Analyses du comportement de rupteurs thermiques sous sollicitations sismiques

Thi Thanh Huyen Nguyen

▶ **To cite this version:**

Thi Thanh Huyen Nguyen. Analyses du comportement de rupteurs thermiques sous sollicitations sismiques. Autre. École normale supérieure de Cachan - ENS Cachan, 2012. Français. NNT : 2012DENS0012 . tel-00947635

HAL Id: tel-00947635

https://theses.hal.science/tel-00947635

Submitted on 17 Feb 2014

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.

ENSC-2012/351

THÈSE DE DOCTORAT
DE L'ÉCOLE NORMALE SUPÉRIEURE DE CACHAN

Présentée par

ThiThanh Huyen NGUYEN

pour obtenirle grade de

DOCTEUR DE L'ÉCOLE NORMALE SUPÉRIEURE DE CACHAN

Domaine

MÉCANIQUE – GÉNIE MÉCANIQUE- GÉNIE CIVIL

Sujet de la thèse

Analyses du comportement de rupteurs thermiques sous sollicitations sismiques

Soutenue le 6 Mars 2012

Le jury est composé de :

M. DAVENNE Luc-Université Paris Ouest Nanterre La Défense	Rapporteur
M. KOTRONIS Panagiotis-École Centrale de Nantes	Rapporteur
M. MAZARS Jacky - INPGrenoble	Président du jury
M. RAGUENEAU Frédéric-ENS Cachan	Directeur de thèse
M. RUAUX Nicolas -CSTB	Examinateur

LMT-Cachan
ENS Cachan/CNRS/UPMC/PRES UniverSud Paris
61 avenue du Président Wilson, F-94235 Cachan Cedex, France

Pour mon ange, qui est déjà au paradis…

Remerciements

Mes premiers remerciements sont pour Frédéric Ragueneau, mon directeur de thèse. Je le remercie notamment de m'avoir guidé tout le long de la thèse, d'avoir été toujours disponible malgré son planning chargé,surtout pour tous ses encouragements lors de mes moments de doute (assezfréquents).

Je souhaite ensuite remercier Luc Davenne et PanagiotisKotronis, d'avoir fait le lourd travail de reporter cette thèse et pour les remarques qui ont permis d'améliorer ce manuscrit. Je voudrais aussi remercier Jacky Mazars de m'avoir fait l'honneur de présider le jury ainsi que pour sa relecture et ses suggestions. Je remercie Nicolas Ruaux du CSTB d'avoir participé au jury et apporté son regard sur l'application de ce travail dans l'industrie. Merci à Damien Bahon, qui a consacré quelques jours de son temps précieux pour relire mon rapport(en ne laissant aucune faute orthographe passer).

Un grand merci pour l'équipe du laboratoire essai mécanique - structure du CSTB sans qui mes essais PsD resteraient encore sur papier : Pierre-Jean Degiovanni, Philippe Rivillon. Merci à Xavier du LMT qui m'a donné de précieux conseils *in situ* pour le bon déroulement des essais.

Le laboratoire LMT est non seulement là où j'ai passé 3 ans et demide thèse mais aussi l'endroit où j'ai trouvé des amis. Je tiens à remercier mes camarades de thèse en espérant de n'oublier personnes. Les ex-211 dans aucun ordre : Anne-Cha, Raul, Karin, Roxane, Jorge, Amen, Dominique, Alain. Merci aux thésards qui ont partagé avec moi des bureaux : Amir, Cécile. Je remercie en particulier Grégorydont j'ai hérité d'une grande partie du travail sur les essais et Laurent M., toujours de manière innocente, de m'avoir aidé à boucler le dernier chapitre de ma thèse sur les courbes de fragilité ;)

Si je ne sentais pas la nostalgie à une dizaine de milliers de km de chez moi, c'était parce que j'ai trouvé ma petite communauté vietnamienne à Cachan. Merci à mes amis qui sont présents, surtout dans les moments difficiles. La liste sera très longue : chịBích, Anh Điệp, chịHằng, anhTú, chịHà, anhThắng, chị Nam, anh Eric (aussi pour avoir consacré des weekends pour corriger un manuscrit loin de sa spécialité), anhDũng, chị Sương, chị Ngân. Merci à mes amis proches : Anh Phương, Hưng, Sơn béo, Thanh (présentsau téléphone ☺).

Je remercie mes parents, mes grandes sœurs, mes beaux-frères et mes petites nièces qui sont loin géographiquement mais qui sont toujours à côté de moi dans mon cœur.

Le plus grand remerciement est à mon mari avec qui je me sens protégée même si le ciel tombe et sans qui ce travail n'a pas pu arriver à sa fin.

Résumé :

Les dernières règlementations thermiques françaises imposent actuellement des valeurs limites du coefficient de transmission thermique dans différents éléments structuraux de la construction dont les ponts thermiques. En tenant en compte de la réalité que la majorité des immeubles en France comportent une isolation thermique par l'intérieur, l'utilisation d'une solution technologique telle que les rupteurs thermiques devient donc de plus en plus adaptée. Si la performance thermique des rupteurs de ponts thermiques a été prouvée, sa performance mécanique notamment sous l'action sismique n'a jamais été saisie. La thèse a été mise en place, dans le cadre des activités de recherche du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) en collaboration avec le Laboratoire de Mécanique et Technologie (LMT–Cachan) afin d'évaluer la réponse des rupteurs sous des sollicitations sismiques.

Cette étude propose l'ensemble d'une méthodologie permettant d'étudier le comportement sismique des rupteurs: de son comportement individuel à la réponse globale des bâtiments comportant ces éléments. La plus grande contribution de la thèse est le modèle numérique des rupteurs sous l'effort de cisaillement horizontal dû aux séismes, implanté dans la version de base de Cast3m. Ce modèle a été développé sur la base de la thermodynamique des processus irréversibles en variables généralisées. Destiné aux rupteurs génériques de type béton armé, il prend en compte plusieurs phénomènes intervenant à la dégradation de l'assemblage: endommagement du béton, plasticité de l'armature, frottement et glissement entre les éléments, effet unilatéral et effet d'hystérésis en chargement cyclique. Etant capable de décrire le comportement complexe des rupteurs, grâce au concept macro-élément, le modèle est également efficace, robuste au point de vue numérique quipermet de réaliser rapidement un nombre important de calcul pour les analyses de vulnérabilité par une approche probabiliste.La construction du modèle se base sur des analyses numériques et expérimentales à l'échelle de l'élément de structure. Il est ensuite validé en dynamique par la technique innovante de l'expérimentation : essais pseudo-dynamiques à l'échelle du bâtiment.

Abstract :

The latest French regulation RT 2012 requires the reducing of thermal conductivity of all elements in the building includingthermal bridge. Taking intoaccount the realitythat the majority ofbuildingsinFrancehave interior insulation,using atechnologicalsolution such asthermalbreak becomescommonly accepted. Ifthe thermal performance ofthermal bridge breakershas been proven, its mechanicalperformance,especially underseismic actionhas never beenassessed. The thesishasbeen carried out, in research activitiesof theCentre Scientifique et Techniquedu Bâtiment(CSTB)in collaboration with theLaboratory of Mechanics andTechnology (LMT-Cachan) to evaluate the response ofthermal breaksunder seismicloads.

This study proposes a methodology to evaluate the seismic behavior of thermal break: from its individual behavior to the response of buildings containing these elements. The major contribution of this thesis is the numerical model of thermal break under the horizontal shear force due to earthquakes which is implanted in Cast3m. This model baseson thermodynamics of irreversible processes framework usinggeneralized variables. For generic thermal break in reinforced concrete structure, it takes into account several phenomena involved in the degradation of the junction: concrete damage, plasticity of the steel reinforced, sliding frictional between the elements, unilateral effect and hysteresis effect during loading cyclic. Being able to describe the complex behavior of thermal break, through the macro-element concept, the model is robust on numerical point of view which allows realizing a lot of calculations for vulnerability analysis by probabilistic approach. Construction of the model is based on numerical and experimental analysisat the mesoscopic scale. It is then validated under dynamic solicitations by the innovative technique: pseudo- dynamic tests at the whole building scale.

Table des matières

Introduction et Contextes 1

Partie 1 Comportement des rupteurs de ponts thermiques

Chapitre 1
Identification du comportement des rupteurs thermiques 9

1. Généralités sur les rupteurs de ponts thermiques 11
2. Analyses expérimentales 13
   2.1. Essais de Ruptal sous chargement monotoneet cyclique 14
      2.1.1. Description de l'essai 15
      2.1.2. Résultats 18
      2.1.3. Conclusion 21
   2.2. Essai de Rutherma sous chargement cyclique 22
      2.2.1. Description de l'essai 22
      2.2.2. Résultat 25
      2.2.3. Conclusion 29
3. Analyses numériques 29
   3.1. Analyse de la cinématique d'endommagement 30
   3.2. Modélisation de l'assemblage par éléments finis tridimensionnels 34
      3.2.1. Modèles de Ruptal et de Rutherma en EF 3D 34
      3.2.2. Analyse de la répartition de raideur : couplage béton et acier 38
      3.2.3. Evolution de l'endommagement du béton 39
   3.3. Bilan sur les modélisations numériques 40
4. Conclusion 41

Chapitre 2
Modèle simplifié en variables généralisées 43

1. Etat de l'art de la modélisation des structures en béton armé sous chargement sismique 45
   1.1. Niveau de modélisation et échelle de discrétisation 45
   1.2. Réglementation - pratique d'ingénierie 48

1.3. Modèles locaux 51
1.4. Modèles globaux 55
2. Formulation thermodynamique du modèle de rupteur thermique 59
2.1. Choix des variables d'état 60
2.2. Potentiel d'état et lois d'état 61
2.3. Fonctions critère - lois d'évolution 64
2.4. Bilan 67
3. Mise en œuvre numérique 67
3.1. Elément joint unidimensionnel JOI1 dans Castem 68
3.2. Intégration de la loi de comportement 70
3.3. Validation en chargement statique 72
4. Identification des paramètres et Analyses paramétriques 74
5. Conclusions 79

