déformations de chaque fibre d'acier est utilisée pour calculer l'évolution de son endommagement  $D_s$  au cours du temps. La déformation maximale du cycle causant la rupture est alors utilisée comme condition de ruine dans le code de calcul. Dans le cas précis de notre application, la déformation de ruine est de 2% pour la première barre.

Comme le montre la Figure 4-7b qui concerne la barre d'armature la plus sollicitée,  $D_s$  n'évolue réellement qu'à partir du dernier essai pseudo-dynamique. Aucune évolution n'est constatée en dessous d'un certain seuil. Pour la fibre concernée,  $D_s$  atteint numériquement la valeur de 1 (ruine) seulement un cycle avant la rupture expérimentale. Cette rupture se produit au cours d'un cycle dont la déformation maximale est de 2%, ce qui est très inférieure à l'allongement à rupture en traction simple de l'acier ( $\varepsilon_{su} = 0.179$ ). Dans le calcul numérique cette ruine est traduite par l'imposition d'une contrainte de valeur nulle au sein de cette fibre.



**Figure 4-7 : Pile renforcée par TFC - Fatigue des armatures métalliques - (a) Déformations axiales et (b) indice d'endommagement ( $D_s$ ) pour une armature - Évolution au cours du temps.**

La Figure 4-8, montre que l'introduction de la rupture précoce par fatigue oligocyclique dans l'étude de la pile de pont permet d'accroître les performances de la simulation en présentant un comportement post-pic très proche de l'expérimentation. Ces résultats permettent également de valider le modèle cyclique de béton confiné développé dans ces travaux.



**Figure 4-8 : Pile de pont renforcée par TFC - Essai cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête - Expérimentation Vs Modélisation.**

#### **4-1.7 Conclusion sur la pile de pont renforcée par TFC**

Dans cette étude, la méthode permettant de modéliser le comportement non linéaire des poteaux confinés par TFC sous chargement cyclique a été appliquée à un cas d'étude. Plus spécifiquement :

La discrétisation de la structure est effectuée avec des éléments finis poutres multifibres. Le nouveau modèle (GMCC) basé sur le modèle cyclique d'endommagement La Borderie et le modèle monotone Eid & Paultre est utilisé. Ce modèle uniaxial permet de prendre en compte l'effet du confinement interne (cadres) et externe (TFC) sur le comportement du béton. Le modèle a été validé dans le cadre d'une campagne d'essais à l'Université de Sherbrooke.

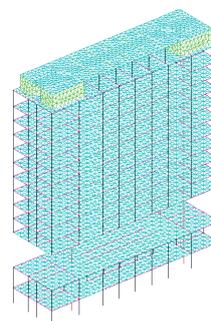
L'importance de la prise en compte des phénomènes de fatigue dans le cadre des structures soumises à des sollicitations cycliques a également été mise en avant et étudiée.

## 4-2 Cas d'étude n°2 : Renforcement de l'Hôtel de Ville de Grenoble

Suite à l'analyse de l'Hôtel de Ville de Grenoble (HDV) réalisée au Chapitre 2, cette partie propose une application de la modélisation du renforcement axial par TFC (§3-2) dans le cadre du confortement de cette structure. La première étape consiste au dimensionnement et à l'évaluation d'une solution de renforcement sur le comportement de l'ouvrage (§4-2.1), la seconde correspond à une optimisation de la solution proposée (§4-2.3). La démarche suivie est identique à celle utilisée dans l'analyse de vulnérabilité de l'ouvrage non renforcé menée au Chapitre 2.



**Figure 4-9 : HDV - Vue globale de la tour et du bâtiment périphérique.**



**Figure 4-10 : HDV - Modélisation de la tour (maillage).**

L'analyse de la vulnérabilité a mis en avant un risque lié à la plastification des armatures métalliques dans le cas d'un séisme "réglementaire" au sens de l'EC8. La performance recherchée par le renforcement consiste à éviter la formation de zones plastiques dans les aciers d'armature. Cette définition de l'objectif à atteindre est basée sur l'hypothèse que ce bâtiment abrite des fonctions de gestion de crise et doit donc rester opérationnel en cas de sollicitation sismique. La stratégie de confortement retenue consiste au renforcement (axial) par collage de TFC des quatre piles principales. Cette option est motivée par trois observations principales :

∴ La déformation en flexion de l'ouvrage, sans présence de torsion, et avec un effort tranchant limité, permet une utilisation optimale du TFC dont le fonctionnement sera essentiellement axial (§2-2.4.2).

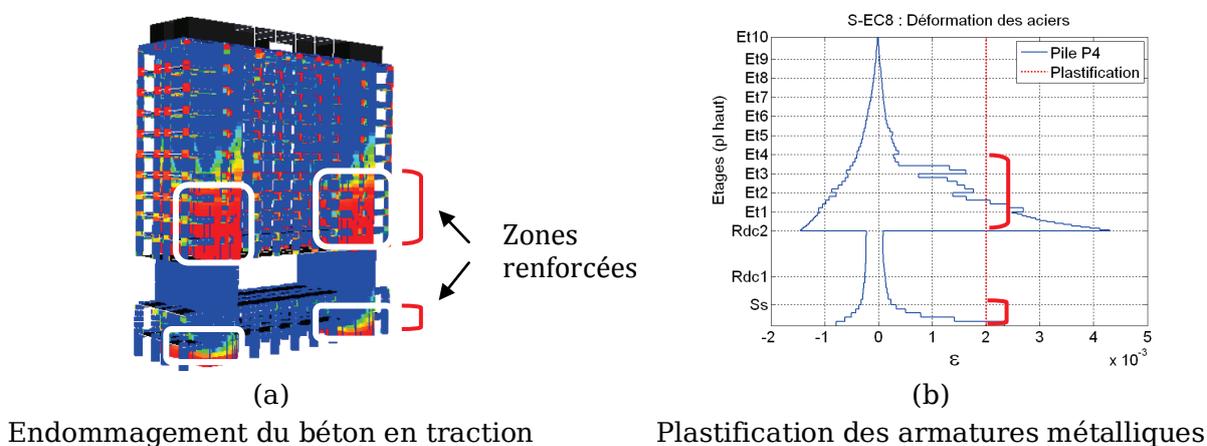
∴ L'absence de dégradation du béton par compression, notamment dans les poteaux, ne nécessite pas de renforcement par confinement (§2-2.4.3).

∴ De part leur dimension et leur rôle dominant dans la structure, l'impact d'un renforcement des piles influera sur le comportement global de la structure, d'autant que l'endommagement de traction au sein des poteaux s'avère inférieur à celui présent dans les piles.

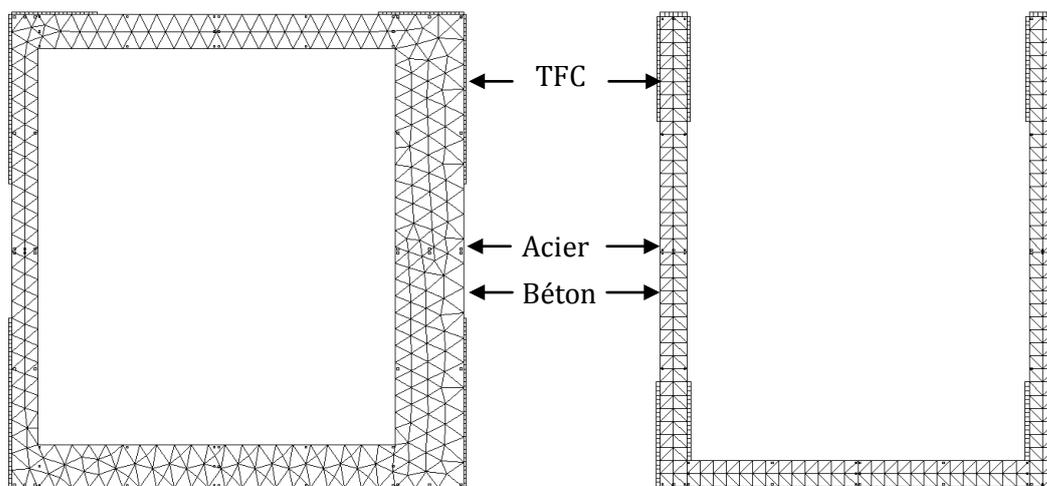
## 4-2.1 Stratégie de renforcement par collage de TFC

### 4-2.1.1 Localisation des zones de renfort

La localisation de la pose de TFC sur les piles concerne les zones de plastification des aciers (le niveau de sous-sol et les deux premiers étages courants) ainsi que les zones où l'évolution des déformations dans les armatures présente une discontinuité importante et une valeur proche de la plastification (3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage courant) (Figure 4-11). Le renforcement de ces zones consiste au collage de bandes de TFC le long de l'axe de la paroi des piles. Bien que la géométrie multifibres de la pile soit simplifiée, la disposition des renforts prend en compte les contraintes de pose liées à la présence des ouvertures existantes au sein des piles (Figure 4-12).



**Figure 4-11 : HDV TFC - Localisation de zones de renforcement par collage de TFC - Résultats issus de l'analyse de vulnérabilité (Chapitre 2).**

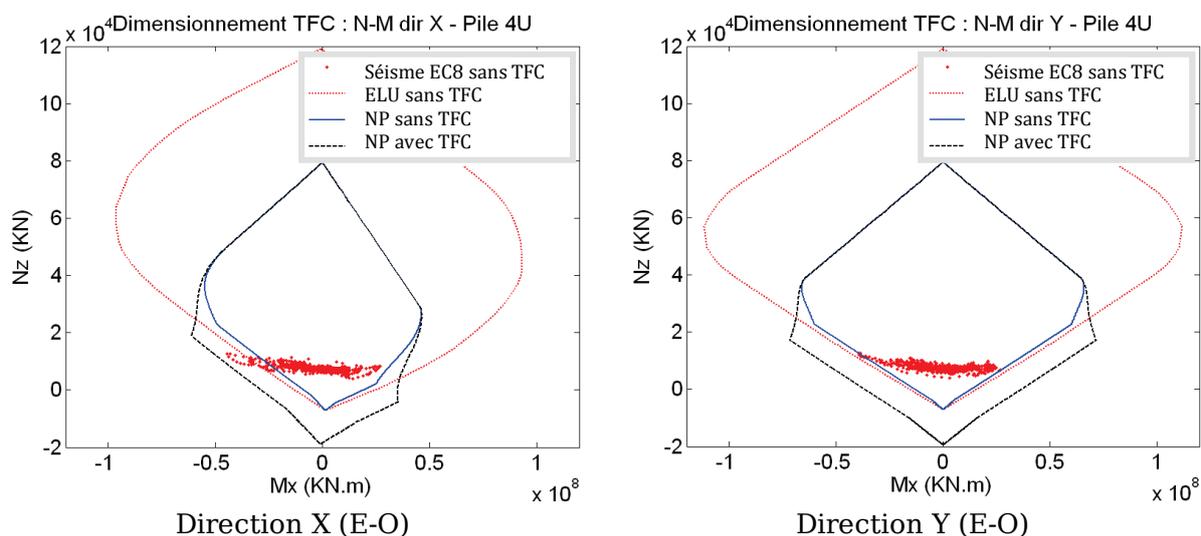


**Figure 4-12 : HDV TFC - localisation des renforts sur les piles rectangulaires (sous-sol) et piles "U" (étages 1 à 4).**

### 4-2.1.2 Dimensionnement du TFC

Dans l'esprit des codes de dimensionnement en béton armé, le dimensionnement (épaisseur et largeur) des bandes est effectué en utilisant les diagrammes d'interaction d'efforts normaux et de moments fléchissant (N-M). Pour chacune des piles, l'évolution des couples N-M issus de l'analyse dynamique (structure non renforcée) est ici comparée avec les courbes enveloppe des conditions ELU<sup>15</sup> et de non plastification NP16 correspondant aux sections des piles.

Les résultats issus de l'analyse sous séisme EC8 montrent que le dépassement du critère NP et même de l'ELU sont récurrents. Afin d'éviter toute plastification, Le dimensionnement du TFC vise à augmenter la zone de fonctionnement NP pour y englober les couples N-M issus de l'analyse dynamique de la structure non renforcée (Figure 4-13). L'épaisseur de TFC est appliquée de manière constante sur l'ensemble des étages concernés.



**Figure 4-13 : HDV TFC - Séisme EC8 - Évolution des couples N-M au cours du séisme EC8 - Positionnement vis-à-vis des diagrammes d'interaction N-M ELU et de non plastification NP - Base de la pile P4 en "U".**

Dans la direction X, le renfort permet de s'opposer à des efforts internes trop importants. Dans la direction Y, le renforcement est nettement surabondant au regard de la valeur des efforts internes à reprendre. Ceci provient du choix de conserver une symétrie dans le positionnement du TFC afin de ne pas introduire de moments parasites. En effet, un renforcement de la direction X (N-S) implique un renforcement de la direction Y (E-O).

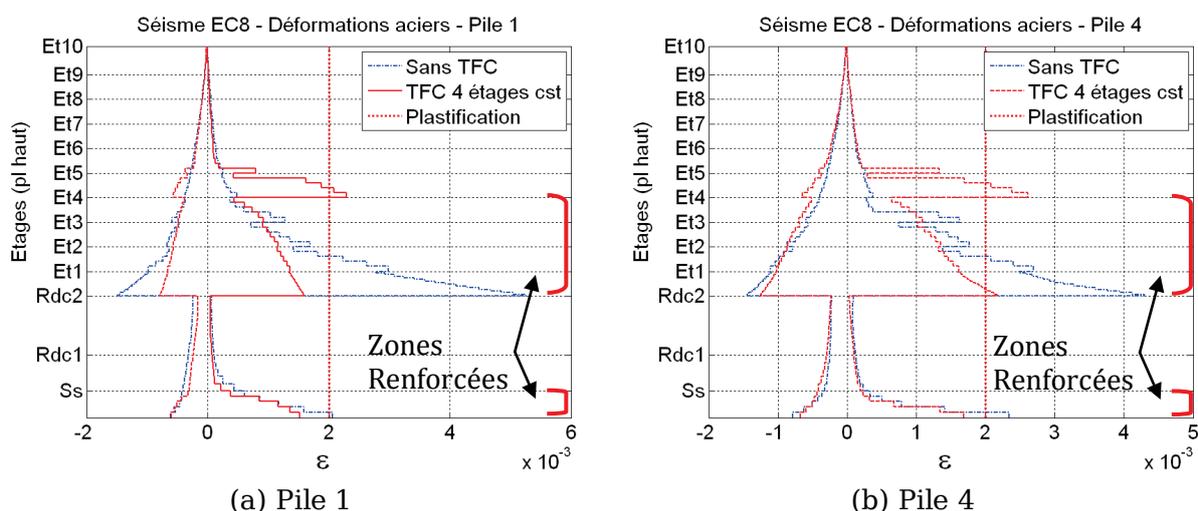
<sup>15</sup> L'ELU a été défini comme une plastification de 1% des armatures d'acier ou une déformation du béton en compression de  $2,5 \cdot 10^{-3}$ .