Partie 2 Rupteurs thermiques dans les bâtiments

Chapitre 3
Validation du modèle par les essais Pseudodynamiques 83

1. Approches expérimentales en Génie Parasismique 85
1.1. Expérimentation intégrant des séismes réels 85
1.2. Essai quasi-statique 86
1.3. Essai sur la table vibrante 86
1.4. Essais en centrifugeuse 88
1.5. Essais Pseudodynamiques 89
2. Méthodes de couplage d'analyse hybride 95
2.1. Méthodes de décomposition de domaines 96
2.2. Méthode de couplage global (semi-global) 102
3. Validations : Essais pseudodynamiques sur les rupteurs thermiques 106
3.1. Sous-structures des tests pseudodynamiques 107
3.2. Chargements 111
3.3. Instrumentation et Protocole expérimental 112
3.4. Analyse des résultats 115
3.5. Conclusion sur les essais pseudodynamiques 121
4. Conclusion 121

Chapitre 4
Vers l'étude de vulnérabilité : Application à la courbe de fragilité 123

1. Analyse de la vulnérabilité des bâtiments 125
2. Exemple d'élaboration des courbes de fragilité 130
3. Conclusion 134

Conclusion et Perspectives 135

Bibliographie 139
Annexe 149

Introduction et Contextes

Le développement durable, un nouveau concept dans l'intérêt public prenant en compte des aspects environnementaux et sociaux à l'échelle planétaire intervient actuellement dans tous les domaines. En France, les secteurs résidentiel et tertiaire sont considérés comme au cœur de ce sujet car ils sont responsables de 42% de la consommation d'énergie et de 25% de l'émission de gaz à effet de serre du pays (chiffre du ministère de l'Ecologie, du Développement durable, des Transports et du Logement). L'optimisation de la consommation énergétique dans les bâtiments n'est plus un choix facultatif mais devient une nouvelle exigence pour les nouvelles constructions. Cette dernière s'impose dans la pratique du dimensionnement par les dernières réglementations thermiques RT 2005, RT 2012 (Grenelle de l'Environnement). L'objectif à long terme est de réduire jusqu'à 40% la consommation énergétique dans une construction neuve en 2020 par rapport aux constructions respectant la RT 2000 [RT 2005]. Sur le plan technique, les solutions et les produits technologiques sont favorisés, tant pour améliorer la performance de postes de consommation que pour réduire la déperdition énergétique dans les bâtiments.

Dans une construction, la déperdition de l'énergie provient de diverses sources : mur, toit, fenêtre, plancher,… dont l'origine est la mauvaise isolation avec l'extérieur. Parmi eux, les ponts thermiques représentent environ 20% de la perte totale [RT 2005]. Une définition de ce terme est présentée dans le chapitre 1. Le traitement par rupteurs de ponts thermiques est recommandé dans la RT 2005 en imposant une valeur limite du coefficient de transmission thermique linéique moyen. Ce point est devenu plus sévère dans la RT 2012 dont la valeur d'exigence est réduite et imposée à tous les types de bâtiments. En réalité, la majorité des immeubles en France comportent une isolation thermique par l'intérieur, l'utilisation d'une solution technologique telle que les rupteurs thermiques devient donc de plus en plus évidente. Le principe de fonctionnement des rupteurs se base sur la continuité de l'isolation thermique au niveau du raccordement entre le voile de façade et la dalle. La jonction classique est donc remplacée par un élément constitué de matières isolantes et d'éléments structuraux assurant la liaison mécanique. Selon les études thermiques, cette solution permet de réduire jusqu'à 70% la déperdition de l'énergie au niveau des ponts thermiques. Pourtant il est important de noter que l'objectif de

l'utilisation des rupteurs est d'améliorer la performance thermique sans réduire la performance mécanique de la liaison pour assurer la stabilité locale et globale de la structure.

Prenant conscience de la gravité des dommages sur les vies humaines et l'économie lors des tremblements de terre (estimation de 230 000 de morts à Haïti en janvier 2010, de 70 000 morts à Sichuan, en Chine en mai 2008), l'étude de la tenue sismique devient une problématique majeure dans le dimensionnement des bâtiments.En réalité, la qualité des ouvrages est responsable principalement des conséquences dramatiques dues aux séismes car la majorité des dégâts ne sont pas provoqués directement par le mouvement de sol mais par l'écroulement des constructions. Cette thématique est réellement d'actualité car les normes européennes et françaises considèrent un risque sismique non nul sur le territoire français. Or il existe déjà des règles et des codes de dimensionnement parasismiques (PS92, Eurocode 8) mais ils sont limités pour les structures standards. L'introduction d'un élément innovant tel que les rupteurs dans la structure, affectant les liaisons mécaniques entre éléments porteurs, nécessite donc des études sismiques dédiées particulièrement aux bâtiments comportant ces derniers.

C'est la raison pour laquelle cette thèse a été mise en place, dans le cadre des activités de recherche du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) en collaboration avec le Laboratoire de Mécanique et Technologie (LMT–Cachan). L'objectif global est de développer un protocole d'évaluation pour avis technique du comportement sismique des rupteurs thermiques. Ce dernier sera capable d'étudier tous les types de rupteurs potentiels développés en relation avec le CSTB. Concrètement, un outil applicable à l'évaluation de la modification de la résistance mécanique des bâtiments comportant des rupteurs sous sollicitations sismiques par rapport aux bâtiments classiques est attendu. Cet outil doit être suffisamment riche en termes de phénomènes mécaniquesengendrés dans les rupteurs, ainsi que relativement simple pour en faciliter la pratique par les ingénieurs d'évaluation. Actuellement, malgré de récents développements dans la sismologie, il est impossible de prévoir avec certitude la nature ou le niveau de l'agression d'un tremblement de terre lors du dimensionnement d'un ouvrage. Afin de prendre en compte les propriétés aléatoires de la catastrophe ainsi que l'incertitude des aspects structurels, des approches probabilistes telles que les courbes de fragilité s'avèrent être un choix pertinent. Cette approche permet d'estimer la probabilité que la structure atteigne un niveau de dommage donné. Basées sur les analyses probabilistes, la construction des courbes de fragilité exige une base de données exhaustive. Une des sources principales de ces informations est le retour d'expérience post-sismique. Cependant, cette méthode empirique, souvent couteuse et peu accessible pour la plupart des établissements de recherche, fournit une information plutôt sur la vulnérabilité à l'échelle urbaine qu'à l'échelle individuelle des bâtiments. D'ailleurs, si l'évaluation s'effectue à l'aide des modélisations numériques, un nombre important de calculs est exigé pour couvrir une certaine marge dans l'estimation des paramètres. De plus, à l'échelle globale de la structure, le calcul avec des modèles sophistiqués de matériaux ne sont pas envisageables du fait de leur lourdeur concernant le temps de réalisation, les outils numériques nécessaires, etc. Une approche simplifiée telle que la description par variables généralisées est plus pertinente. C'est la raison pour laquelle la thèse s'oriente vers le développement d'un modèle macroélément de rupteur générique s'adaptant à plusieurs types de produits existants. Le contexte général qui explique les démarches de cette étude est présenté dans la figure suivante

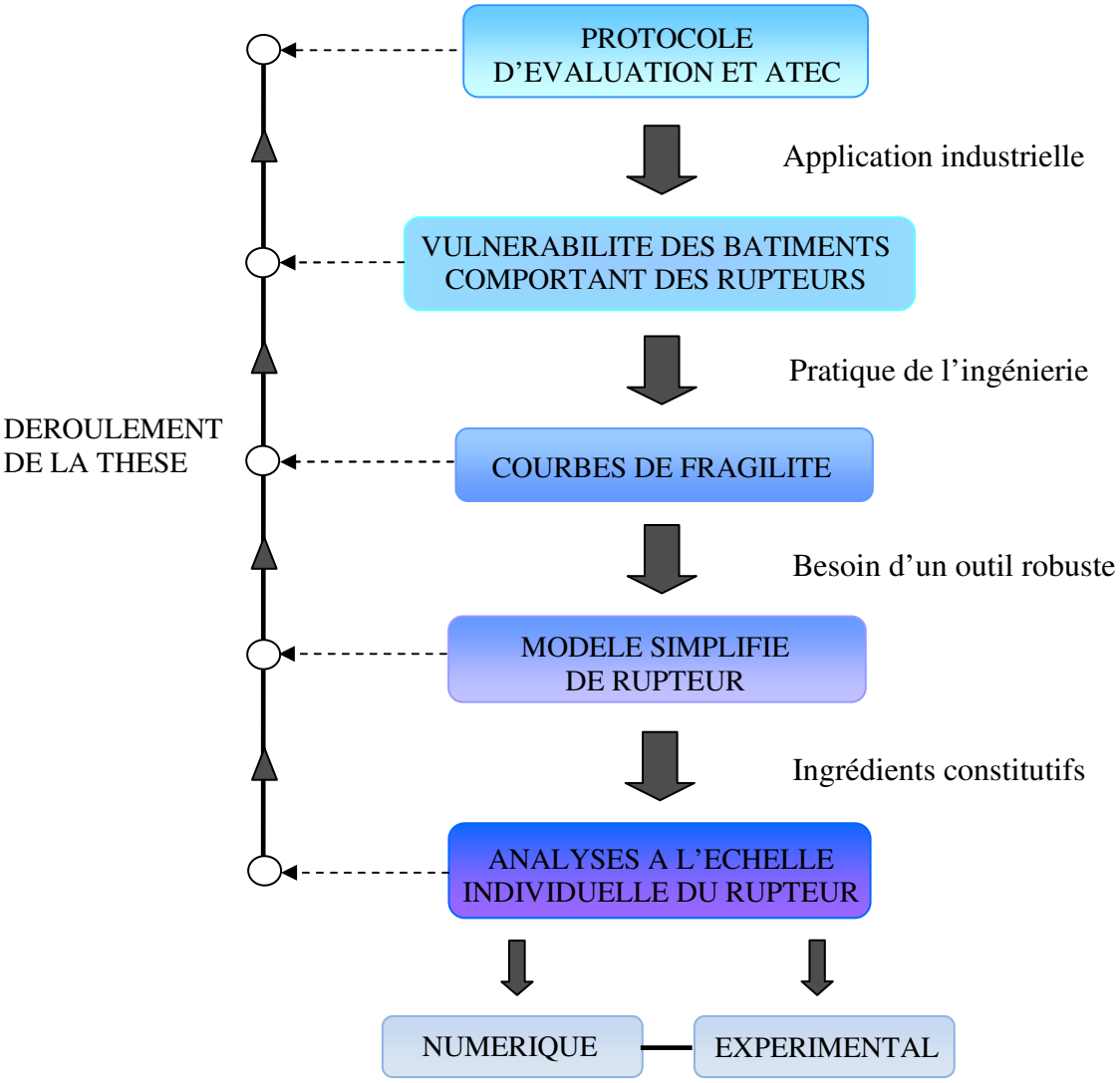


Figure 1: Contexte et démarches de la thèse

Malgré les développements spectaculaires de la puissance des ordinateurs et des méthodes de calcul numérique, l'utilisation d'éléments finis massifs à l'échelle de la structure complète engendre des coûts de calcul conséquents non seulement dans les cas d'étude complexes mais aussi à cause de la taille importante de la structure. De plus, il est délicat de modéliser un bâtiment comportant des rupteurs avec une même échelle de discrétisation appliquée en chaque lieu. Une description plus fine est nécessaire pour représenter les rupteurs, un point de faiblesse de la structure. Une approchesimplifiée par un modèle macroélément sera convenable.En effet le modèlesimule l'assemblage rupteurs à l'échelle intermédiaire entre l'échelle locale (comportement des matériaux) et l'échelle globale de la structure (bâtiment). Ce concept est plus courant pour décrire des liaisons internes [Fléjou, 1993], pour les structures en béton armé[Clough et Johnston, 1966], [Takeda, 1970], [Florez-Lopez, 1998], pour les liaisons dans les structures en bois [Richard *et al.,* 1999] ou pour les problèmes d'interaction sol-structure [Crémer, 2001], [Grange, 2008].Basésur la philosophie de globalisation, le comportement des rupteurs sur tousleurs volumes est intégré dans un point représentatif sous la forme d'une loi de fonctionnement en variables généralisées. Pourtant, des modèles de macroélément sont particuliers car chacun est réservé à une structure précise, correspondant à

une géométrie, à des matériaux définis. Ils ne peuvent donc être construits qu'à l'aide d'analyses micromécaniques détaillées de cette structure qui mettent en évidence des phénomènes mécaniques et les interprètent par une relation entre l'effort résultant et le déplacement macroscopique. Cette approche permettra de réduire considérablement le nombre de degrés de liberté en utilisant des géométries simples (élément joint, élément de longueur nulle, barre) et de palier le problème concernant les différentes échelles de description dans un calcul de bâtiment. En prenant en compte les divers phénomènes mécaniques, le modèle est capable de représenter le comportement des rupteurs sous chargements sismiques en alliant la finesse des analyses issues d'un calcul local détaillé et l'efficacité d'un calcul à faible nombre de degrés de libertés.

La construction du modèle numérique est alimentée par des études approfondies du comportement individuel des rupteurs. Des analyses numériques et expérimentales seront menées à l'échelle micromécanique afin de mettre en évidence les mécanismes nonlinéaires intervenants lors d'un chargement de type sismique horizontal. Cette étape s'effectuera sur deux différents types de rupteurs : Ruptal (Lafarge et Bouygues) et Rutherma (Schöck). L'objectif est d'étudier deux types extrêmes de comportement et les généraliserdans un modèle numérique qui s'adapte à une large gamme de rupteurs. En ce qui concerne l'expérimentation, parallèlement aux études de la performance thermique ou de la résistance à l'incendie, des essais mécaniques sur les éléments structuraux seront réalisés fournissant des informations essentielles pour le développement du modèle numérique. En prenant en compte la réalité du fonctionnement des rupteurs, les études expérimentales s'intéressent au comportement des rupteurs tant sous les usuels chargements verticaux de poids propre que sous l'action sismique horizontale.

Le tableau 1 résume les études expérimentales sur ces deux types de rupteurs. Pour le Ruptal, une collaboration de plusieurs établissements a été menée dans le cadre d'un projet de recherche de Lafarge avec le soutien de l'ADEME dans le programme de développement PREBAT (Programme de Recherche et d'Expérimentations sur l'énergie dans le BATiment). Les partenaires, Fehr-Technologies, Bouygues Bâtiment Ile de France, Lafarge, Pouget Consultants,le CSTB, le LMT-ENS Cachan et le bureau d'études Dynamique Concept, ont unileurs compétencesdans cette démarche. Avant le début de la thèse, des essais sur le comportement des rupteurs subissant le cisaillement vertical avaient été programmés. Ces derniers ont eu lieu au CSTB en 2008. Concernant le comportement sismique, les premiers essais de cisaillement horizontal sur Ruptal s'effectuent au LMT Cachan. Pour le Rutherma, une campagne d'expérimentation sur le comportement vertical avait été menée par la société Schöck depuis 2002 à l'Institut pour l'étude de la construction en dur et la technologie des matériaux de construction, université de Karlsruhe, Allemagne. Dans le cadre de la thèse, le premier essai sous l'effort horizontal de Rutherma se réalise au CSTB fin 2009. Les analyses micromécaniques sont complétées par les modélisations à la même échelle. L'ensemble de ces études contribue à la mise en évidence des principales informations constitutives pour proposer un modèle numérique.

Essais	Chargement appliqué		
	Vertical	Horizontal	Vertical et horizontal
Ruptal	PREBAT, CSTB 2008	PREBAT, LMT 2008-2009	
Rutherma	Schöck, 2002-2004		CSTB 2009

Essais réalisés dans la thèse

Tableau 1: Essais mécaniques sur les rupteurs Ruptal et Rutherma

Il parait judicieux de valider le modèle par l'expérimentation. Cette approche est irremplaçable pour juger si un développement numérique est capable de modéliser le comportement d'un matériau ou d'une structure. Dans le contexte parasismique, les méthodes expérimentales sont souvent coûteuses. L'essai d'un bâtiment (à l'échelle réelle ou réduite) sur la table vibrante ou le mur de réaction n'est accessible qu'à certains établissements équipés de ce type de matériels spéciaux. Pour palier cette limitation, le modèle sera validé à l'aide d'une autre technique. Il s'agit des tests pseudodynamiques avec sous-structuration qui est un couplage de l'essai et de la modélisation [Nakashima*et al.,* 1990], [Magonette, 2001], [Pinto *et al.,* 2002], [Molina *et al.,* 2002]. Les rupteurs qui sont les éléments les plus critiques sont testés expérimentalement tandis que le reste du bâtiment que l'on maîtrise mieux est modélisé numériquement. Cette alternative permet de marier le réalisme d'une étude expérimentale et le coût modéré d'une modélisation. Deux essais hybrides sur un portique comportant des rupteurs sont réalisés au CSTB en Mars 2011.

Les quatre chapitres de la thèse proposent l'ensemble d'une méthodologie permettant d'étudier le comportement sismique des rupteurs. Dans l'ordre du déroulement de la thèse, ce rapport débute par des analyses numériques et expérimentales de différents types de rupteurs sous chargement horizontal (**chapitre 1**). Les essais à l'échelle de l'élément de structure ont pour but de caractériser le comportement individuel des rupteurs thermiques. Parallèlement, des modélisations par éléments finis tridimensionnels permettent de mettre en évidence et de définir les nombreux mécanismes nonlinéaires intervenant à la ruine de l'assemblage, surtout le mécanisme d'endommagement. Ces analyses jouent un rôle primordial dans le développement du modèle macroélément car cette étape préparatoire fournit les principales informations sur comportement des rupteurs à l'échelle micromécanique.

Le **chapitre 2**est concentré sur l'écriture d'un modèle numérique de rupteurs thermiques susceptible d'être implanté dans un code éléments finis de structure permettant de traiter du cas de bâtiments soumis au risque sismique.Le modèle est développé en variables généralisées permettant de décrire un rupteur thermique générique. Ce dernier est construit sur la base de la thermodynamique des processus irréversibles. Plusieurs phénomènes sont pris en compte : endommagement, plasticité, effet unilatéral, hystérésis…La mise en œuvre du modèle ainsi qu'un élément spécial de type joint dans le code de calcul éléments finis Castem (développé par le CEA-Commissariat à l'Energie Atomique) sera présentée.

Afin de valider le modèle développé, tant sous les chargements statiques que sous l'action sismique, des essais pseudodynamiques avec sous-structuration sur les rupteurs sont élaborés au CSTB (**chapitre 3**). Ces tests hybrides permettent d'étudier le comportement des rupteurs en prenant en compte des effets structuraux provenant de leur environnement ainsi que les effets dynamiques. Une amélioration est apportée au schéma de couplage par pénalisation afin de le rendre plus efficace. La mise en place des essais confirme la capacité à reproduireune telle technique d'expérimentation avec les dispositifs statiques et offre une nouvelle opportunité aux études parasismiques.

Le **chapitre 4**présente un exemple d'application du modèle aux études de la vulnérabilité des bâtiments comportant des rupteurs thermiques. L'objectif est de montrer la faisabilité d'utiliser ce modèle pour réaliser une quantité importante de calculs à l'échelle du bâtiment en prenant en compte des aspects aléatoires. Des courbes de fragilité sont élaborées de manière illustrative en adoptant une méthode d'analyse simple.