<sup>16</sup> La non plastification NP a été définie comme une limitation des déformations des armatures ( $\varepsilon < 2 \cdot 10^{-3}$ ) et une contrainte maximale du béton inférieure à 60% de sa capacité.

## 4-2.2 Analyse dynamique : structure renforcée (initiale)

### 4-2.2.1 Objectif de non plastification des armatures métalliques

L'action du TFC permet de diminuer la localisation des déformations dans les zones renforcées et limite donc la formation de zones plastiques dans les armatures (Figure 4-14).



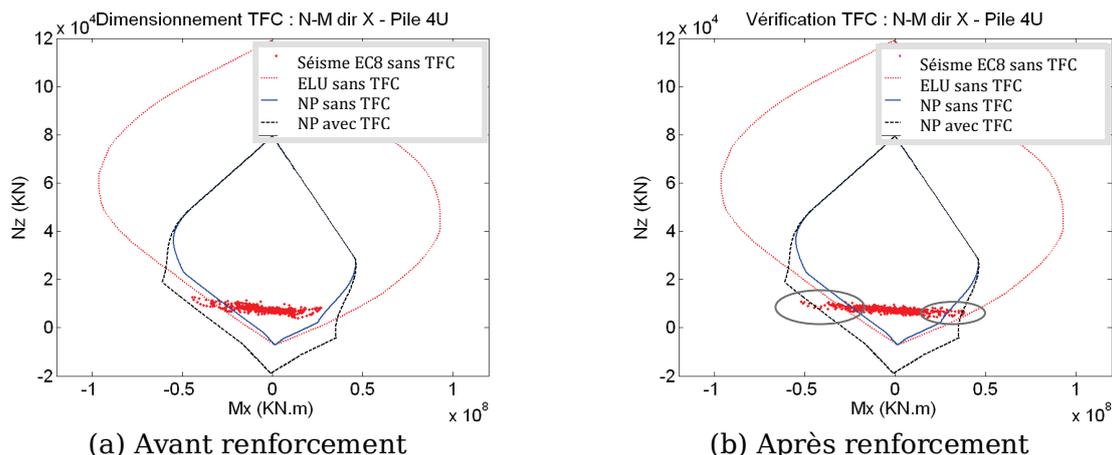
**Figure 4-14 : HDV TFC - Séisme EC8 - Déformation des armatures dans les piles - Cas non renforcée Vs cas renforcée (TFC au sous-sol et sur 4 étages courants).**

Les sauts de déformation initialement observable à la base des étages 1 à 3 ainsi qu'au milieu de l'étage 4 sont fortement réduits. Toutefois les performances recherchées, à savoir la suppression des zones plastiques, n'est pas atteinte. Deux contrecoups du renforcement apparaissent :

∴ Une nouvelle zone plastique est formée sur la hauteur du 5<sup>ème</sup> niveau au dessus du dernier étage renforcé. La discontinuité engendrée par l'arrêt du TFC crée une nouvelle zone de localisation dans la structure.

Malgré le dimensionnement de la section de TFC basée sur un critère de non plastification à partir des diagrammes d'interaction N-M, une légère plastification des armatures est présente en base des étages courants.

La présence du renforcement tend à réduire la dissipation d'énergie en limitant la formation des phénomènes plastiques, la conséquence étant d'accroître les efforts internes. Comme le montre la Figure 4-15, les couples N-M au sein des sections de piles sont plus élevés dans le cas renforcé que dans le cas non renforcé, ce qui engendre un dépassement de l'état de non plastification recherché. Afin de palier à ces problèmes, une phase d'optimisation du dimensionnement est présentée en §4-2.3.

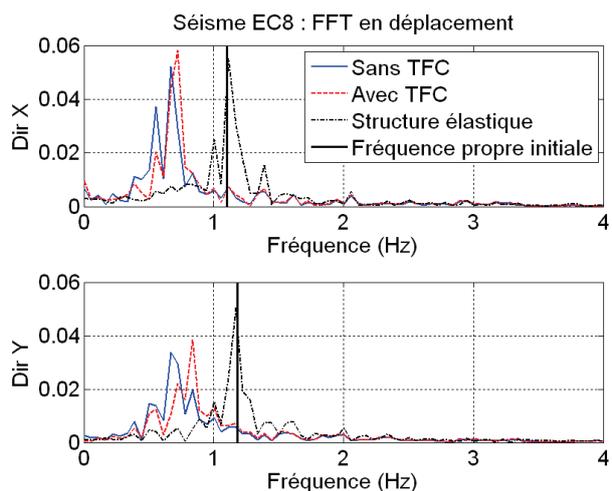


**Figure 4-15 : HDV TFC - Séisme EC8 - Évolution des couples N-M au cours du temps - Comparaison avant et après renforcement - Base de la pile P4 en "U".**

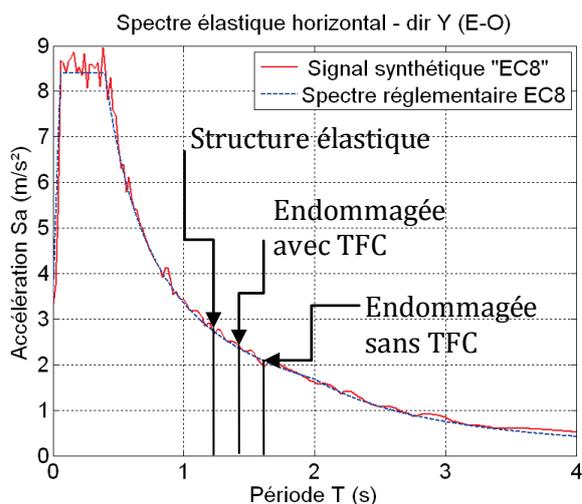
L'origine et le fonctionnement des phénomènes observés sont étudiés dans l'analyse vibratoire de la structure.

#### 4-2.2.2 Comportement vibratoire

L'analyse modale montre que la présence du TFC ne modifie pas les fréquences propres initiales de la structure (de par la faible proportion du TFC vis-à-vis du béton). En revanche la chute de fréquence issue des dommages structuraux au cours de la sollicitation est plus faible dans le cas renforcé que non renforcé (Figure 4-16). La structure reste donc plus rigide, ce qui l'expose de manière plus longue à des accélérations plus importantes sur le spectre du signal EC8 (Figure 4-17).

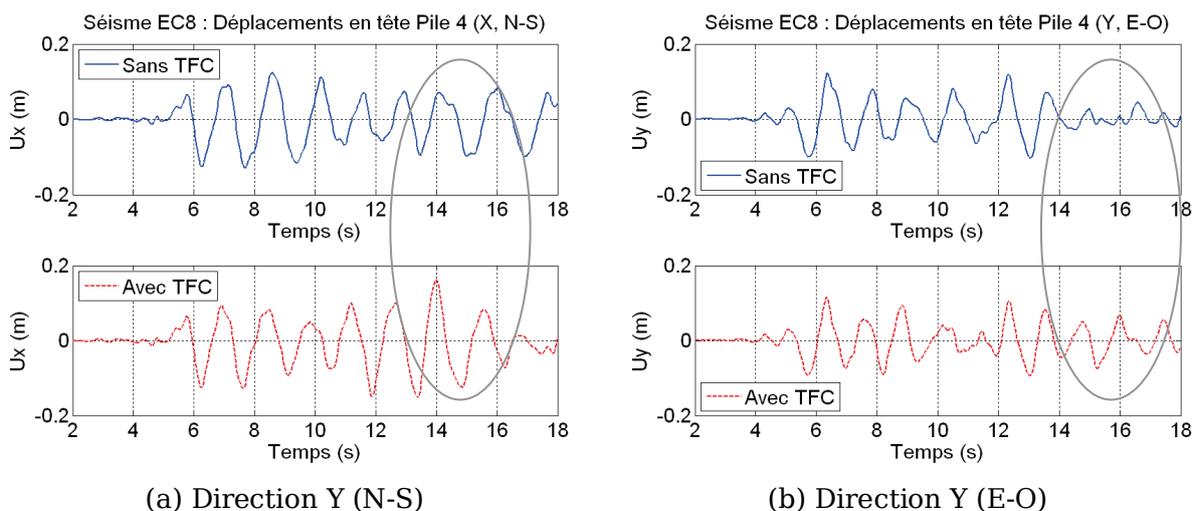


**Figure 4-16 : HDV TFC - Séisme EC8 - Chute de fréquences - cas renforcé, non renforcé et structure élastique - FFT sur les déplacements en tête.**



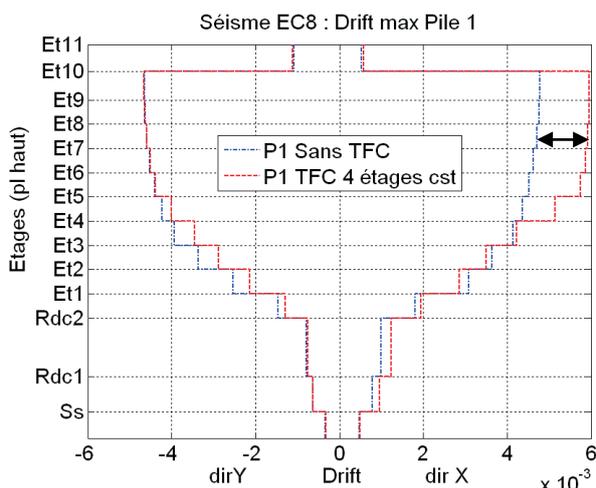
**Figure 4-17 : HDV TFC - Séisme EC8 - TFC - Influence de la chute de fréquence sur le spectre des accélérations EC8 - Direction Y (E-O).**

La comparaison des déplacements en tête au cours du temps pour les situations renforcée et non renforcée met en avant un changement tant en phase qu'en amplitude de la réponse de l'ouvrage au signal sollicitant (Figure 4-18). L'amplitude maximale dans la direction X (N-S) est notamment plus élevée dans le cas renforcé. Dans la direction Y, bien que l'amplitude maximale diminue très légèrement avec le TFC, le moindre amortissement est nettement visible au-delà de la 15<sup>ème</sup> seconde du signal. Le TFC limite la formation de zone plastique et la dissipation d'énergie, ce qui se traduit par une moindre capacité d'amortissement de la structure et une augmentation des déplacements.



**Figure 4-18 : HDV TFC - Séisme EC8 - Déplacement en tête au cours du temps - Avant (en haut) et après (en bas) renforcement par TFC.**

Dans la direction longitudinale (X) pour le cas renforcé le drift augmente de manière significative sur les six derniers étages courants (Figure 4-19). Dans la direction transversale (Y), la structure initiale présentait une localisation moindre, limitant naturellement la formation de plastification (Figure 4-13) ; l'apport du TFC y est donc faible et ne modifie que peu la courbure de la tour lors de son mouvement. L'utilisation du TFC modifie la formation des zones plastiques et impacte la courbure de la structure, ce qui impacte la valeur du drift (Figure 4-20).



**Figure 4-19 : HDV TFC - Séisme EC8 - Drift maximum par étage.**



#### 4-2.2.4 Évaluation du dommage : séisme EC8, structure renforcée

##### – *Indicateurs locaux*

∴ A l'issue de l'analyse dynamique l'HDV présente une fissuration importante du béton au niveau de sous-sol et sur les cinq premiers étages courants au dessus du caisson de transfert.

∴ La présence du TFC a permis d'éviter la plastification en pied et la création d'une rotule plastique en base des étages courants. Toutefois, une légère plastification des armatures métalliques des piles est observée sur deux niveaux au-dessus de la zone renforcée ( $\varepsilon_{max} \approx 2,6.10^{-3}$ ) et reste bien inférieure à la limite de rupture en traction ( $\varepsilon_{su} \approx 9.10^{-2}$ ).

∴ Aucune rupture par compression du béton ni flambement d'armatures métalliques ne sont observés. Certains éléments structuraux connaissent donc une plastification de leurs armatures métalliques, mais la capacité portante de l'ouvrage n'est pas remise en cause.

##### – *Indicateurs globaux*

∴ Le drift maximal ( $5,95.10^{-3}$ ) est atteint dans les étages supérieurs (contre  $4,28.10^{-3}$  dans le cas non renforcé).

∴ Le déplacement maximal en tête est de 16,3 cm (contre 13,3cm dans le cas non renforcé)

##### – *Correspondance avec l'échelle EMS-98 (indicateurs locaux)*

Au regard de la correspondance proposée entre la classification EMS-98 et les indicateurs de dommages locaux disponibles (Tableau 1-8 [Lang, 2002]) le niveau de dommage est qualifiable de Modéré (D2), et n'a donc pas diminué comparativement au cas non renforcé.

Le renforcement effectué met en avant le contraste qu'il peut exister entre la volonté initiale et la possibilité finale d'améliorer le comportement d'une structure. Une optimisation du renforcement est recherchée afin de répondre aux objectifs de dommages Légers (D1) fixés initialement (non plastification).

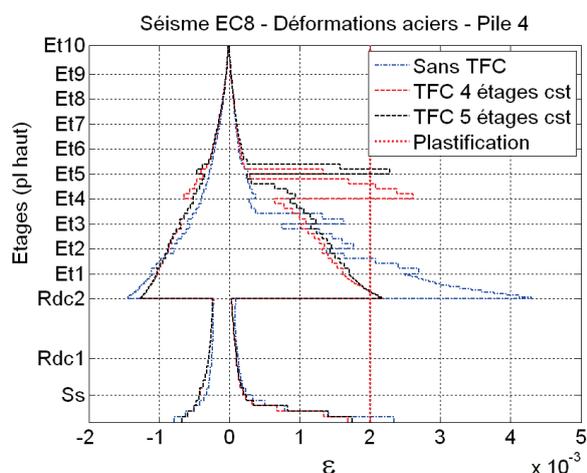
### 4-2.3 Optimisation du renforcement

Afin de comprendre l'influence des divers paramètres constitutifs du renforcement, plusieurs situations de confortement sont étudiées et comparées. Le premier critère concerne le choix des zones à renforcer.