Partie 1

Comportement individuel des rupteurs de ponts thermiques

Chapitre 1

Identification du comportement des rupteurs thermiques

Ce premier chapitre vise à présenter les démarches d'identification du comportement sismique des rupteurs thermiques. L'objectif est de déterminer les données numériques et expérimentales permettant d'alimenter le développement d'un outil numérique pour évaluer cette jonction. Dans un premier temps, des aspects généraux seront abordés. Différents types de rupteur seront mentionnés ainsi que le bénéfice thermique en utilisant cette solution technique. Dans un second temps, nous exposons les résultats des campagnes d'essai de cisaillement à l'échelle d'élément de structures. L'objectif est d'identifier le comportement des rupteurs sous actions sismiques horizontales en termes de résistance, de raideur et de ductilité. En parallèle de l'expérimentation, des modélisations numériques en éléments finis seront présentées permettant de cerner la réponse de ces derniers et sérier différentes sources de nonlinéarité intervenant lors de la ruine de la structure. Une analyse particulière est dédiée au phénomène d'endommagement qui est un point délicat dans la construction d'un modèle de structure en béton.

Sommaire

1. Généralités sur les rupteurs de ponts thermiques 11
2. Analyses expérimentales 13
2.1. Essais de Ruptal sous chargement monotone et cyclique 14
2.1.1. Description de l'essai 15
2.1.2. Résultats 18
2.1.3. Conclusion 21
2.2. Essai de Rutherma sous chargement cyclique 22
2.2.1. Description de l'essai 22
2.2.2. Résultat 25
2.2.3. Conclusion 29
3. Analyses numériques 29
3.1. Analyse de la cinématique d'endommagement 30
3.2. Modélisation de l'assemblage par éléments finis tridimensionnels 34
3.2.1. Modèles de Ruptal et de Rutherma en EF 3D 34
3.2.2. Analyse de la répartition de raideur : couplage béton et acier 38
3.2.3. Evolution de l'endommagement du béton 39
3.3. Bilan sur les modélisations numériques 40
4. Conclusion 41

1. Généralités sur les rupteurs de ponts thermiques

Le rupteur thermique est une disposition technologique assurant la continuité de l'isolation au niveau des ponts thermiques où il y a une discontinuité. Le pont thermique, suivant la définition donnée par la Réglementation Thermique 2000 « est une partie de l'enveloppe d'un bâtiment où la résistance thermique, par ailleurs uniforme, est modifiée de façon sensible ». Par conséquent un flux thermique plus important que dans les zones adjacentes existe qui entraîne une réduction de la température de surface à l'intérieur. Cet effet est causé par différentes raisons :

- La pénétration totale ou partielle de l'enveloppe du bâtiment par des matériaux ayant une conductivité thermique différente.
- Un changement local d'épaisseur des matériaux de la paroi, ce qui revient à changer localement la résistance thermique.
- Une différence entre les aires intérieure et extérieure, comme il s'en produit aux liaisons entre parois.

Ce phénomène provoque d'abord une déperdition d'énergie importante puis une condensation, augmentant de manière substantielle le coût d'entretien, de rénovation et finalement influence négativement le confort et la santé des utilisateurs. Suivant le fonctionnement spatial, on classe les ponts thermiques en deux groupes principaux :

- Les ponts thermiques linéaires ou 2D qui sont caractérisés par un coefficient linéique « ψ » exprimé en [W. m^{-1}. K^{-1}] par exemple, de la liaison en partie courante mur extérieur – plancher ou refend.
- Les ponts thermiques ponctuels ou 3D qui sont caractérisés par un coefficient ponctuel « χ » exprimé en [W. K^{-1}] par exemple, entre un plancher et deux murs de façade perpendiculaires.

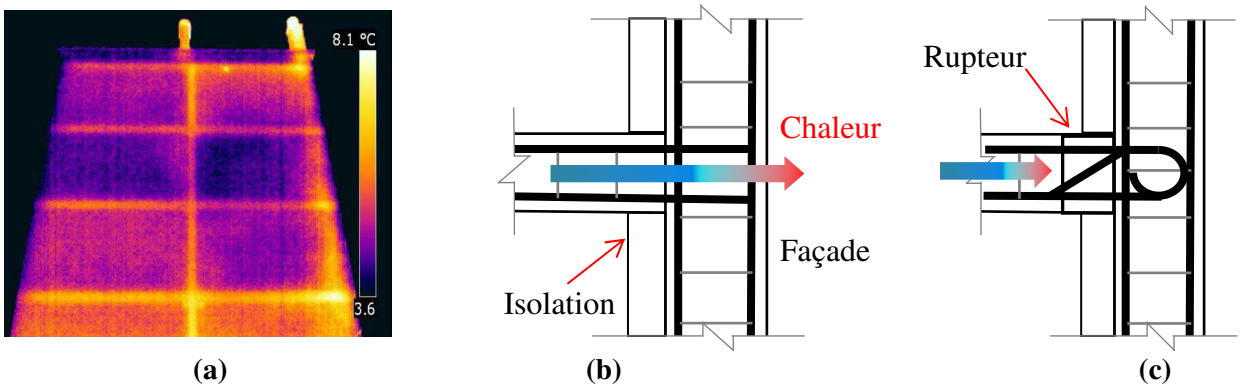


Figure 1.1 : Ponts thermiques observés par infrarouge (a), Pont thermique (b) Liaison traitée par rupteur de ponts thermiques (c)

Actuellement, seul le premier type de pont thermique est traité par les rupteurs car il est beaucoup plus prononcé dans un bâtiment que le second. En effet, chaque rupteur a sa propre configuration et utilise différents matériaux en fonction de la solution technologique adoptée et sa position dans le bâtiment ainsi que le type de bâtiment. Toutefois la plupart se composent d'un grand volume d'isolant (en polystyrène, laine de roche, laine de verre, …) et d'un corps rigide.

Le premier sert à interrompre le flux de chaleur tandis que le second en acier ou matériau innovant est chargé de transmettre les efforts des porteurs horizontaux aux porteurs verticaux.

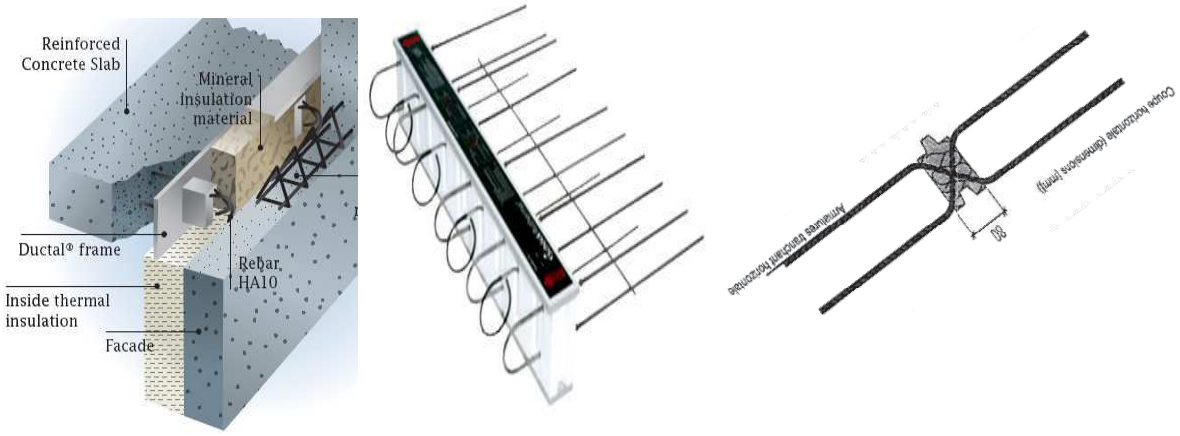


Figure 1.2: Rupteur de liaison dalle-façade type béton-béton :

Ruptal (a) et Rutherma de Schöck (b) Version sismique (c)

Suivant les études thermiques, on peut bénéficier d'une diminution jusqu'à 80% du coefficient de transmission linéique ψ dans les ponts thermiques traités par rupteurs par rapport à la valeur initiale des ponts non-traités. Des calculs thermiques ont été effectués dans l'industrie conformément aux règles Th-Bâtiment 2001 révisées en 2007 pour le RT 2005 et aux Normes européennes de calcul de pont thermique EU ISO 10211-1 et 10212-2. La performance thermique du rupteur dépend de plusieurs facteurs : densité des armatures, épaisseur du plancher, conductivité thermique du béton,…A titre d'exemple, nous présentons le résultat des études thermiques réalisées par F. Leguillon [Leguillon, 2009] sur les rupteurs Rutherma développés par la société Schöck en comparaison avec les valeurs limites recommandées dans RT 2005.

	Maison individuelle	Autre bâtiment à usage d'habitation	Bâtiment à usage autre que d'habitation
Coefficient ψ maximum réglementaire W/(m.K) RT 2005	0,65	1,0	1,2
Coefficient ψ d'un pont thermique béton-béton non traité W/(m.K)	~*1,0* [InfomindSàrl, 2003]		
Coefficient ψ d'un pont thermique traité par Rutherma W/(m.K)	0,184 à 0,444		

Tableau 1.1 : Coefficient Ψ au niveau des ponts thermiques

Concernant les ponts thermiques, la règlementation RT 2012 sera applicable fin 2011 avec des valeurs limites ψ plus sévères. L'utilisation des solutions technologiques aptes à répondre à cette exigence telles que les rupteurs thermiques devient indispensable.