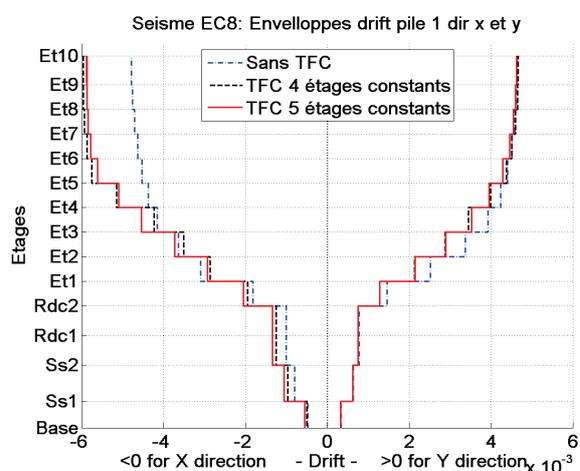
#### 4-2.3.1 Prolongement de la zone de renforcement

Initialement le TFC a été placé aux endroits sensibles, toutefois l'étude des déformations a mis en évidence une remontée de la zone de plastification au dessus du dernier étage renforcé. Le prolongement du renfort sur le cinquième étage est donc comparé avec la situation initiale de renfort sur 4 étages. La Figure 4-22 montre que le renforcement du 5<sup>ème</sup> niveau décale à nouveau la formation d'une zone de plastification au dessus de l'arrêt du TFC. Alors que dans le cas précédent cette zone concernait un étage et demi, elle ne concerne plus que la base du 5<sup>ème</sup> niveau, et présente une déformation plus faible.

En revanche, la valeur des déformations sur les étages inférieurs (1 à 4) ainsi qu'à la base s'est accrue. Prolonger le nombre d'étages renforcés rigidifie la structure en gênant la dissipation d'énergie, ce qui se traduit par des efforts internes plus élevés dans les zones renforcées.

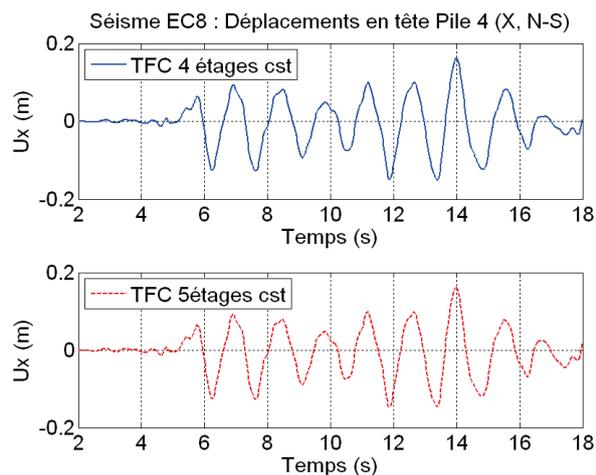


**Figure 4-22 : HDV TFC -Déformation des armatures métalliques - Influence du prolongement de la zone renforcée sur un étage.**

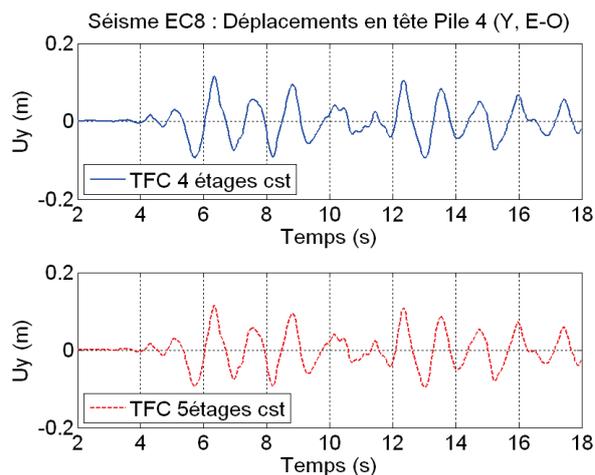


**Figure 4-23 : HDV TFC -Drift maximum par étage - courbe enveloppe - Influence du renforcement.**

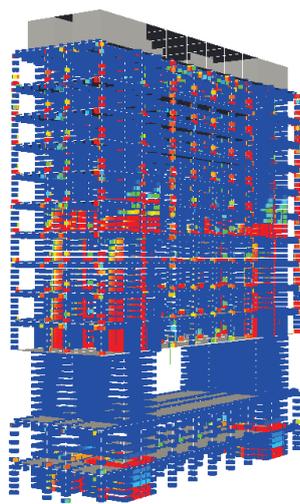
Concernant le mode vibratoire de la structure celui-ci reste très proche du cas de renforcement initial. L'allure des déplacements (Figure 4-24) et du drift restent similaires au renforcement initial.



**Figure 4-24 : HDV TFC - Déplacement par étage au cours du temps - Direction X - Renforcement sur 4 et 5 étages.**

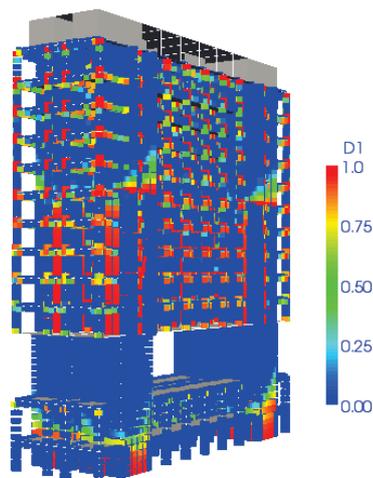


**Figure 4-25 : HDV TFC - Déplacement par étage au cours du temps - Direction Y - Renforcement sur 4 et 5 étages.**



Renforcement en pied et sur 4 étages courants - Analyse numérique.

**Figure 4-26 : HDV TFC - Séisme EC8 - Endommagement en traction de l'HDV.**



Renforcement en pied et sur 5 étages courants - Analyse numérique.

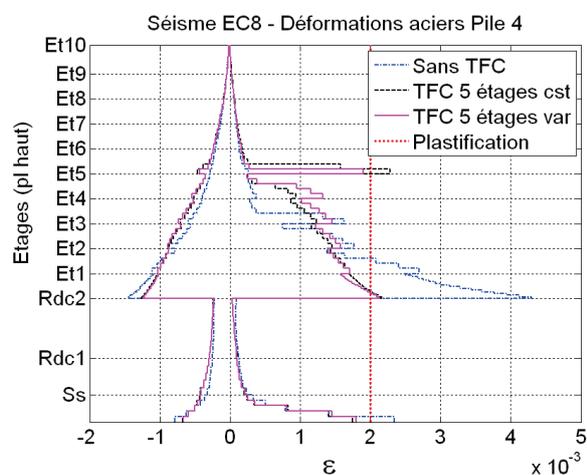
**Figure 4-27 : HDV TFC - Séisme EC8 - Endommagement en traction de l'HDV.**

Afin de limiter l'évolution des efforts internes, l'étude du second paramètre concerne l'adaptation du renforcement en fonction des sollicitations dans chaque étage.

### 4-2.3.2 Renforcement progressif

Éviter la formation d'une zone plastique limite la dissipation d'énergie liée aux hystérésis de fonctionnement de l'acier et augmente les efforts internes de la structure. Cependant cela permet une plus grande participation de l'ensemble de la structure, que l'on observe sur la carte d'endommagement présentant une zone de dommage en traction plus importante (Figure 4-26 et Figure 4-27). Toutefois, cette dissipation par fissuration en traction du béton est gênée dans certaines zones par la présence de TFC. Ainsi les deux derniers étages renforcés présentent un indice d'endommagement inférieur à 1. Ceci provient du fait que le TFC y est surdimensionné. Afin d'éviter la formation de zones plastiques tout en permettant une fissuration contrôlée du béton, le dimensionnement du renforcement est maintenant adapté à chaque niveau.

Les efforts internes étant dégressifs depuis la base des étages courants jusqu'au sommet de la structure, une dégression des renforts de TFC a été retenue. Chaque renfort de TFC est dimensionné avec les efforts internes circulant en base de l'étage correspondant. La conséquence technologique de cette modification est une réduction de 0.5mm de l'épaisseur de TFC par étage. Ainsi le premier étage bénéficie d'un renforcement de 6mm d'épaisseur et le 5<sup>ème</sup> étage d'une épaisseur de 4mm.

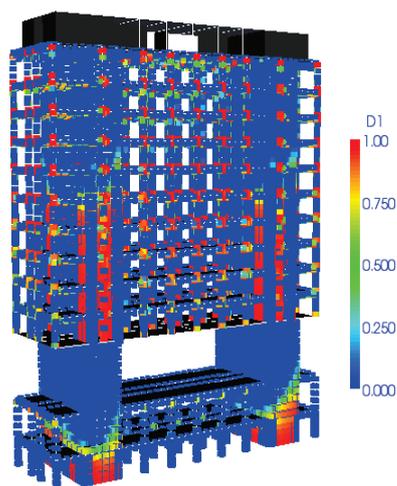


**Figure 4-28 : HDV TFC - Déformation des armatures métalliques - Influence du renforcement variable.**

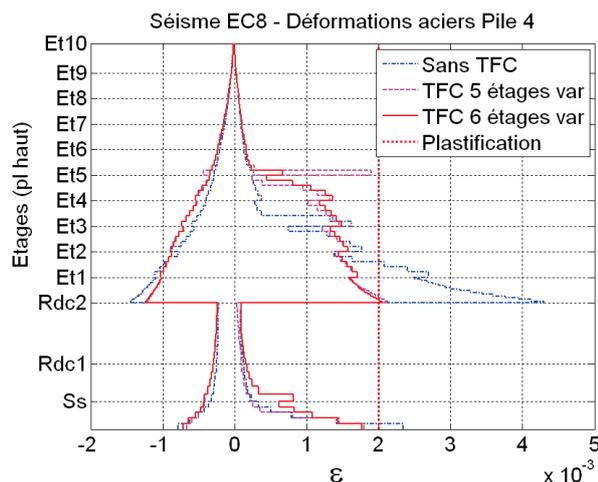
Malgré la persistance d'une zone de discontinuité, cette solution permet d'atteindre l'objectif fixé de non plastification des armatures.

### 4-2.3.3 Solution retenue

L'ensemble de ces observations conduit à définir une dernière solution de renforcement. Le TFC est alors prolongé de manière dégressive jusqu'au sixième étage. L'objectif est de réduire au maximum la discontinuité entre les zones renforcées et non renforcée. Les Figure 4-29 et Figure 4-30 montrent que cette dernière solution apporte une réponse satisfaisante à la problématique de départ. La formation des zones plastiques est évitée et la répartition de l'endommagement dans la structure met en avant la meilleure homogénéité de son fonctionnement.



**Figure 4-29 : HDV TFC - Séisme EC8 - Endommagement en traction - Renforcement optimisé.**



**Figure 4-30 : HDV TFC - Déformation des armatures métalliques - Renforcement optimisé.**

#### 4-2.3.4 Niveau de dommage : séisme EC8, renforcement (optimisé)

##### – *Indicateurs locaux*

∴ A l'issue de l'analyse dynamique l'HDV présente une fissuration du béton répartie au niveau du sous-sol et sur les six étages courants au dessus du caisson de transfert. La présence du TFC a permis d'éviter totalement la plastification des armatures métalliques. Aucune rupture par compression du béton ni flambement d'armatures métalliques n'est observé.

##### – *Indicateurs globaux*

∴ Le drift maximal ( $5,88 \cdot 10^{-3}$ ) est atteint dans les étages supérieurs (contre  $4,28 \cdot 10^{-3}$  dans le cas non renforcé). Le déplacement maximal en tête est de 16,1 cm (contre 13,3cm dans le cas non renforcé)

##### – *Correspondance avec l'échelle EMS-98 (indicateurs locaux)*

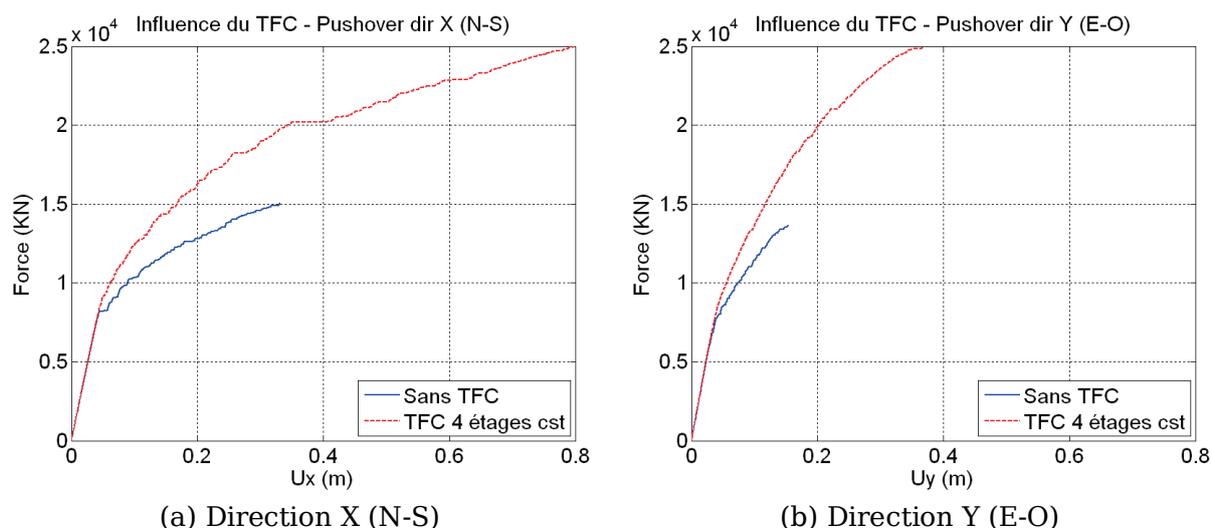
La correspondance entre la classification EMS-98 et les indicateurs de dommage locaux (Tableau 1-8 [Lang, 2002]) permettent de quantifier le niveau de dommage de Léger (D1), ce qui est satisfaisant.

Une évaluation de l'ouvrage est maintenant présentée selon une analyse statique par poussée progressive (Pushover) afin de comparer les résultats obtenus avec ceux résultant des méthodes d'ingénierie et guides de recommandations actuels.