Malgré la diversité des modèles proposés sur le marché, les rupteurs peuvent être classifiés en fonction de la position géométrique de la liaison qu'ils remplacent dans le bâtiment

- Rupteur à la liaison dalle-façade
- Rupteur à la liaison dalle-balcon ou loggia
- Rupteur à la liaison refend-façade
- Rupteur à la liaison dalle-console
- Rupteur à la liaison mur-refend transversal

Ou suivant le type de bâtiment :

- Rupteur pour liaison béton-béton, béton-acier, béton-bois
- Rupteur pour construction métallique
- Rupteur pour les structures en maçonnerie

Récemment les rupteurs sismiques ont été développés pour renforcer la liaison subissant les sollicitations sismiques (figure 1.2c).

Figure 1.3: Rupteur de liaison béton-acier (a) et acier-acier Schöck (b)

L'objectif final de l'utilisation des rupteurs est d'améliorer la performance thermique de la liaison sans modifier d'autres caractéristiques. Hormisles études thermiques, d'autres ont été réalisées pour évaluer différents aspects concernant l'isolation acoustique, la vibration, la sécurité au feu et le bénéfice économique. Dans le cadre de cette thèse, nous ne nous intéressons qu'au comportement mécanique des rupteurs sous sollicitations sismiques horizontales. La plus grande difficulté de ce travail est la diversité des modèles existants ainsi que le manque de support bibliographique. Jusqu'à présent, aucun document n'aborde ce sujet. Dans cette étude, deux modèles différents seront étudiés: la liaison ponctuelle Ruptal composée de blocs de béton fibré de très haute performance en Ductal et de barres d'acier de renforcement, ainsi que la liaison linéaire Rutherma avec des barres d'acier inoxydable(figure 1.2). Ayant pris l'option de travailler sur ces deux types extrêmes de comportement, nous pourrons obtenir un modèle générique numérique unique, qui s'adapte à une large gamme de rupteurs thermiques existants.

2. Analyses expérimentales

L'étude expérimentale est toujours une méthode classique et pertinente pour étudier le comportement des structures sous séisme. L'expérimentation permet une analyse précise et réaliste du mode de rupture et fournit diverses informations sur la résistance de la structure. L'objectif d'un essai est multiple : pour identifier un nouveau matériau ou élément, pour vérifier la capacité portante des structures existantes ou pour valider un développement numérique. En fonction du problème étudié, plusieurs techniques peuvent être envisagées : essai quasi-statique, essai dynamique sur table vibrante et mur de réaction, ou plus moderne : un essai pseudo-

dynamique. Parmi ces méthodes, l'essai quasi-statique est toujours pertinent pour l'étape d'identification du comportement d'une structure inconnue. Une discussion sur différentes techniques sera menée dans le chapitre 3.

En effet, les actions sismiques dans un bâtiment se traduisent par l'apparition d'accélérations horizontales aux différents niveaux de la structure. Appliquées aux masses en présence, ces accélérations génèrent des efforts dans la structure. Les matériaux et éléments structuraux mis en place doivent répondre à ces exigences mécaniques en termes d'efforts résistants, de raideur et de ductilité.Puisque les rupteurs thermiques introduisent dans les liaisons voile-plancher des transitions brutales entre matériaux (béton et isolant), il convient de s'assurer que ce nouveau procédé soit apte à répondre aux différents aspects du comportement sismique préalablement cité. Afin de démontrer la pertinence de l'utilisation de rupteurs thermiques en zone sismique, des essais de reprise d'efforts horizontaux ont donc été entrepris. Ces essais ont pour but d'être le plus représentatif possible en termes de mise en place et de cinématiques.

Deux campagnes d'essai d'identification à l'échelle d'élément ont été lancées sur deux différents types de rupteur. La première a lieu au laboratoire Mécanique et Technologie LMT Cachan sur les Ruptal. Ces études font partie du projet de recherche sur les rupteurs mené par Lafarge avec le soutien de l'ADEME dans le programme de développement PREBAT (Programme de Recherche et d'Expérimentations sur l'énergie dans le BATiment). La deuxième se déroule au laboratoire Structures du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB Marne la Vallée) sur le Rutherma (Schöck) dans le cadre des activités de recherche de cet établissement. Ces essais cherchent à caractériser le comportement individuel des rupteurs sous sollicitations horizontales. Les résultats obtenus nous permettent d'identifier leur résistance, leur mode de fonctionnement, les phénomènes mécaniques et d'alimenter un modèle numérique de rupteur thermique. L'étude porte sur deux styles de rupteurs extrêmement différentsde la famille des rupteurs béton armé : le Ruptal peu armé avec un bloc béton fibré, le Rutherma bien armé. Ce choix permet de couvrir une large gamme de comportement et alimenter dans la suite un modèle pour un rupteur générique.

2.1. Essais de Ruptal sous chargement monotoneet cyclique

En réalité, les rupteurs remplaçant la jonction traditionnelle voile-plancher travaillent sous l'application simultanément des chargements dans toutes les directions. L'étude mécanique expérimentale des Ruptal s'oriente donc vers deux modes de sollicitation. En parallèle des essais de cisaillement sous l'effort horizontal dans le plan des murs qui seront présenté dans ce paragraphe, d'autres essais réalisés sous chargement vertical sont également été réalisés [Rapports CSTB, 2008]. Ces derniers testent des corps d'épreuve composés d'un plancher et d'un voile reliés par un plot complet de rupteur (1,2 m de longueur) avec une seule barre de ferraillage pour évaluer le comportement des rupteurs sous les usuelles verticales charges. L'effort de cisaillement vertical est appliqué sur le plancher jusqu'à la rupture de l'éprouvette (au niveau de l'assemblage ou du plancher). Malgré un manque de réalisme en découplant complètement les chargementsdans différentes directions dans les essais d'identification, ces deux campagnes permettent de mettre en évidence de manière distincte des mécanismes correspondant à chaque mode de chargement.

2.1.1. Description de l'essai

Pour rendre en compte de la réalité pratique de transmission des efforts entre le plancher et le voile ainsi que des différentes conditions cinématiques réalistes dans un assemblage de la sorte, trois essais de cisaillement en double recouvrement (limitant les effets de flexion) vont donc être mis en place. Une description détaillée des essais se trouve dans [Ragueneau et Pinelli, 2009]. Différentes solutions techniques pour rupteurs en zone sismique et non sismique sont envisagées.

1) Essai monotone avec décharge sur rupteur comportant des boucles sismiques (vérin de 15 tonnes)
2) Essai monotone avec décharge sur rupteur standard (vérin de 25 tonnes)
3) Essai cyclique sur rupteur standard mais plot en croix (vérin de 25 tonnes)

Dans cette section, nous ne présentons que le résultat des deux derniers essais car la première éprouvette était endommagée involontairement pendant le montage sur la plate-forme.

Corps d'épreuve

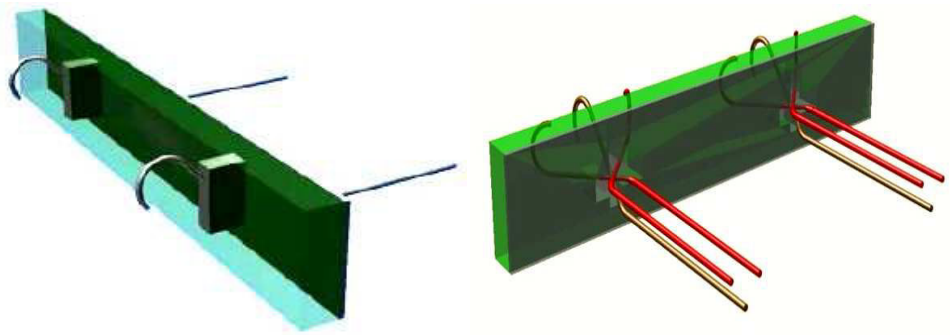
Le Ruptal - développé par Lafarge et Bouygues se compose des plots en Ductal répartis tous les 60cm, des barres de renforcement et de l'isolant en laine de roche. Le principe est de profiter de la performance de ces derniers pour réduire le volume du béton en assurant la stabilité de la liaison. Tous les efforts mécaniques sont donc repris par les deux premiers composants. Le Ductal est en effet un béton fibré de très haute performance, les caractéristiques mécaniques de deux différentes formules de ce matériau fournies par Lafarge sont présentées dans le tableau 1.2 [Fiches de Ductal, 2007]. En remplaçant le béton classique par l'isolant en laine de roche, le coefficient ψ du pont thermique traité par ce rupteur est estimé à 0,3 W/K.m par rapport à 1 W/K.m pour des ponts non traités. Les armatures de renforcement sont positionnées dans le noyau en Ductal.Les fers sont protégés par les nervures de Ductal contre la corrosion, l'attaque des chlorures et la carbonatation. La configuration du ferraillage dépend de chaque version. Dans la version standard, une seule barre de haute adhérence de diamètre 10 est disposée pour transmettre les chargements verticaux (figure 1.4a). Le crochet a pour but d'augmenter la longueur d'ancrage dans le béton du voile. Le rupteur sismique possède trois barres d'acier de diamètre 10 pour reprendre également les efforts horizontaux dus au séisme. La forme du plot de Ductal peut aussi varier en fonction du nombre de barres d'acier : rectangulaire ou en croix. Une plaque en Ductal préfabriquée le long du rupteur facilite la mise en place sur chantier.