## 4-2.4 Analyse statique non linéaire : Pushover (structure renforcée)

### 4-2.4.1 Structure renforcée sur 4 étages (épaisseur TFC constante)

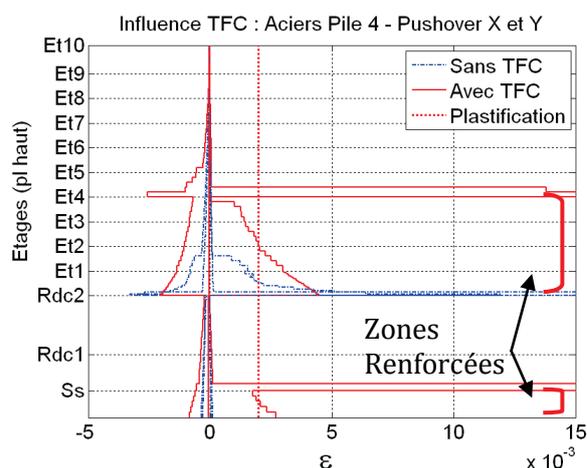
La procédure de Pushover utilisée est identique à celle de l'analyse sur la structure non renforcée (§2-3.1). Le comportement de la structure renforcée présente un gain de 40% en résistance et de plus de 50% en ductilité en comparaison de la structure initiale, et ce dans les deux directions considérées (Figure 4-31).



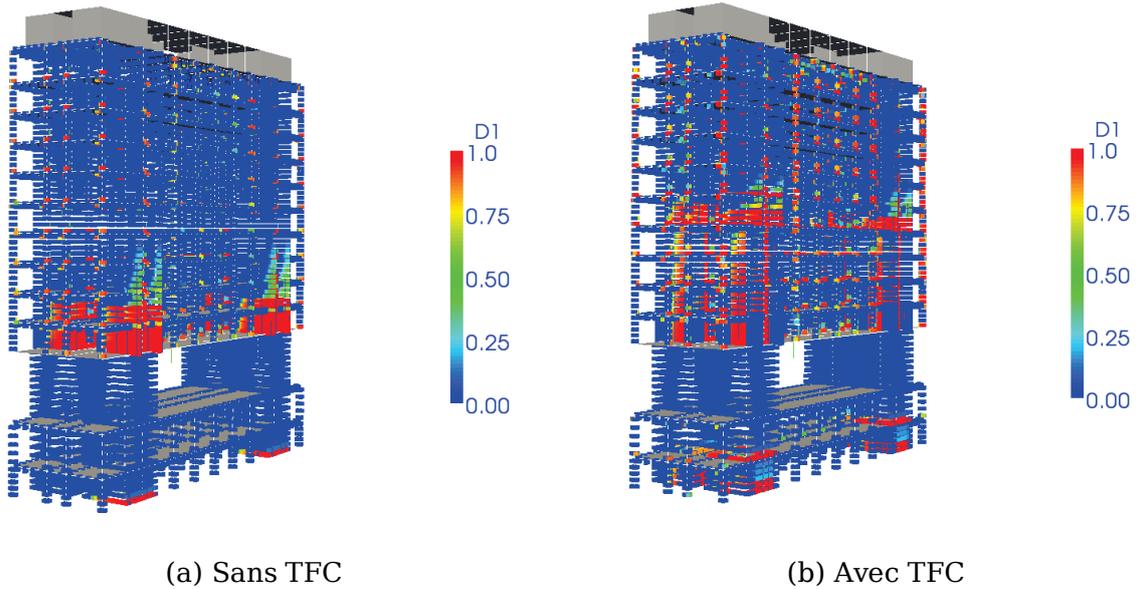
**Figure 4-31 : HDV TFC - Pushover - Effort en base Vs déplacements en tête - Situation non renforcée et situation renforcée (sous-sol et 4 étages courants).**

L'effet du TFC est similaire à celui décrit dans l'analyse dynamique. La présence du TFC permet d'éviter la localisation des déformations dans la zone renforcée (Figure 4-32). La nouvelle zone de faiblesse est clairement identifiée au dessus des zones renforcées, que ce soit au sous-sol ou dans les étages courants.

De même que dans l'analyse dynamique, en présence du TFC l'endommagement en traction du béton se développe sur les cinq premiers niveaux et de manière plus importante à la base de la structure (Figure 4-33).



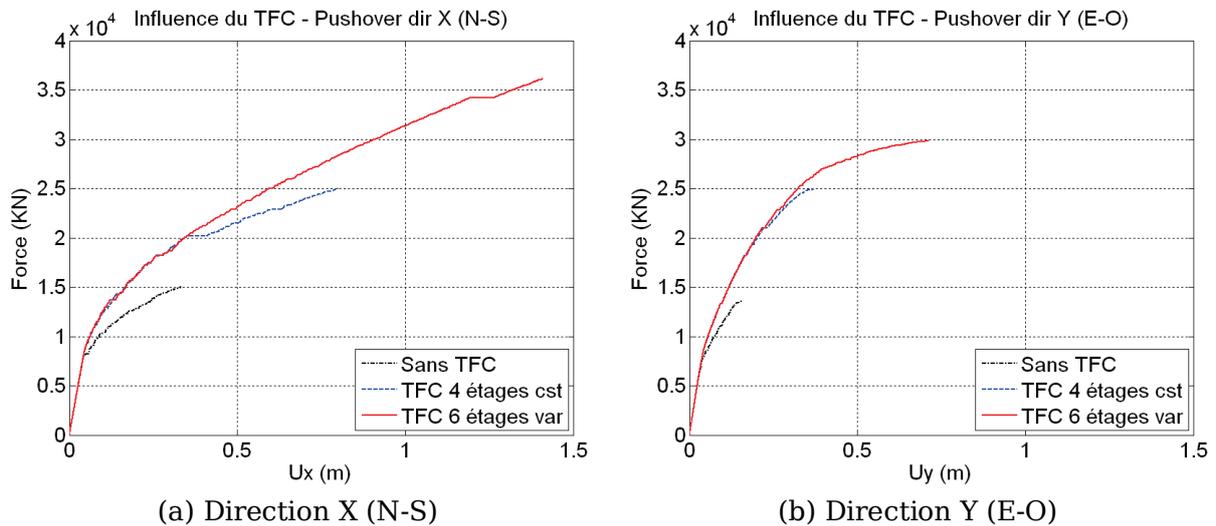
**Figure 4-32 : HDV TFC - Pushover - Déformation des armatures dans les piles - Cas non renforcée Vs cas renforcée.**



**Figure 4-33 : HDV TFC - Pushover - (a) Endommagement en traction de l'HDV - Sans TFC et (b) avec renforcement en pied et sur 4 étages courants.**

#### 4-2.4.1 Structure optimisée : renforcement variable sur 6 étages

Le comportement de la structure optimisée permet un gain de plus de 100% sur la résistance de la structure et de 250% en ductilité, que se soit pour la direction X ou Y. (Figure 4-34).



**Figure 4-34 : HDV TFC - Pushover - Effort en base Vs déplacements en tête - Situation non renforcée et situation renforcée (sous-sol et 4 étages courants).**

#### 4-2.4.2 Niveau de dommage : Pushover, structures renforcées (initiale et optimisée)

La position du point de performance (déplacement cible) est utilisée pour évaluer les degrés de dommage en fonction des seuils de chaque niveau. Les valeurs de déplacement en tête et de drift nécessaires au calcul des niveaux de dommage HAZUS et RISK-UE sont répertoriées dans les Tableau 4-4 et Tableau 4-5

**Tableau 4-4 : Analyse Pushover : renforcement initial.**

Renforcement constant sur 4 étages + s-sol	Positionnement sur la courbe Pushover			Drift max au déplacement cible
	Début des non linéarités (cm)	Déplacement cible (cm)	Ruine (cm)	
Direction X	4.6	10.2	80	$3,4 \cdot 10^{-3}$
Direction Y	4.1	9.8	36	$3,2 \cdot 10^{-3}$

**Tableau 4-5 : Analyse Pushover : renforcement optimisé.**

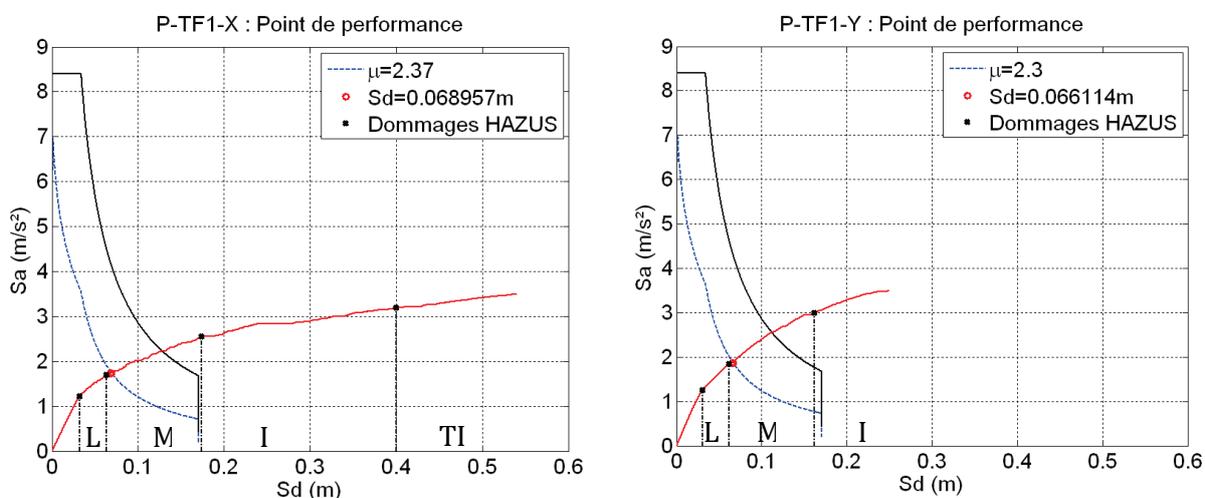
Renforcement variables sur 6 étages + s-sol	Positionnement sur la courbe Pushover			Drift max au déplacement cible
	Début des non linéarités (cm)	Déplacement cible (cm)	Ruine (cm)	
Direction X	4.6	10.47	141	$3,3 \cdot 10^{-3}$
Direction Y	4.1	9.7	71.3	$3,2 \cdot 10^{-3}$

Il est intéressant de constater que la localisation du déplacement cible et du drift associé sont très proches dans les deux situations de renforcement. La structure optimisée présente pourtant une capacité plus élevée. Afin de pouvoir transcrire une évolution en terme de niveau de dommage, la méthode utilisée doit tenir compte de l'accroissement de ductilité dans le calcul du niveau de dommage. Ainsi l'utilisation de la simple valeur du drift ou du déplacement en tête correspondant au déplacement cible n'est pas suffisante. La détermination du niveau de dommage selon HAZUS et RISK-UE met en avant cette différence entre les deux approches.

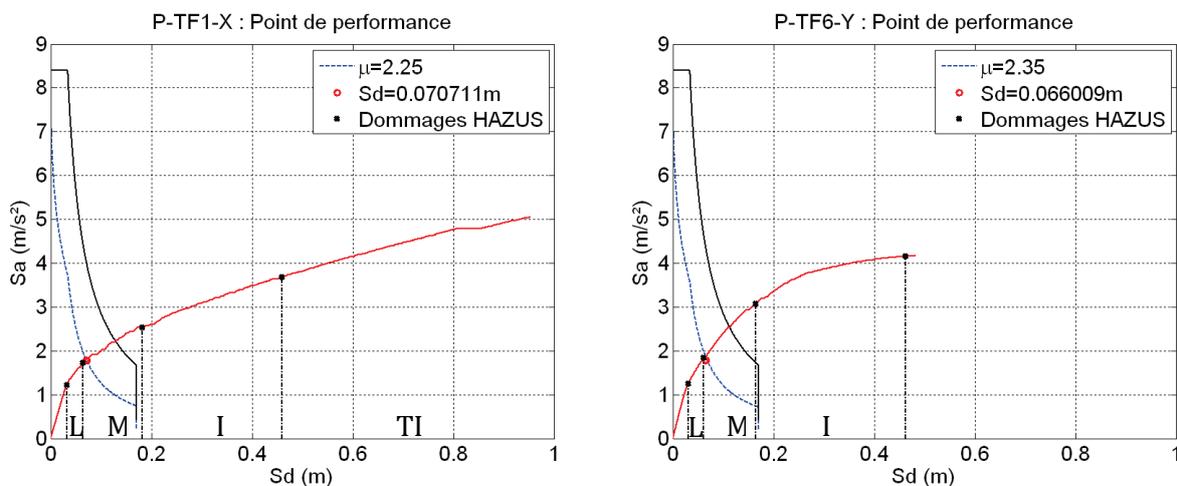
**i. Méthode HAZUS (Indicateur global : drift)**

– **Renforcement constant sur 4 étages**

Le niveau de dommage correspondant au fonctionnement cible se situe au début de la zone de dommage Modéré (D2) dans chacune des situations (Figure 4-35 et Figure 4-36). De plus, cette évaluation est très proche du cas non renforcé (§2-3.1.3i). En effet, la définition des seuils de dommages reste inchangée et ne permet pas de considérer l'accroissement de ductilité d'une structure. De plus, la définition des niveaux HAZUS basée sur le drift (Tableau 1-7) ne permet pas de caractériser l'ensemble du comportement du bâtiment. La ruine par Pushover est atteinte alors que le niveau ultime de dommage estimé par le drift en ce même point n'est pas atteint.



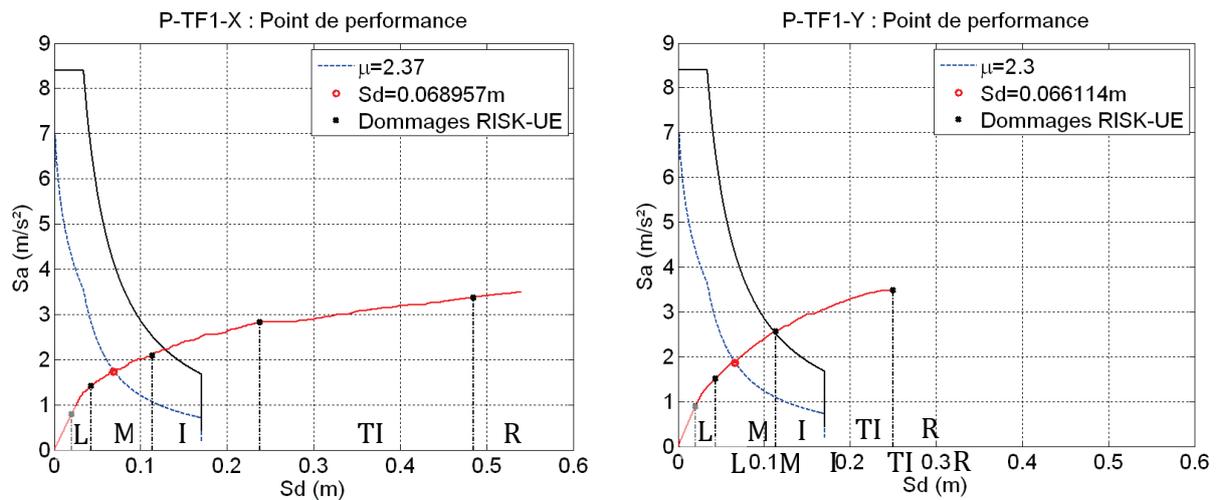
**Figure 4-35 : HDV TFC - Renforcement initial - Point de performance et niveaux de dommage - Méthode HAZUS.**



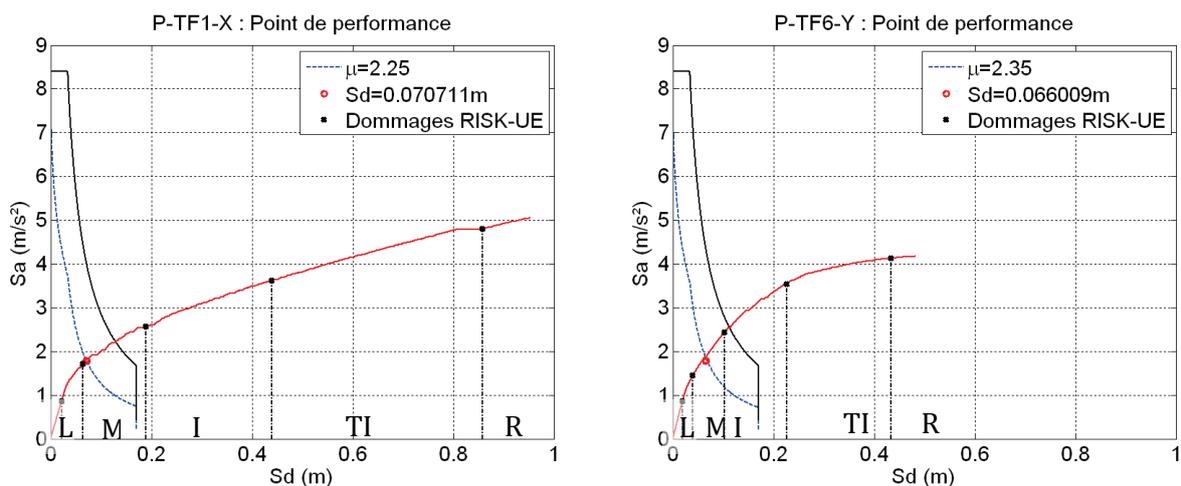
**Figure 4-36 : HDV TFC - Renforcement optimisé - Point de performance et niveaux de dommage - Méthode HAZUS.**

**ii. Méthode RISK-UE (Indicateur global : déplacement en tête)**

Selon cette approche basée sur les déplacements en tête, le niveau de dommage est Modéré (D2) dans le cas renforcé (Figure 4-37), et très proche du niveau Léger (D1) dans le cas optimisé (Figure 4-38), ce qui est cohérent avec les conclusions de l'analyse dynamique. Dans le cas non renforcé, le dommage était estimé à un niveau (D4) La présence du TFC a permis d'accroître la ductilité de l'ouvrage et donc de décaler les seuils de dommages, ceux-ci étant définis en fonction du déplacement à la limite élastique et du déplacement à la ruine.



**Figure 4-37 : HDV TFC - Renforcement initial - Point de performance et niveaux de dommage - Méthode RISK-UE.**



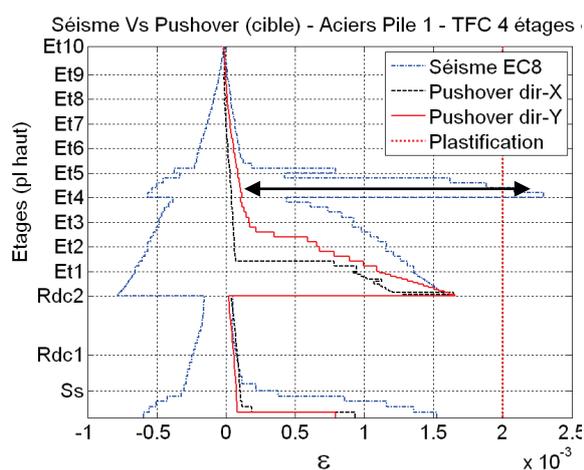
**Figure 4-38 : HDV TFC - Renforcement optimisé - Point de performance et niveaux de dommage - Méthode RISK-UE.**

#### 4-2.4.1 Positionnement de l'analyse statique vis-à-vis de l'analyse dynamique

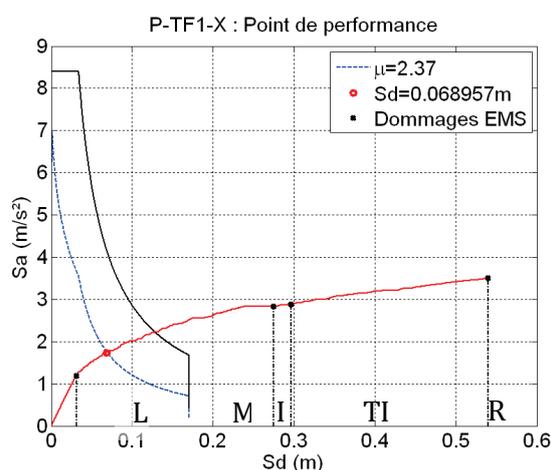
Le Pushover (jusqu'à la ruine) a permis de mettre en évidence les mêmes zones critiques que dans le cas de l'analyse dynamique. Par ailleurs l'amplitude des déplacements cibles est cohérente avec celle des déplacements maxima observés durant l'analyse sismique.

En revanche, au regard des indicateurs locaux, l'état de la structure pour le déplacement cible n'est pas cohérent avec l'état de la structure à la fin de l'analyse dynamique. La Figure 4-39 permet de visualiser l'état de déformation dans les armatures métalliques au cours de l'analyse dynamique ainsi qu'au cours de l'analyse statique pour le déplacement cible. La nouvelle zone critique n'est pas identifiée.

Au regard de la correspondance avec l'échelle EMS-98, le niveau de dommage issu de l'analyse dynamique était qualifiable de Modéré (D2) (§4-2.3.4). En revanche, du point de vue de l'analyse statique, le point de performance indique que la structure se trouve dans un état de dommage Léger (D1) (Figure 4-39).



**Figure 4-39 : HDV TFC - Déformation dans les armatures - Renforcement initial - Comparaison entre l'analyse dynamique et l'analyse statique pour le déplacement cible.**



**Figure 4-40 : HDV TFC - Renforcement initial - Point de performance et niveaux de dommage - Correspondance Méthode EMS-98.**

On observe une meilleure concordance de l'amplitude des déplacements en tête dans le cas statique (cible) et dynamique dans la situation renforcée que dans le cas non renforcée. La limitation des phénomènes plastiques liée à la présence du TFC a réduit l'influence des modes supérieurs de flexion ce qui offre une meilleure concordance avec les hypothèses du chargement statique appliqué.

### **4-2.5 Conclusion sur le renforcement de l'Hôtel de Ville de Grenoble.**

Les conclusions issues de ces études paramétriques permettent de déterminer le comportement optimum recherché avec l'emploi du TFC. Le TFC doit s'opposer à une localisation excessive des déformations, tout en permettant la fissuration du béton en traction. Ainsi l'augmentation de la capacité de la structure se fait par un meilleur contrôle de la dissipation énergétique. L'apparition de rotules plastiques est donc retardée.

Cette étude met également en avant les limites des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité basées sur l'analyse Pushover des structures. Il ne s'agit pas de remettre en cause l'analyse par poussée progressive, qui permet avec une approche simple de mettre en évidence les zones critiques de l'ouvrage, mais de mentionner la difficulté d'une définition globale de l'endommagement à partir de l'utilisation d'indicateurs globaux.

L'analyse dynamique non linéaire par éléments poutres multifibres est donc un outil qui permet d'analyser plus précisément le comportement d'une structure. Son efficacité réside également dans sa demande en ressources de calcul qui devient abordable au vu de la capacité des machines actuelles.



---

## Conclusions et perspectives

---

Dans le cadre du projet ANR ARVISE, le travail de cette thèse s'articule autour de l'analyse et de la réduction de la vulnérabilité sismique du bâti existant. Plus particulièrement, il s'agit d'apporter des outils permettant d'évaluer la capacité mécanique d'un ouvrage face à un risque et de proposer une solution de confortement. Parmi la diversité des techniques existantes, l'étude se focalise sur le renforcement des structures en béton armé par collage de TFC. La principale problématique réside dans le manque d'outils numériques permettant de modéliser l'effet de ce type de renforcement sur une structure.

∴ Une stratégie simplifiée de modélisation des structures en béton armé et de leur renforcement par TFC est proposée pour évaluer la performance d'un ouvrage avant et après son confortement. Plus spécifiquement, la discrétisation spatiale de la structure est réalisée avec des éléments finis poutres multifibres. Une analyse dynamique non linéaire et une analyse non linéaire par Pushover sont conduites en utilisant les spectres de calcul réglementaires de l'Eurocode 8. L'utilisation d'un modèle d'endommagement unilatéral pour la représentation du béton (La Borderie) et d'un modèle de plasticité pour l'acier (Menegotto-Pinto) permet d'accéder aux informations locales (contraintes, déformations, variables d'endommagement) dans les différents éléments de la structure. Les zones critiques sont alors identifiées et servent de base à la solution de renforcement.

Une interprétation des variables locales (s'appuyant sur les travaux de Lang) permet d'exprimer le degré de dommage global de l'ouvrage au sens de la classification EMS-98 (Léger, Important, Ruine,...), et de disposer ainsi d'un élément qualitatif dans le choix d'une décision de renforcement. Dans l'hypothèse où le renforcement de l'ouvrage est retenu, la modélisation du renforcement par TFC est intégrée à la modélisation et une nouvelle évaluation des dommages est menée.

L'application de cette méthodologie à un ouvrage réel (Hôtel de Ville de Grenoble) a permis de localiser les zones critiques, de simuler leur renforcement par TFC, et de déterminer l'impact de ce renforcement sur le comportement de l'ouvrage. L'apparition de nouvelles zones de dommages a mis en évidence le risque potentiel d'une action de confortement sur la construction et l'intérêt de la démarche proposée pour définir une solution pertinente et optimiser la stratégie de renforcement. Une phase d'optimisation de la solution de renforcement est réalisée, pour aboutir à une solution satisfaisante.

∴ La démarche proposée s'appuie sur la possibilité d'une modélisation du renforcement par TFC dans une approche multifibres. Ces travaux présentent une méthodologie adaptée aux sollicitations sismiques permettant de prendre en compte le renforcement des poutres (et plus généralement des éléments sollicités en flexion) ainsi que le confinement des poteaux dans la modélisation par éléments multifibres :

L'utilisation de fibres additionnelles dans la représentation des sections d'éléments finis multifibres permet de modéliser le comportement d'éléments renforcés axialement vis-à-vis de la flexion. Le TFC est modélisé par un comportement élastique linéaire et peut tenir compte d'une rupture précoce par délaminage en introduisant un coefficient de performance.

Un nouveau modèle cyclique de béton pour poteaux confinés est proposé (GMCC). Son architecture basée d'une part sur le modèle d'endommagement du béton de La Borderie et d'autre part sur le modèle de béton confiné d'Eid & Paultre lui permet de reproduire le comportement cyclique du béton soumis à un confinement. Les phénomènes d'ouverture et de refermeture des fissures ainsi que le confinement interne (dû aux cadres d'armatures) et externe (dû au TFC) est pris en compte. Sa validation expérimentale tant lors d'une campagne d'essais sur poteaux individuels soumis à des sollicitations cycliques que sur une pile de pont partiellement renforcée a montré la bonne cohérence des résultats numériques et expérimentaux.

La stratégie utilisée pour la construction de ce nouveau modèle de béton confiné consiste à adapter l'évolution de la variable d'endommagement en compression du modèle La Borderie. Cette adaptation est effectuée à partir de la relation contrainte-déformation uniaxiale en compression du modèle de béton confiné Eid & Paultre. Tandis que le premier modèle ne dépend pas de la géométrie de l'élément (modèle local), le second (global) dépend des spécificités du poteau et s'avère adapté aux sections circulaires.

Un des aspects intéressants de la construction du modèle GMCC est de permettre l'utilisation de différents modèles globaux. Ainsi, la perspective majeure de ce modèle réside dans la possibilité de représenter le comportement cyclique de diverses configurations de poteaux confinés en fonction des modèles globaux correspondants. Il serait donc intéressant d'en évaluer les performances dans le cas de lois de comportements relatives à des poteaux rectangulaires, ou à du confinement partiel sur la hauteur du poteau.

∴ Ce travail met également en perspective les méthodes d'analyse dynamiques non linéaires et des méthodes statiques par poussée progressive. L'analyse Pushover présente l'avantage considérable de disposer de procédures bien définies quant à

l'interprétation des résultats obtenus, notamment avec la recherche du point de performance (déplacement cible). Toutefois, une de ses contraintes réside dans son chargement qui est représenté à partir du fonctionnement supposé de l'ouvrage (participation des différents modes). Dans le cas d'une étude de renforcement l'action du TFC peut modifier le comportement global de l'ouvrage et notamment l'influence des modes supérieurs. Dès lors, un Pushover multimodal adaptatif semble indispensable. Cette procédure devient délicate et intègre diverses estimations, telles que les recombinaisons des différents modes dans le domaine non linéaire. L'analyse dynamique non linéaire permet d'éviter ces approximations, d'autant qu'elle intègre directement les effets de la torsion. De plus les simulations effectuées avec une modélisation multifibres ont montré que les ressources de calcul nécessaires à l'analyse dynamique peuvent être inférieures à celles d'un Pushover où le système travaille essentiellement dans son domaine non linéaire.

∴ L'interprétation du niveau de dommage par le biais d'indicateurs globaux (drift, déplacements en tête) telle qu'elle est généralement rencontrée, présente une variabilité importante d'une définition à l'autre (RISK-UE, HAZUS). L'utilisation directe du drift apparaît peu fiable; une bonne complémentarité avec l'étude de la courbure (dérivée du drift) se dégage et serait à explorer plus amplement. Les informations issues des lois constitutives locales (notamment les variables d'endommagement) apportent une valeur ajoutée importante à la qualification du niveau de dommage. Une évolution en ce sens des guides de recommandations serait intéressante.