	Ductal®-FM ou Ductal®-AF Avec traitement thermique	Ductal®-FO Sans traitement thermique
Densité	2500 kg /m3	2350 kg/m3
Résistance à la compression sur cylindre	150 – 180 MPa	100 – 140 MPa
Résistance à la flexion sur éprouvettes 4×4×16 cm	30-40 MPa	15-20 MPa
Résistance à la traction	8 MPa	5 MPa
Module d'Young	50-60GPa	45 GPa

Tableau 1.2 : Caractéristiques mécanique du Ductal

Afin d'éviter les problèmes liés aux effets d'échelle et de représenter le comportement de structure, les dimensions des corps d'épreuve ont été choisies les plus proches possibles de celles d'une structure réelle. L'éprouvette est constituée de :

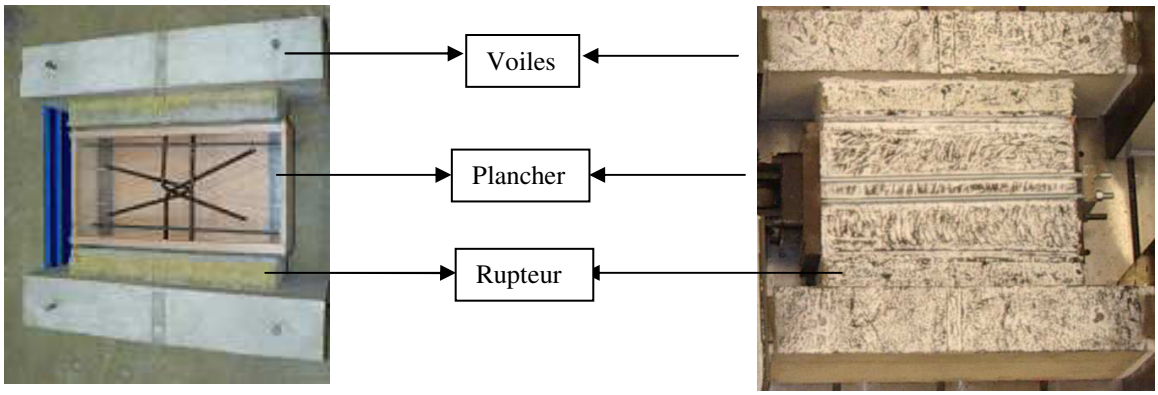
- deux murs de 860mm de long, 400mm de hauteur et 200mm d'épaisseur
- un plancher de 500mm de long, 400mm de largeur et 150mm d'épaisseur.
- deux éléments rupteurs



(a) **(b)**

Figure 1.4: Ruptal : version standarde (a) version sismique 3 barres (b)

L'assemblage entre les murs et le plancher est assuré par les rupteurs placés parallèlement à la direction de chargement. Afin de procéder à des essais jusqu'à la rupture, compte –tenu des ferraillages mis en place et de la capacité maximale des machine hydrauliques, seuls des demi-rupteurs sont testés (1 plot de Ductal avec armatures renforcées sur 60 cm de long chaque côté au lieu du standard de 2 plots pour 120 cm). Ce choix n'est pas sans conséquence sur la bonne représentation des conditions limites (rotation limitée).



(a) (b)

Figure 1.5: Exemple d'un corps d'épreuve et du coffrage d'une liaison par Ruptal avec deux barres horizontales

Le coulage des voiles et du plancher a été réalisé en deux phasesau Département Génie Civil de l'ENS de Cachan. La première consiste à couler deux murs latéraux avec les deux connexions Ruptal (Figure 1.5a). Ensuite un coffrage spécial est mis en place pour le bétonnage du plancher (Figure 1.5b). Des tests de compression sur 3 éprouvettes cylindriques 16cm×32cm sont réalisés pour chaque essai. La résistance en compression se situe entre 30-37MPa et le module d'élasticité est autour de 25 GPa correspondant à ceux d'un béton B30/40.La formulation du béton choisi, pour $1m^3$ de matériau est la suivante :

Sable (0.5)	:	683 kg
Granulat (5-25)	:	1145 kg
Ciment	:	340 kg ciment (CEM 1 52,5 NEP2)
Eau	:	189 l

Le principe du montage des essais est illustré dans la figure 1.6. En se basant sur la réalité d'un bâtiment pour lequel plusieurs rupteurs sont disposés le long des murs, on considère que la rigidité des murs et des planchers est beaucoup plus grande que celle de la jonction rupteur. En chargeant le plancher et bloquant les murs, on sollicite les rupteurs jusqu'à leurs rupture. Les murs ont été fixés sur la plate-forme du centre d'essai du LMT sur laquelle on a installé un système modulaire (portique) Mocokit 250 (1). En construction mécano-soudé, il est ajustable pas à pas (pas de 100mm) et permet de fixer un vérin dans la direction horizontale (ou verticale). Le vérin (2), rotulé à ses deux extrémités, ayant une course limitée à 225mm et une capacité de 250kN applique un effort uniaxial centré sur le plancher. La reprise des efforts s'effectue par 2 rupteurs ancrés dans les deux murs. Afin d'étudier le comportement des rupteurs sous chargement horizontal, on empêche les déplacements de l'éprouvette dans les autres directions. Un système de quatre équerres métalliques (3) est positionné au droit des murs afin de bloquer le déplacement de ces derniers dans la direction de chargement. Les équerres sont également fixées sur la plate-forme. Deux plaques d'acier réglables ont été mises en place entre l'éprouvette et les équerres pour appliquer une précontrainte dans les murs de réaction. Des IPN recouvertes de téflon sont installées sous l'éprouvette afin d'éviter la rotation du plancher due à l'application d'un effort sans empêcher le déplacement horizontal souhaité (figure 1.7a). Aucune charge verticale supplémentaire n'est appliquée sur l'éprouvette.

Montage de l'essai et équipement

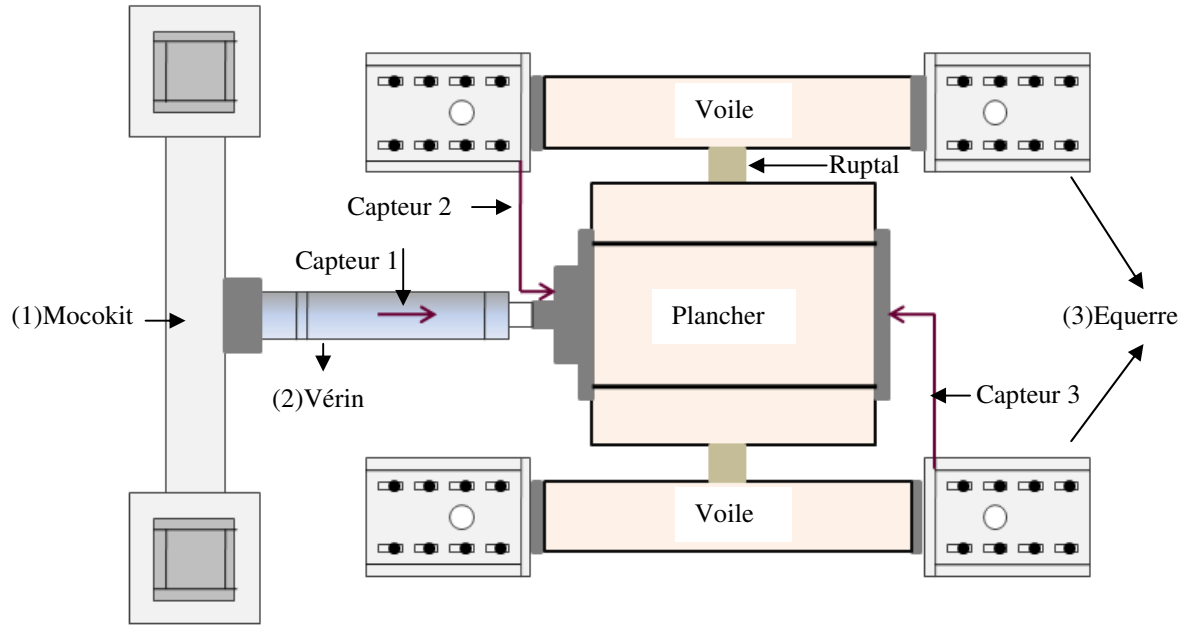
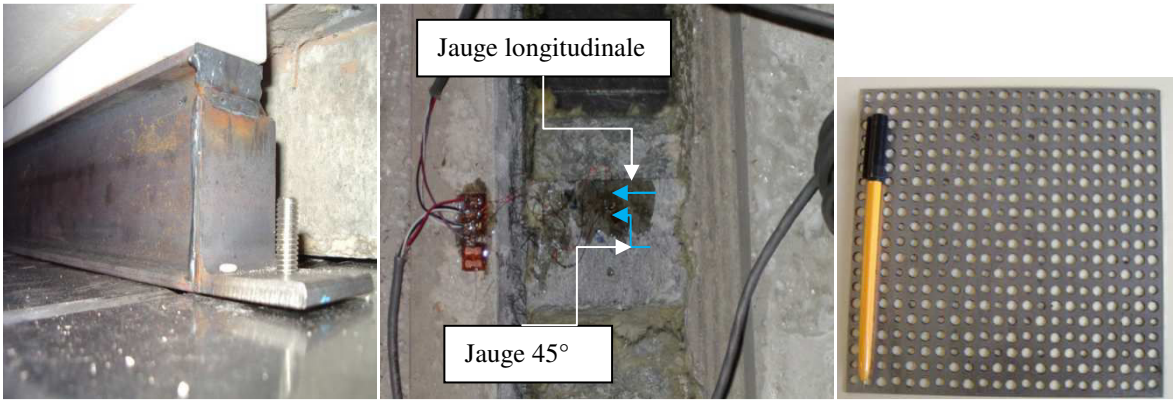


Figure 1.6: Schéma du montage de l'essai en double cisaillement des Ruptal

L'effort est mesuré par l'intermédiaire d'une cellule MTS de capacité de ± 250 KN. Les mouvements relatifs entre plancher et voiles sont mesurés grâce à trois capteurs de déplacement. Le premier capteur 1 mesure le déplacement du vérin. Le second capteur 2, parallèle au vérin, placé entre l'éprouvette et une équerre mesure le même déplacement en excluant le jeu des

rotules. Le troisième capteur 3, placé à l'opposé du second, permet de mettre en évidence l'existence des bruits. Si ceux-ci n'existent pas les deux capteurs doivent donner le même signal. De plus, pour avoir une idée globale des déplacements du corps d'épreuve, on a installé deux appareils photo (Canon E450, échelle 1 pixel =0,53mm), l'un au dessus d'un rupteur, l'autre au dessus de l'ensemble de l'éprouvette pour une analyse par la corrélation d'image numérique [Hild, 2002]. La mesure des déformations se fait à l'aide de quatre jauges de déformation. Sur chaque rupteur, l'une est collée dans la direction de chargement et l'autre est à 45° par rapport à cet axe (figure 1.7b). Une cinquième jauge est placée sur un des murs pour vérifier la flexion de ces derniers au cours de l'essai. Le mouchetis de la corrélation d'image est fait à l'aide d'une grille de 200×200 (figure 1.7c).



(a) (b) (c)

Figure 1.7: (a) IPN recouvert téflon (b) Disposition des jauges sur chaqueRuptal (c) Grille pour mouchetis

2.1.2. Résultats

A titre d'exemple, nous présentons le résultat du deuxième essai en quasi-statique monotone avec décharges. Le rupteur testé est le modèle standard avec une seule barre d'acier. L'essai est piloté en déplacement. La première montée en charge est réalisée à la vitesse de 3 µm/seconde pour vérifier la mise en place du système. Le reste suit ensuite une vitesse de 50µm/seconde. Une photo est prise toutes les 20 secondes. Le déplacement dans la figure 1.8 est le déplacement différentiel entre le plancher et le mur, donc celui mesuré par le capteur 2 (en supposant que les murs sont complètement bloqués). Les résultats sont adimensionnés en raison de la confidentialité.

La première partie est la zone depuis le début jusqu'au point A. Dans cette étape, le Ductal, le béton et l'acier demeurent dans un régime élastique. La raideur est donc quasi linéaire. En utilisant la Corrélation d'image pour capter le mouvement du corps d'épreuve, nous ne constatons pas encore de rotation du plancher ni des voiles dans le plan horizontal. La liaison entre le Ductal et le plancher ainsi que le voile reste en bon état.

Dans la deuxième partie AB, avant la première décharge, on peut remarquer une réduction importante de raideur globale. Au même moment, une légère rotation du plancher dans son axe initial est détectée par la technique de Corrélation d'image. Le mouvement du plancher est présenté dans la figure 1 .9 par sa déformée aux différents moments (cette analyse est réalisée sur un banc qui se trouve au milieu du plancher). Avec les deux voiles bloqués par les équerres, une rotation du plancher conduit à la séparation entre le Ductal et le voile ainsi que la plaque de

Ductal et le plancher. Sur une face, le plancher se sépare du voile car ils sont constitués de deux bétons différents : la plaque et le bloc de Ductal préfabriqué et le plancher coulé en place. Cette discontinuité équivaut à une large fissure rendant la transmission de l'effort moins efficace. Le long du côté où le plancher se rapproche du mur, le Ductal s'appuie sur le voile et tous les deux travaillent en compression dans la zone de contact. La perte de raideur peut s'expliquer également par la dégradation du béton et du Ductal. Le béton du mur s'endommage, surtout dans la zone d'enrobage de l'acier. La liaison acier-béton s'affaiblit, par conséquent la capacité de reprise de l'effort diminue.

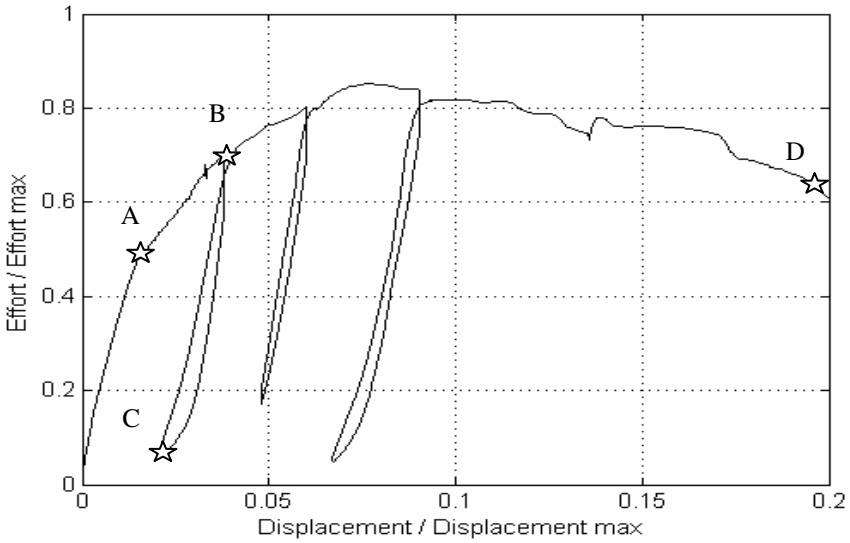


Figure 1.8 : Comportement du Ruptal en charge alternée (résultat adimensionné)

Dans cette partie, on note également un décrochement de l'effort près du point B qui provient du glissement des équerres. Les murs commencent à tourner et s'éloignent les conditions limites définies auparavant.

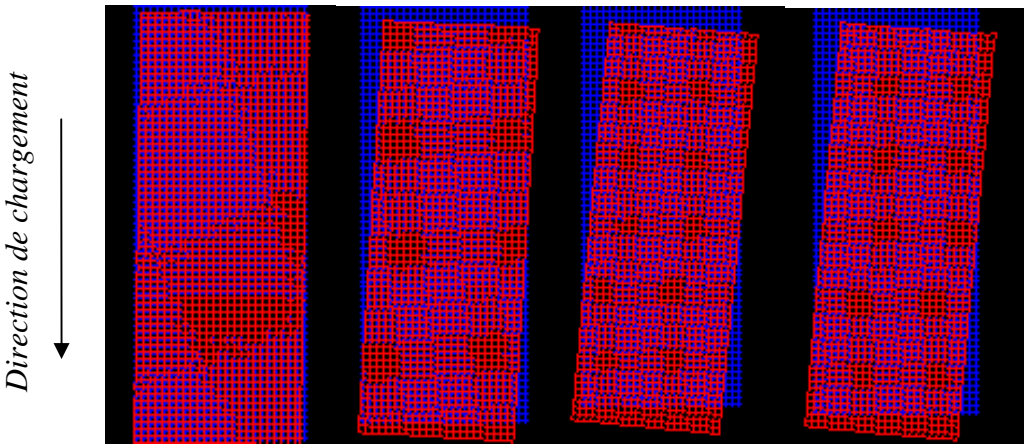


Figure 1.9: Rotation du plancher par Corrélation d'image :
vert : position initiale, rouge : déformé (amplifié 10 fois)

Première décharge et recharge BCB : L'assemblage récupère sa raideur. En décharge, certaines fissures se ferment, surtout la fissure majeure créée par la rotation du plancher. Cette refermeture permet une meilleure transmission de l'effort du plancher vers les murs. Cependant, la raideur en décharge et recharge est supérieure à la raideur élastique. Cette contradiction est due à la rotation d'un des murs dans le même sens de la rotation du plancher qui conduit à une sollicitation moins importante sur l'assemblage. Cette rotation devient très importante à la fin,

observée par la déformée de l'éprouvette à la rupture (figure 1.10). Des boucles d'hystérésis apparaissent –conséquence du comportement endommagé du béton que nous allons expliquer en détail ultérieurement. De plus, un déplacement résiduel important est observé.

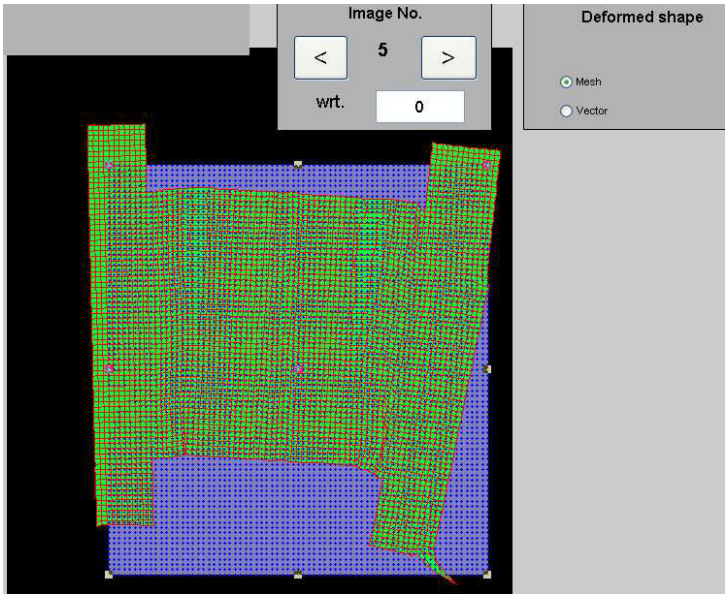


Figure 1.10 : Déformée par Corrélation d'images à la fin de chargement- apparition de larges fissures et rotation d'un mur [Ragueneau et Pinelli, 2009]

Après les trois décharges, le rupteur s'adoucit et atteint la rupture complète. A la fin, on remarque l'apparition de deux grandes fissures à l'interface rupteur-plancher. L'état des barres d'acier est assez complexe à interpréter. Une est rompue par cisaillement et l'autre ne provoque que l'écrasement du béton (figure 1.11).

La jauge collée sur le mur indique une déformation négligeable. Les jauges présentes sur le plot de Ductal ne donnent pas des informations quantitatives. Par contre, en analysant ces jauges, on constate que les rupteurs ne travaillent pas en cisaillement pur ni flexion pure mais dans l'état mixte de ces deux derniers.

Figure 1.11: Barres renforcées à la rupture

Le dernier essai teste les rupteurs avec une seule barre d'acier mais le plot de Ductal est en croix pour assurer une plus grande rigidité tant dans la direction verticale que dans la direction horizontale (Figure 1.12). Afin de traduire une sollicitation sismique, un chargement cyclique de type traction-compression alterné a été imposé. Par niveau de chargement, trois

trains de cycles ont été appliqués permettant de stabiliser la dégradation de la liaison à chaque niveau d'effort.