La définition d'une procédure de type réglementaire (à l'image du Pushover) serait donc un outil précieux permettant de faciliter l'utilisation et l'interprétation d'une analyse dynamique. La démarche présentée dans cette thèse demande bien entendu à être enrichie et confrontée à des opinions d'ingénierie, mais s'intègre dans cette optique.

∴ Enfin, bien que les techniques d'analyse structurelles s'enrichissent régulièrement de nouveaux outils, il n'en demeure pas moins que l'interaction sol-structure reste l'un des problèmes majeurs dans l'évaluation de la vulnérabilité des structures. Le développement d'outils de modélisation tel que les macro-éléments a montré récemment de bons résultats sur des fondations superficielles, et leur extension, notamment aux fondations profondes, serait un atout important pour le diagnostic des ouvrages.



---

## Bibliographie

---

- AFPS, 2005.** *Vulnérabilité sismique du bâti existant : Approche d'ensemble*, Association Française du génie Parasismique, Cahier Technique n°25. 2005.
- Antoniou, S. et Pinho, R. 2004.** *Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures*, *Journal of earthquake engineering*, vol 8, n°4, p 497-522. 2004.
- ATC-40, 1996.** *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council. 1996.
- Balamuralikrishnan, R. et Jeyasehar, C.A. 2009.** *Flexural behavior of RC beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) fabrics*, *The Open Civil Engineering Journal*, Vol 3, p 102-109. 2009.
- Balan, T. Spacone, E. et Kwon, M. 2001.** *A 3D hypoplastic model for cyclic analysis of concrete structures*, *Engineering structures*, n° 23, p 333 - 342. 2001.
- Barbato, M. 2009.** *Efficient finite element modelling of reinforced concrete beams retrofitted with fibre reinforced polymers*, *Computers and Structures*, Vol 87, p 167-176. 2009.
- Bazant, Z.P. 1994.** *Nonlocal damage theory based on micromechanics of crack interaction*, *Journal of engineering mechanics ASCE* 120, p 593-617. 1994.
- Causse, M. Cotton, F. Cornou, C. et Bard, P-Y. 2008.** *Calibrating median and uncertainty estimates for a practical use of empirical Green's functions technique*, *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 98, n° 1, p 344-353, DOI: 10.1785/0120070075. 2008.
- Chopra, A.K. 1980, 2006.** *Dynamics of structures*, Prentice-Hall, Book (1st and 3rd edition). 1980, 2006.
- Chopra, A.K. et Goel, R.K. 2001.** *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings : Theory and preliminary evaluation*, PEER Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center. 2001.
- Chopra, A.K. et Goel, R.K. 2004.** *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings*, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 33:903-927 (DOI: 10.1002/eqe.380). 2004.
- Coffin, L. 1954.** *A study of the effects of cyclic thermal stresses on ductile metal*, *Transactions of ASME*, 76, p 931-950. 1954.
- Collombet, F. 1985.** *Modélisation de l'endommagement anisotrope : Application au comportement du béton sous compression triaxiale*, Thèse de doctorat, Laboratoire de mécanique et technologie (LMT), Cachan. 1985.
- Combescure, D. 2000.** *Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de castem 2000*, CEA, Direction de l'énergie nucléaire, département modélisation de systèmes et structures, service d'études mécaniques et thermiques, Rapport DM2S. 2000.
- Common Author, 2010.** *Seismic retrofit*, Wikipedia, Photo de l'Université de Berkeley, Californie, [En ligne] - [http://en.wikipedia.org/wiki/Seismic\\_retrofit](http://en.wikipedia.org/wiki/Seismic_retrofit) - (Page consultée en juillet 2010). 2010.
- CRM, 2006.** *Inauguration du Lycée nord-caraïbes de Bellefontaine*, Conseil Régional de Martinique, [En ligne] - <http://www.cr-martinique.fr/francais/actu/annee2006/200611/corpactuLYCEEBELLEFONTAINE-271106.html> - (Page consultée en juillet 2010). 2006.

**Davidovici, V. 2008.** *Renforcement des bâtiments scolaires, Dynamique Concept, [En ligne] - [http://www.planseisme.fr/IMG/pdf/Victor\\_Davidovici\\_Renforcement\\_CRAG2008.pdf](http://www.planseisme.fr/IMG/pdf/Victor_Davidovici_Renforcement_CRAG2008.pdf) - (Page consultée en juillet 2010).* 2008.

**Desprez, C. Mazars, J. et Kotronis, P. Paultre, P. Roy, N. Trudeau, M.B. 2009.** *Retrofitting reinforced concrete structures with FRP: Numerical simulation using multifiber beam elements, Proceedings COMPDYN 2009, 2nd International conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering Rhodes, Greece.* 2009.

**Dufour, F. 1998.** *Modélisation du comportement dynamique d'une structure à murs porteurs en béton armé renforcé à l'aide de tissu à fibres de carbone, Mémoire de DEA, CEA Saclay, ENS Cachan.* 1998.

**Eid, R. et Paultre, P. 2008.** *Analytical model for FRP-confined circular reinforced concrete columns, Journal of Composites for Construction, Vol. 12, No. 5, p 541-552* 2008.

**EMS-98, 2001.** *L'Echelle Macrosismique Européenne 1998, Conseil de l'Europe, Cahiers du centre européen de géodynamique et de séismologie, Vol 19.* 2001.

**Eurocode-8, 1998.** *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, NF EN 1998-1 et NF EN 1998-3.* 1998.

**Fajfar, P. et Gaspersic, P. 1996.** *The N2 methode for the seismic damage analysis of RC building, Earthquake engeneering and structural dynamics, Vol 25, p 31-46.* 1996.

**Fajfar, P. Marusic, D. et Perus, I. 2005.** *Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings, Journal of earthquake engineering, vol 9, n°6, p 831-854.* 2005.

**Fardis, M.N. et Chen, E.S. 1986.** *A cyclic multiaxial model for concrete, Computational Mechanics, Vol 1, n° 4, p 301-315, DOI 10.1007/BF00273706.* 1986.

**Fardis, M. 2009.** *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings (based on EN-Eurocode8 ,Geotechnical, geological and earthquake engineering, Vol 8.* 2009.

**Filippou, F. et Constandines, M. 2004.** *Fedeaslab getting started guide and simulations examples, Department of civil and environmental engineering, UC Berkeley.* 2004.

**Freyssinet, 2008.** *Freyssinet Group, Composites reinforcing elements, [En ligne] - [http://www.freyssinet.com/appli/internet/w3fcom.nsf/ag\\_Creation\\_Page?OpenAgent&UNID=28D1D028ABD356FAC12573B10044A835&contexte=121&rubrique=activites&lang=en&font=small](http://www.freyssinet.com/appli/internet/w3fcom.nsf/ag_Creation_Page?OpenAgent&UNID=28D1D028ABD356FAC12573B10044A835&contexte=121&rubrique=activites&lang=en&font=small) - (Page consultée en juillet 2010).* 2008.

**Gatuingt, F. Desmorat, R. Chambart, M. Combescure, D. et Guilbaud, D. 2008.** *Anisotropic 3D delay-damage model to simulate concrete structures, Revue européenne de mécanique numérique, Vol 17, p 740-760.* 2008.

**Grange, S. Kotronis, P. et Mazars, J. 2007.** *Numerical modelling of the seismic behaviour of a 7-story building: NEES benchmark, Materials and Structures, Vol 42, n° 10, p 1433-1442, DOI 10.1617/s11527-008-9462-y.* 2007.

**Guedes, J. Pégon, P. et Pinto, A. 1994.** *A fibre Timoshenko beam element in CASTEM 2000, Special publication nr. i.94.31. Technical report, J.R.C, I-21020, Ispra, Italy.* 1994.

**Gueguen, P. Michel, C. El Arem, S. Mazars, J. et Kotronis, P. 2009.** *Full scale dynamic response of a RC building under Peak seismic motions using earthquake recording, ambient vibrations and modellind, Earthquake engineering and structurals dynamincs, DOI 10.1002/eqe.948.* 2009.

**IDEERS, 2008.** *Introducing and Demonstrating Earthquake Engineering Research in Schools, Resistant buildings, [En ligne] - [http://www.ideers.bristol.ac.uk/resistant/damping\\_friction.html](http://www.ideers.bristol.ac.uk/resistant/damping_friction.html) - (Page consultée en juillet 2010).* 2008.

- Ile, N. et Reynouard, J.M. 2007.** *Etude sur le fonctionnement sismique de structures à murs à cellules contreventées, Rapport Final, Structure fédérative RNVO.* 2007.
- Jirásek, M. 2004.** *Non-local damage mechanics with application to concrete, Revue française de génie civil, n° 8, p 683-707.* 2004.
- Juster-Lermitte, S. 2010.** *Benchmark SMART 2008, phase 1, Synthetics results report, CEA, Département de modélisation des systèmes et structures, Service d'études mécaniques et thermiques.* 2010.
- Kalkan, E. et Kunnath, S.K. 2006.** *Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures, Journal of structural engineering © ASCE, n°1721.* 2006.
- Karbhari, V.M. et Gao, Y. 1997.** *Composite jacketed concrete under uniaxial compression-verification of simple design equations, Journal of materials in civil engineering.* 1997.
- Kotronis, P. 2000.** *Cisaillement dynamique de murs en béton armé. Modèles simplifiés 2D et 3D, Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan,* 2000.
- Kotronis, P. et Mazars, J. 2005.** *Simplified modelling strategies to simulate the dynamic behaviour of RC walls, Journal of earthquake engineering, Vol 9, n°2.* 2005. pp. 285-306.
- Kotronis, P. Davenne, L. et Mazars, J. 2004.** *Poutre multifibre Timoshenko pour la modélisation de structures en béton armé. Théorie et applications numériques, Vol 8/2-3, p 329-343, DOI 10.3166/rfgc.8.329-343.* 2004.
- Kotronis, P. 2008.** *Stratégies de modélisation de structures en béton soumises à des chargements sévères, Mémoire de HDR, Université Joseph Fourier, Grenoble.* 2008. Vol. Habilitation à Diriger des Recherches, <http://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00350461/fr/>.
- La Borderie, C. 1991.** *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: Modélisation et application à l'analyse des structures en béton, Thèse de doctorat, Université Paris VI, Paris, France.* 1991.
- La Borderie, C. Mazars, J. et Pijaudier-Cabot, G. 1994.** *Damage mechanics model for reinforced concrete structures under cyclic loading. A.C.I, 134, p 147-172, edited by W.Gerstle and Z.P. Bazant.* 1994.
- La Borderie, C. 2003.** *Stratégies et modèles de calculs pour les structures en béton, mémoire de HDR, Université de Pau et des Pays de l'Adour.* 2003.
- Lam, L. et Teng, J.G. 2003.** *Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete, Construction and Building Materials, Vol 17, n° 6-7, pp 471-489 .* 2003.
- Lang, K. 2002.** *Seismic vulnerability of existing building. Ph.D Thesis. Swiss Federal Institute of Technology , Zurich : s.n.,* 2002.
- Légeron, F. Paultre, P. et Mazars, J. 2005.** *Damage mechanics modeling of nonlinear seismic behavior of concrete structures, materials and structures, Journal of structural engineering, Vol 131, n° 6, p 946-955.* 2005.
- LESSLOSS, 2006.** *Integration of knowledge on FRP retrofitted structures, Deliverable 49, Sub-Project 7, Techniques and methods for vulnerability reduction, p 33 - 42.* 2006.
- Manson, S. 1954.** *Behaviour of materials under conditions of thermal stress, NACA report 1170 Lewis Flight Propulsion Laboratory, Cleveland, USA.* 1954.
- Mazars, J. 1984.** *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure, Thèse de doctorat, Laboratoire de mécanique et technologie, ENS Cachan.* 1984.
- Mazars, J. 1986.** *A description of micro and macroscale damage of concrete structures, Engineering Fracture Mechanics, Vol 25, Issues 5-6, p 729-737, Laboratoire de Mécanique et Technologie, Enset/Université Paris 6/CNRS, 61, avenue du Président Wilson, 94230 Cachan Fra.* 1986.

**Mazars, J. et Pijaudier-Cabot, G. 1989.** *Continuum damage theory - application to concrete, Journal of engineering mechanics.* 115(2), p 345-365. 1989.

**Mazars, J. Kotronis, P. Ragueneau, F. et Casaux, G. 2006.** Using multifiber beams to account for shear and torsion : Applications to concrete structural elements, *Computer methods in applied mechanics and engineering*, Vol 195, n° 59. 2006. pp. 7264-7281.

**Medvedev, S. Sponheuer, W. et Karnik, V. 1967.** *Seismic Intensity scale version 1964*, pub. *Inst. Geodyn, 48, Iena.* 1967.

**Menegotto, M. et Pinto, P. 1973.** *Method of analysis of cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending.* Lisbon : IABSE Symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, final report. 1973.

**Michel, C. 2007.** *Vulnérabilité sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville, Thèse de doctorat, Laboratoire de Geophysique Interne et Technophysique (LGIT), Université Joseph Fourier, Grenoble I.* 2007.

**Michel, C. Guéguen, P. et El Arem, S. Mazars, J. Kotronis, P. 2009.** *Full-scale dynamic response of an RC building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling*, Vol 39, n° 4, p 419 - 441, DOI 10.1002/eqe.948. 2009.

**Miner, M. 1945.** *Cumulative damage in fatigue, Journal of applied mechanics*, 67, A159-A154. 1945.

**Monti, G. Renzelli, M. et Luciani, P. 2003.** *FRP adhesion to uncracked and cracked concrete zones, Proceedings, sixth international symposium on FRP, reinforcement for concrete structures (FRPRCS-6), Singapore.* 2003.

**Mwarfy, A.M. et Elnashai, A.S. 2000.** *Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings, Departement of civil and environmental engineering, Imperial college, London.* 2000.

**Nguyen, X.H. Mazars, J. et Kotronis, P. 2006.** *Simplified 3D modelling of dynamic behaviour of reinforced concrete structures, Revue européenne de génie civil, vol 10, no 3, p 361-373.* 2006.

**NISEE, 2002.** Campus retrofit collection, University of California, Berkeley, National Information Service for Earthquake Engineering, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER), [En ligne] - <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/Image/CR0296> - (Page consultée en juillet 2010). 2002.

**NISEE, 1979.** Karl V. Steinbrugge Collection, Imperial County Services Building, California, National Information Service for Earthquake Engineering, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER), [En ligne] - <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/Image/S5504>, - (Page consultée en juillet 2010). 1979.

**Ongpeng, J.M.C et Oreta, A.W.C. 2003.** *Effect of carbon FRP in confining circular RC columns using artificial neural networks, Rapport interne du Tokyo Institute of Technology.* 2003.

**Ottosen, N.S. 1979.** *Constitutive model for short time loading of concrete, Journal of engineering mechanics, ASCE, Vol 105, p 127-141.* 1979.

**Owen, D. et Hinton, E. 1980.** *Finite elements in plasticity: Theory and practice, Pineridge Press Ltd, Swansea, England.* 1980.

**Pasquin, C. Leboeuf, N. Paal, T. 2002.** *Friction dampers for seismic rehabilitation of Eaton building, Montreal, Proceedings 4<sup>th</sup> Structural specialty conference of the Canadian society for civil engineering, Montreal, Quebec.* 2002.

- Paultre, P. 2001.** *Wmnphi : A program for sectional analysis of structural concrete. user manual, Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures, Université de Sherbrooke, QC, Canada, Report CRGP-2001/01.* 2001.
- Penelis, G.G. et Kappos, A.J. 2002.** *3D Pushover analysis: the issue of torsion, 12th European conference on earthquake engineering.* 2002.
- Richart, F.E. Brandtze, A. et Brown, R.L. 1929.** *The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression, vol 26, n° 31, Urbana, Ill : University of Illinois, University of Illinois bulletin.* 1929.
- RISK-UE, 2003.** *An advance approche to earthquake risk scenarios with applications to different European towns.* 2003.
- Rose, A. 2008.** 728 ton pendulum, [En ligne] <http://blog.longnow.org/2008/06/25/728-ton-pendulum/> - (Page consultée en juillet 2010). 2008.
- Rosenblueth, E. 1951.** *A basis for aseismic design, Ph.D thesis, University of Illinois, Urbana, Ill.* 1951.
- Rousseau, J. Frangin, E. Marin, P. et Daudeville, L. 2009.** Multidomain finite and discrete elements method for impact analysis of a concrete structure, *Engineering Structures*, Vol 31, Issue 11, p 2735-2743. 2009.
- Roy, N. 2006.** Réhabilitation parasismique performantielle des ponts avec des polymères renforcés de fibres de carbone, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Canada (Qc). 2006. Thèse de doctorat.
- Samaan, M. et Mirmiran, A. 1998.** Model of concrete confined by fiber composites, *Journal of structural engineering*, Vol 124, n° 9, pp. 1025-1031. 1998.
- Shao, D. Pall, A. et Solli, B. 2006.** Friction dampers for seismic upgrade of 14-story patient tower with a 36-foot tall soft-story, Andersen Bjornstad Kane Jacobs Inc. and Pall Dynamics Limited, [en ligne] - <http://www.palldynamics.com/pdf/Paper00901.pdf> - (Page consultée en juillet 2010). 2006.
- SIKA, 2003a.** Composite fabrics for structural and seismic strengthening, Brochure technique, [En ligne] - <http://www.sika.ca/con-bro6-sikawrap-ca.pdf> - (Page consultée en juillet 2010). 2003.
- SIKA, 2003b.** Structural Strengthening, [En ligne] - <http://www.sika.ca/con/newpage-25.htm> - (Page consultée en juillet 2010). 2003.
- Spadea, G. Benicardino, F. et Swamy, R.N. 1998.** Structural behaviour of composite RC beams with externally bonded CFRP, *Journal of composites for construction*, Vol 2, N° 3, p 132-137. 1998.
- SPS, 2008.** Causes and effects of low strength concrete and repair options, *Structural preservation systems*, [En ligne] - <http://www.spsrepair.com/Article/tabid/1070/contentid/595/Default.aspx> - (Page consultée en juillet 2010). 2008.
- Staalson, 2005.** Staalson Engineering P.C, Seismic strengtning, [En ligne] [http://www.staaleng.com/seismic\\_strengthening.htm](http://www.staaleng.com/seismic_strengthening.htm) - (Page consultée en juillet 2010). 2005.
- Takeda, T. Sozen, M.A. et Neilsen, N.N. 1970.** *Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal of the Structural Division, Vol 96, n° 12, p 2557-2573.* 1970.
- Thouvenot, F. Fréchet, J. Jenatton, L. et Gamond, J.F. 2003.** *The Belledonne Border Fault: identification of an active seismic strike-slip fault in the western Alps, Geophysical journal international, Vol 155, Issue 1, p 174-192, DOI 10.1046/j.1365-246X.2003.02033.x.* 2003.
- Trudeau, M.B 2009.** *Comportement en flexion composée de poteaux circulaires en béton armé confinés par des polymères renforcés de fibre de carbone (PRFC), Mémoire de Maîtrise, Centre de Recherche en Génie Parasismique et en Dynamique des Structures (CRGP), Université de Sherbrooke.* 2009.

**Wilson, E.L. Der Kiureghian, A. et Bayo, E.P. 1991.** *A replacement for the srss method in seismic analysis, Earthquake engineering & structural dynamics Vol 9, Issue 2, P 187 - 192, DOI 10.1002/eqe.4290090207.* 1991.

**Wood, H.O. et Neumann, F. 1931.** *Modified Mercalli Intensity scale of 1931, Bulletin of the seismological society of america, 21, p 277-283.* 1931.

**Xiao, Y. et Wu, H. 2000.** *Compressive Behavior of Concrete Confined by Carbon Fiber Composite Jackets, J. Mat. in Civ. Engrg. Vol 12, n° 2, pp 139-146.* 2000.

---

## Liste des Figures

---

### Chapitre 1 : Etat de l'art

Figure 1-1 : Évaluation du bâti existant – Démarche d'évaluation du risque sismique. ..	16
Figure 1-2 : Évaluation du bâti existant – Démarche des approches d'ensemble. ....	18
Figure 1-3 : RISK-UE (LM1) - Courbes de vulnérabilité - Dommage moyen ( $\mu D$ ) par typologie ( <i>IV</i> ) en fonction de l'intensité EMS-98. ....	24
Figure 1-4 : RISK-UE (LM1) - Courbes de fragilité - Probabilité d'obtenir chaque niveau de dommage ( $D_1, \dots$ ) pour une typologie donnée ( <i>Iv</i> ) en fonction de l'intensité macroscopique EMS. ....	25
Figure 1-5 : RISK-UE (LM1) - Distribution des probabilités d'obtenir chaque niveau de dommage EMS pour une typologie et une intensité fixée. ....	26
Figure 1-6 : RISK-UE (LM1) - Distribution des probabilités d'obtenir chaque niveau de dommage EMS pour une typologie donnée en fonction de l'intensité EMS-98. ....	26
Figure 1-7 : Modèle EF – Discrétisation globale d'une structure et localisation des mécanismes plastiques. ....	28
Figure 1-8 : Modèle EF – Comportement global cyclique d'un mur en béton armé - expérimentation et modélisation cyclique par le modèle de Takeda [Takeda et al., 1970]. ....	28
Figure 1-9 : Modèle EF – Discrétisation locale tridimensionnelle d'une structure – Projet Ecoleader - Structure Camus [Ile, et Reynouard, 2007]. ....	28
Figure 1-10 : Modèle EF – Principe d'une poutre multifibres. ....	29
Figure 1-11 : Modèle EF – Synthèse des différentes approches - Projet Smart (CEA). [Juster-Lermitte, 2010] ....	30
Figure 1-12 : Méthode Pushover - (a) Exemple de chargement latéral sur une structure et (b) Exemple d'évolution Force-Déplacement. ....	33
Figure 1-13 : Méthode Pushover - Point de performance – étape 1. ....	34
Figure 1-14 : Méthode Pushover - Point de performance – étape 2. ....	34
Figure 1-15 : Méthode Pushover - Point de performance – étape 3. ....	35
Figure 1-16 : Méthode Pushover - Point de performance – étape 4. ....	35
Figure 1-17 : Méthode Pushover - Point de performance – étape 4 – Processus itératif. ...	36
Figure 1-18 : Béton - Modèle d'endommagement unilatéral La Borderie [La Borderie, 1991] – Relation contrainte-déformation uniaxiale cyclique – Prise en compte des mécanismes d'ouverture et de refermeture des fissures. ....	38
Figure 1-19 : Acier – Modèle de plasticité Menegotto-Pinto [Menegotto et Pinto, 1973] – Relation contrainte-déformation uniaxiale cyclique – Écrouissage cinématique et prise en compte du flambement des armatures longitudinales. ....	40
Figure 1-20 : Point de performance – étape 5 ....	42
Figure 1-21 : Confortement – Système associé d'isolateur et d'amortisseur. ....	43
Figure 1-22 : Confortement – Isolation d'une structure neuve. ....	44
Figure 1-23 : Confortement – Isolation d'une structure existante. ....	44

Figure 1-24 : Confortement – Suppression de niveaux suite à un événement sismique – La base de l'ouvrage est conservée. [Davidovici, 2008] .....	44
Figure 1-25 : Confortement – Contreventement dissipatif par vérin (a) et par assemblage de friction (b).....	45
Figure 1-26 : Confortement – Masse mobile pilotée par vérins. [Rose, 2008] .....	45
Figure 1-27 : Confortement – Toiture mobile (Roof isolation).....	45
Figure 1-28 : Confortement – Pose de treillis externes de contreventement.....	46
Figure 1-29 : Confortement – Création de voiles de contreventement, association avec un système dissipatif par friction. ....	46
Figure 1-30 : Confortement – Reprise d'éléments existants en béton armé – (a) Poteau avant coffrage, (b) et (c) poutre pendant et après renforcement.....	47
Figure 1-31 : Confortement – Renforcement d'éléments existants par collage de Tissus de Fibres de Carbone (TFC) – Exemples d'application. [Sika, 2003a] .....	48
Figure 1-32 : Confortement – Renforcement d'un poteau par plats métalliques.....	48
Figure 1-33 : Confortement – (a) Renforcement d'un poteau et (b) d'une poutre par collage de TFC.....	48
Figure 1-34 : Confinement d'un poteau par TFC uniaxial.....	49
Figure 1-35 : Tissage uniaxial des fibres de TFC. Le fil structural est orthogonal à l'axe du poteau.....	49
Figure 1-36 : Béton non confiné – Fissuration par extension transversale.....	50
Figure 1-37 : Poteau non confiné – Fissuration par extension et flambement des armatures. ....	50
Figure 1-38 : Béton confiné – Action du confinement "interne" par cadres d'armatures et "externe" par TFC. ....	50
Figure 1-39 : Béton confiné – Essais de compression uniaxiaux - Confinement "interne" par cadres, "externe" par TFC et action combinée – Résultats expérimentaux [Ongpeng et al., 2003]. ....	51
Figure 1-40 : Modèle Eid & Paultre (Eid et al., 2008) pour béton confiné par TFC et cadres d'armatures métalliques transversales – Relation contrainte-déformation uniaxiale monotone. ....	53
Figure 1-41 : Renforcement par TFC - Poutre renforcée par collage de TFC en sous-face – (a) Photo, (b) Schéma et (c) représentation multifibres.....	55
Figure 1-42: Renforcement par TFC – (a) Application en recherche (études Camus, CEA) – (b) et (c) Application en réhabilitation (murs et plancher). ....	55

## Chapitre 2 : Analyse de la vulnérabilité

Figure 2-1 : HDV - Vue globale de l'Hôtel de Ville de Grenoble. ....	58
Figure 2-2 : HDV - Coupe verticale de l'Hôtel de Ville de Grenoble.....	58
Figure 2-3 : HDV - Vue en plan d'un étage courant.....	59
Figure 2-4 : HDV - Vue en plan du rez-de-chaussée 2.....	59
Figure 2-5 : HDV - Vue inférieure du caisson de transfert et de la pile nord – (Hall de RDC).....	59
Figure 2-6 : HDV - Section multifibres des piles (cages de circulation) en étages courants, au dessus de la dalle de transfert. ....	60

Figure 2-7 : Section multifibres des piles (cages de circulation) du sous-sol jusqu'à la dalle de transfert.....	60
Figure 2-8 : HDV - Représentation des sections multifibres des piles 'U' et 'R'.....	61
Figure 2-9 : HDV - Sections multifibres d'un poteau circulaire ( $\phi 45\text{cm}$ ) et rectangulaire (40x50cm) en étages courants, au dessus de la dalle transfert.....	61
Figure 2-10 : HDV - Prise en compte du fonctionnement réel des poutres dans la modélisation de l'HDV.....	62
Figure 2-11 : HDV - Représentation des poutres du caisson de transfert précontraint...62	62
Figure 2-12 : HDV - Modélisation des murs du dernier étage - éléments plaques.....	62
Figure 2-13 : HDV - Modèle cyclique béton La Borderie [La Borderie, 1991].....	64
Figure 2-14 : HDV - Modèle cyclique acier Menegotto-Pinto [Menegotto et Pinto, 1973]. .....	64
Figure 2-15 : HDV -Maillage (58848 ddl).....	65
Figure 2-16 : HDV - Comparaison des modes propres de vibrations - vibrations ambiantes (haut) [Michel, 2007] et modèle numérique (bas).....	65
Figure 2-17 : HDV - Séisme de Vallorcine - Accélérogrammes dans les directions horizontales et verticale.....	66
Figure 2-18 : HDV - Séisme de Vallorcine - Déplacements en tête de l'HDV - Enregistrement in-situ Vs Modèle numérique.....	67
Figure 2-19 : HDV -Séisme de Vallorcine - Drift maximum par étage de l'HDV - Mesures in-situ Vs Modèle numérique.....	67
Figure 2-20 : HDV - Séisme de Vallorcine - Contenu fréquentiel (FFT / déplacements en tête) - Mesures in-situ (data) Vs Modèle numérique (synthetic).....	67
Figure 2-21 : Séisme de Vallorcine - Analyse temps-fréquence selon la méthode de Wigner Ville réallouée [Michel, 2007] - Dissipation d'énergie par fréquence au cours du temps - Modèle numérique.....	68
Figure 2-22 : HDV - Séisme EC8 - Signal synthétique tri-directionnel respectant le spectre de calcul de l'Eurocode 8.....	70
Figure 2-23 : HDV - Comparaison des spectres du signal synthétique et des spectres de calcul EC8 - Directions horizontales (a) et (b) et direction verticale (c).....	70
Figure 2-24 : HDV - Séisme EC8 - Analyse numérique - Déplacements en tête dans les directions N-S (X) et E-O (Y) au cours du temps. - Modèle numérique.....	71
Figure 2-25 : HDV - Séisme EC8 - Déplacements spatiaux en tête dans les directions N-S (X), E-O (Y) et verticale au cours du temps. Modèle numérique.....	71
Figure 2-26 : HDV - Séisme EC8 - Analyse numérique - Déformée maximale de l'HDV - Direction X et Y. Modèle numérique.....	72
Figure 2-27 : HDV - Séisme EC8 - Analyse numérique - Exemples de modes supérieurs de flexion - Instants différents - Direction X Modèle numérique.....	72
Figure 2-28 : HDV - S-EC8 - Analyse - Déplacement dans le plan au cours du temps ; comparaison de trois points distincts de la structure.....	72
Figure 2-29 : S-EC8 - Analyse - Intensité des moments de flexion et du moment de torsion en pied de la pile P1.....	72
Figure 2-30 : Séisme EC8 - Dissipation d'énergie par fréquence au cours du temps - Vitesse en tête - Modèle numérique.....	73
Figure 2-31 : Séisme EC8 - Drift maximum par étage.....	74
Figure 2-32 : Séisme EC8 - Endommagement en traction de l'HDV - Analyse numérique. .....	75

Figure 2-33 : Séisme EC8 - Endommagement en compression de l'HDV - Analyse numérique.....	75
Figure 2-34 : Séisme EC8 - Analyse numérique. Courbe enveloppe de déformation des armatures d'acier (a) pile 1 et (b) Pile 4 (seuil de plastification = 0,2%).....	76
Figure 2-35 : Pushover EC8 - Répartition du chargement sur la hauteur de la structure - Direction X. ....	78
Figure 2-36 : Pushover - Effort en base Vs déplacement en tête - (a) directions X (N-S) et (b) Y (E-O). ....	79
Figure 2-37 : Pushover - Évolution des déplacements orthogonaux au chargement - Pushover X (a) et Pushover Y (a).....	80
Figure 2-38 : HDV - Pushover - Déformation dans les armatures métalliques - Courbe enveloppe -Directions de chargement X et Y.....	80
Figure 2-39 : Séisme EC8 direction Y- Endommagement en traction de l'HDV - Analyse numérique.....	81
Figure 2-40 : Point de performance et classification des niveaux de dommage selon la méthode HAZUS basée sur la valeur du drift. ....	82
Figure 2-41 : Point de performance et classification des niveaux de dommage selon la méthode HAZUS basée sur la valeur du drift. ....	83
Figure 2-42 : Point de performance et classification des niveaux de dommage selon la Correspondance EM-98.....	83
Figure 2-43 : Séisme EC8 : Comparaison des déformées pour les valeurs maximales de déplacements en tête et d'effort à la base.....	84
Figure 2-44 : HDV - Point de performance et déplacement maximal dynamique. ....	85
Figure 2-45 : Comparaison entre différents modes de fonctionnement d'une structure. (Boutin et al, ENTPE).....	85
Figure 2-46 : S-EC8 : Déformée, Drift, Courbure (C) et Déformation des armatures. ....	86

### Chapitre 3 : Réduction de la vulnérabilité

Figure 3-1 : Poutre renforcée par TFC - vue en sous-face, schéma et représentation multifibres.....	90
Figure 3-2: Poutre TFC - flexion 4 points renforcées par collage de TFC : caractéristiques géométriques [Spadea et al., 1998].....	90
Figure 3-3: Poutre TFC - Poutre renforcée par TFC - Discrétisation en éléments poutres multifibres.....	91
Figure 3-4: Poutre TFC - Section des éléments multifibres. ....	91
Figure 3-5: Poutre TFC - Charge Vs déplacement à mi-travée.....	93
Figure 3-6: Poutre TFC - Charge Vs déplacement à mi-travée.....	93
Figure 3-7: Poutre TFC - Charge Vs déplacement à mi-travée. Fonctionnement sous chargement cyclique.....	94
Figure 3-8 : Poteaux confinés par TFC - Étude expérimentale - Caractéristiques géométriques des poteaux. ....	96
Figure 3-9 : Poteaux confinés par TFC - (a et b) montage expérimental sur un poteau non confiné et (c) poteau confiné avant montage. (CRGP, Université de Sherbrooke) ....	98

Figure 3-10 : Poteaux confinés par TFC - Étude expérimentale - Déplacement cyclique imposé en tête des poteaux. ....	98
Figure 3-11 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P1 (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture. ....	99
Figure 3-12 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P1C (confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture. ....	100
Figure 3-13 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P2 (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture. ....	100
Figure 3-14 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P2C (confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture. ....	101
Figure 3-15 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P3 (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture. ....	101
Figure 3-16 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P3C (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture. ....	102
Figure 3-17 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P4 (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture. ....	102
Figure 3-18 : Étude expérimentale de poteaux confinés - Poteau P4C (non confiné par TFC) - Force en pied Vs déplacements en tête et photo à rupture. ....	103
Figure 3-19 : Poteau Confiné TFC - Modèle La Borderie et Eid & Paultre - Relation contrainte-déformation uniaxiale monotone en compression. ....	105
Figure 3-20 : Poteau Confiné TFC -Modèle La Borderie et Eid & Paultre - Évolution de l'endommagement en compression (D2). ....	105
Figure 3-21 : Poteau Confiné TFC -Comportement cyclique du modèle global pour béton confiné (GMCC - Global model for Confined Concrete). ....	106
Figure 3-22 : Poteau Confiné TFC - Flexion-compression - Maillage et discrétisation de la section.....	107
Figure 3-23 : Poteau Confiné TFC - Modèle Menegotto-Pinto pour l'acier - Relation contrainte-déformation uniaxiale cyclique. ....	107
Figure 3-24 : Poteau Confiné TFC - Comportement cyclique contrainte-déformation d'une fibre au cours d'un essai de flexion-compression - Cas d'un poteau non confiné par TFC (P1) et confiné par TFC (P1C). ....	108
Figure 3-25 : Poteaux P1 et P1C en flexion-compression cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête.....	109
Figure 3-26 : Poteau P2 et P2C en flexion-compression cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête.....	109
Figure 3-27 : Poteau P3 et P3C en flexion-compression cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête.....	110
Figure 3-28 : Poteau P4 et P4C en flexion-compression cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête.....	110

#### Chapitre 4 : Etudes de cas

Figure 4-1 : Pile de pont - Caractéristiques géométriques.....	114
Figure 4-2 : Pile de pont - Schéma et photo du montage expérimental. (CRGP, Université de Sherbrooke) .....	115
Figure 4-3 : Pile renforcée par TFC - Maillage et discrétisation de la section des poteaux.....	116

Figure 4-4 : Pile de pont renforcée par TFC - Essai cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête. Expérimentation Vs Modélisation. ....	117
Figure 4-5 : Pile renforcée par TFC - (a) Rupture des armatures métalliques à la base d'un poteau confiné par TFC et (b) jauge de déformation sur armature (avant montage).....	118
Figure 4-6 : Fatigue des aciers d'armatures - Courbe de Wöhler (dite courbe S-N).....	119
Figure 4-7 : Pile renforcée par TFC - Fatigue des armatures métalliques - (a) Déformations axiales et (b) indice d'endommagement (Ds) pour une armature - Évolution au cours du temps.....	121
Figure 4-8 : Pile de pont renforcée par TFC - Essai cyclique - Force en pied Vs Déplacement en tête - Expérimentation Vs Modélisation.....	121
Figure 4-9 : HDV - Vue globale de la tour et du bâtiment périphérique. ....	123
Figure 4-10 : HDV - Modélisation de la de la tour (maillage).....	123
Figure 4-11 : HDV TFC - Localisation de zones de renforcement par collage de TFC - Résultats issus de l'analyse de vulnérabilité (Chapitre2). ....	124
Figure 4-12 : HDV TFC - localisation des renforts sur les piles rectangulaires (sous-sol) et piles "U" (étages 1 à 4).....	124
Figure 4-13 : HDV TFC - Séisme EC8 - Évolution des couples N-M au cours du séisme EC8 - Positionnement vis-à-vis des diagrammes d'interaction N-M ELU et de non plastification NP - Base de la pile P4 en "U".....	125
Figure 4-14 : HDV TFC - Séisme EC8 - Déformation des armatures dans les piles - Cas non renforcée Vs cas renforcée (TFC au sous-sol et sur 4 étages courants). ....	126
Figure 4-15 : HDV TFC - Séisme EC8 - Évolution des couples N-M au cours du temps - Comparaison avant et après renforcement - Base de la pile P4 en "U". ....	127
Figure 4-16 : HDV TFC - Séisme EC8 - Chute de fréquences - cas renforcé, non renforcé et structure élastique - FFT sur les déplacements en tête. ....	127
Figure 4-17 : HDV TFC - Séisme EC8 - TFC - Influence de la chute de fréquence sur le spectre des accélérations EC8 - Direction Y (E-O). ....	127
Figure 4-18 : HDV TFC - Séisme EC8 - Déplacement en tête au cours du temps - Avant (en haut) et après (en bas) renforcement par TFC. ....	128
Figure 4-19 : HDV TFC - Séisme EC8 - Drift maximum par étage.....	128
Figure 4-20 : HDV TFC - Séisme EC8 - Déformée, drift, courbure, déformation - Courbes enveloppes - Influence du renforcement. ....	129
Figure 4-21 : HDV TFC - Séisme EC8 - Comparaison de l'endommagement en traction de l'HDV - (a) Sans TFC et (b) avec TFC. (Dans la figure b, la présence de TFC masque partiellement la zone de béton endommagée sur le niveau de sous-sol et les 4 premiers étages courant).....	129
Figure 4-22 : HDV TFC -Déformation des armatures métalliques - Influence du prolongement de la zone renforcée sur un étage. ....	131
Figure 4-23 : HDV TFC -Drift maximum par étage - courbe enveloppe - Influence du renforcement.....	131
Figure 4-24 : HDV TFC -Déplacement par étage au cours du temps - Direction X - Renforcement sur 4 et 5 étages.....	132
Figure 4-25 : HDV TFC -Déplacement par étage au cours du temps - Direction Y - Renforcement sur 4 et 5 étages.....	132
Figure 4-26 : HDV TFC - Séisme EC8 - Endommagement en traction de l'HDV. ....	132
Figure 4-27 : HDV TFC - Séisme EC8 - Endommagement en traction de l'HDV. ....	132

---

Figure 4-28 : HDV TFC - Déformation des armatures métalliques - Influence du renforcement variable.....	133
Figure 4-29 : HDV TFC - Séisme EC8 - Endommagement en traction - Renforcement optimisé. ....	134
Figure 4-30 : HDV TFC - Déformation des armatures métalliques - Renforcement optimisé. ....	134
Figure 4-31 : HDV TFC - Pushover - Effort en base Vs déplacements en tête - Situation non renforcée et situation renforcée (sous-sol et 4 étages courants). ....	135
Figure 4-32 : HDV TFC - Pushover - Déformation des armatures dans les piles - Cas non renforcée Vs cas renforcée. ....	135
Figure 4-33 : HDV TFC - Pushover - (a) Endommagement en traction de l'HDV - Sans TFC et (b) avec renforcement en pied et sur 4 étages courants. ....	136
Figure 4-34 : HDV TFC - Pushover - Effort en base Vs déplacements en tête - Situation non renforcée et situation renforcée (sous-sol et 4 étages courants). ....	136
Figure 4-35 : HDV TFC - Renforcement initial - Point de performance et niveaux de dommage - Méthode HAZUS. ....	138
Figure 4-36 : HDV TFC - Renforcement optimisé - Point de performance et niveaux de dommage - Méthode HAZUS. ....	138
Figure 4-37 : HDV TFC - Renforcement initial - Point de performance et niveaux de dommage - Méthode RISK-UE. ....	139
Figure 4-38 : HDV TFC - Renforcement optimisé - Point de performance et niveaux de dommage - Méthode RISK-UE. ....	139
Figure 4-39 : HDV TFC - Déformation dans les armatures - Renforcement initial - Comparaison entre l'analyse dynamique et l'analyse statique pour le déplacement cible. ....	140
Figure 4-40 : HDV TFC - Renforcement initial - Point de performance et niveaux de dommage - Correspondance Méthode EMS-98. ....	140



---

# Liste des Tableaux

---

## Chapitre 1 : Etat de l'art

Tableau 1-1 : Évaluation du bâti existant – Principales méthodes. ....	17
Tableau 1-2 : EMS-98 - Définition typologique et classes de vulnérabilité.....	20
Tableau 1-3 : EMS-98 - Définition de l'échelle de dommage.....	21
Tableau 1-4 : EMS-98 - Définition de l'échelle d'intensité - (Niveau VII et VIII).....	22
Tableau 1-5 : EMS-98 - Matrice de probabilité de dommage - (Niveau VII et VIII). ....	22
Tableau 1-6 : RISK-UE (LM1) - Définition typologique et Indices de Vulnérabilité ( <i>IV</i> ). .	23
Tableau 1-7 : Définition des niveaux de dommage HAZUS et RISK-UE (LM2). ....	41
Tableau 1-8 : Correspondance des niveaux de dommage EMS-98 et des critères d'identification associés à une analyse numérique. Structure en béton armé. ....	42
Tableau 1-9 : Variables du modèle global de béton confiné Eid & Paultre.....	54

## Chapitre 2 : Analyse de vulnérabilité

Tableau 2-1 : HDV - Béton – Modèle de La Borderie.....	64
Tableau 2-2 : HDV - Acier – Modèle de Menegotto-Pinto.....	64
Tableau 2-3 : HDV – Spectre réglementaire - Paramètres de définition selon l'Eurocode 8. .....	69

## Chapitre 3 : Réduction de la vulnérabilité

Tableau 3-1 : Poutre TFC – Flexion 4 points - Caractéristiques des matériaux.....	91
Tableau 3-2 : Flexion 4 points - Coefficient d'efficacité du TFC [Spadea et al., 1998]. ...	92
Tableau 3-3 : Caractéristiques du béton. ....	97
Tableau 3-4 : Caractéristiques des aciers d'armatures. ....	97
Tableau 3-5 : Caractéristiques du TFC. ....	97
Tableau 3-6 : Poteaux confinés par TFC - Caractéristiques des essais modélisés. ....	107

## Chapitre 4 : Etudes de cas

Tableau 4-1 : Caractéristiques du béton. ....	114
Tableau 4-2 : Pile de pont - Caractéristiques des armatures.....	114
Tableau 4-3 : Pile de pont - Caractéristiques du TFC.....	114
Tableau 4-4 : Analyse Pushover : renforcement initial. ....	137
Tableau 4-5 : Analyse Pushover : renforcement optimisé.....	137