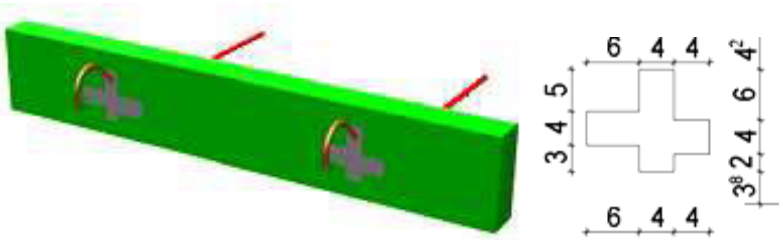


Figure 1.12: Ruptal testé et dimensions du plot de Ductal en croix

Le chargement est effectué en effort par niveau de 5kN jusqu'à la fin. Les déplacements sont mesurés à l'aide de trois capteurs :

- Capteur du vérin (1)
- Parallèle au vérin mesurant le déplacement du plancher (2)
- Parallèle au vérin mesurant le déplacement du plancher, côté opposé du vérin (3)

Les jauges et les machines sont disposées de manière identique que dans l'essai précédent. Dans la figure 1.13, l'effort en fonction du déplacement mesuré par le capteur 2 est exposé. Une ductilité importante est observée malgré la présence d'un seul acier de renforcement. La configuration en croix du plot de Ductal améliore considérablement cette dernière en comparant à l'essai sur le plot rectangulaire. Grâce à la Corrélation d'image numérique, la rotation du plancher due à une apparition non symétrique de rotules plastiques est observée dans les liaisons de Ductal.

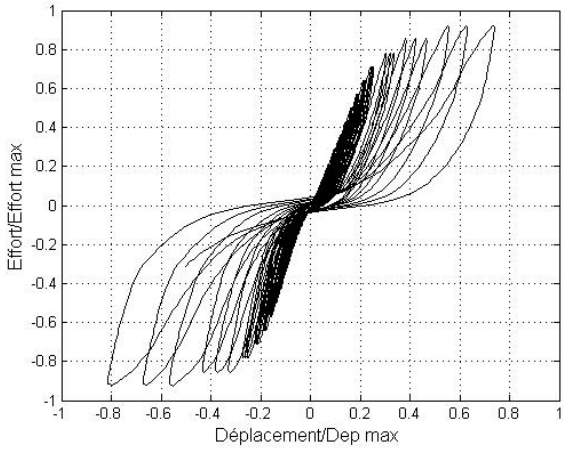


Figure 1.13: Réponse du Ruptal en croix en cyclique (données adimensionnées)

2.1.3. Conclusion

Plusieurs essais ont été réalisés avec différents types de rupteur dans la gamme Ductal, en monotone ainsi qu'en cyclique. Le problème, malgré notre vigilance concerne les conditions limites, les murs et le plancher s'incurvent de manière significative. Ces cinématiques ne correspondent plus à celles de la réalité d'un bâtiment dans lequel les voiles sont beaucoup moins rigides par rapport aux éléments rupteurs. Avec plusieurs rupteurs placés sur le mur,

l'assemblage travaillera plutôt en cisaillement qu'en flexion. Les résultats sont plutôt qualitatifs que quantitatifs. La rotation du plancher disparaît en utilisant plusieurs rupteurs de chaque côté mais cette solution n'a pas pu être mise en place du fait de la capacité limitée du vérin. Toutefois, ces essais aident à mettre en évidence des informations sur les mécanismes locaux des rupteurs sous chargement horizontal. Nous remarquons un comportement global nonlinéaire qui provient de plusieurs sources : endommagement du béton, plasticité des armatures, liaison entre les matériaux, contact entre la barre d'acier et le béton… Notamment les essais nous donnent un ordre de grandeur sur la résistance et la déformation ultime. Des modélisations numériques seront élaborées pour confirmer et quantifier les différents mécanismes dans la réponse globale d'un rupteur.

2.2. Essai de Rutherma sous chargement cyclique

L'essai exposé dans cette section vise à révéler le comportement sous chargement sismique horizontal des Rutherma. Cet essai est précédé par une campagne d'expérimentation des rupteurs sous chargement vertical menée par la société Schöck ayant eu lieu à l'Institut pour l'étude de la construction en dur et la technologie des matériaux de construction, université de Karlsruhe, Allemagne [Kiefer et Kreuser, 2002], et à la société [Fritschi, 2004]. Ces derniers ont été effectués sur une dalle de béton armé en porte-à-faux reliée à une dalle de plancher. Les rupteurs sont placés à la jonction de deux dalles et l'effort est appliqué sur l'extrémité libre de la console. Différents rupteurs de la même gamme ont été testés, sous chargement statique et la fatigue. Ces essais permettent de mettre en évidence la tenue des rupteurs sous chargement vertical en termes de résistance et de raideur. Pourtant, les résultats ne sont pas interprétables pour la thèse.

2.2.1. Description de l'essai

Corps d'épreuve

En se basant sur le principe précisé au début du paragraphe 2 de ce chapitre, un essai sur le Rutherma a été réalisé au laboratoire Structures CSTB-Marne la Vallée en novembre 2009 [Degiovanni *et al.* 2009]. Rutherma est un produit développé par la société Schöck depuis plusieurs années. Ce rupteur se compose uniquement de l'isolation et de barres renforcées en inox. Contrairement au Ruptal, le ferraillage dans ce type de rupteur est réparti régulièrement le long de l'élément, le taux d'acier et le diamètre des barres varient en fonction du modèle utilisé.

Le corps d'épreuve est constitué de deux murs et un plancher en béton armé ainsi que de deux types de rupteur thermique (figure 1.14)

- Le rupteur Rutherma DF6/10 h200 CSI-REI900 de type « aciers répartis » destiné à reprendre les efforts verticaux.
- Le rupteur Rutherma ESi de type « ponctuel » destiné à reprendre les efforts cisaillement horizontaux.

Chaque DF6/10 fait 1m de long avec 10 barres d'armature tendue de diamètre 8mm, 10 barres d'armature comprimée ϕ8, 10 barres verticales ϕ6 pour reprendre les efforts tranchants. Tous les mètres, il y a un rupteur de type sismique avec deux barres ϕ10 en position horizontale destinées à reprendre des efforts horizontaux (figure 1.14).

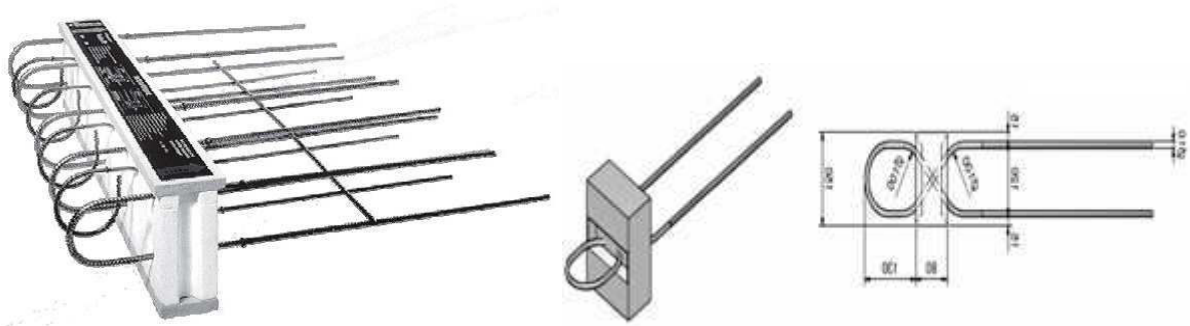


Figure 1.14: Rutherma DF6/10 et Rutherma ESi

Les informations concernant l'inox utilisé dans les rupteurs fournis par Schöck sont présentées dans le tableau 1.3 :

Diamètre (mm)	Contrainte à 0,2% déformation (MPa)	Contrainte maximale (MPa)	Déformation à la rupture (%)	Déformation à contrainte maximale (%)
6	529,6	602,8	10,6	7,64
8	705,2	879,8	17,9	8,11
10	706,5	891,8	13,6	5,93

Tableau 1.3: Caractéristiques des inox pour essais Rutherma

Ayant le même objectif que des essais sur le Ruptal, les dimensions des éléments dans cet essai sont importantes pour être le plus représentatif possible la réalité de jonctions par rupteurs dans un bâtiment. Les murs sont de dimensions 3000mm × 1200mm × 200mm (longueur-hauteur-épaisseur) et le plancher est de dimensions 1600mm × 2400mm × 200mm (longueur-largeur-épaisseur). Ils sont en béton C25/30 et coulés à l'atelier de fabrication du laboratoire. Par des essais de compression et de fendage sur une série d'éprouvette après 28 jours de séchage, la résistance moyenne en compression est de 30MPa, et de 2,5 MPa en traction. Le schéma du corps d'épreuve est présenté dans la figure 1.15.

Montage de l'essai et équipement

Afin d'étudier le comportement des rupteurs sous chargement horizontal en tenant compte de chargements verticaux dus au poids propre de l'ouvrage en conditions réelles, l'essai consiste à appliquer un effort vertical permanent et un déplacement horizontal sur le plancher jusqu'à la rupture. Cet effort vertical est déterminé en se basant sur les charges permanentes, charges d'exploitation normées et le poids propre appliqués sur un plancher de 6m de portée et 200mm d'épaisseur. Sa valeur par mètre de paroi support est de 35 KN et de 80 KN au total. Le déplacement horizontal est appliqué au plancher dans deux sens de l'axe X jusqu'à la rupture de l'éprouvette à l'aide d'une poutre de répartition posée sur toute sa largeur.

Le principe du montage est illustré dans la figure 1.15. Les murs sont coulés dans deux cadres métalliques en UAP 200 (1), de mêmes dimensions que les murs. Ces cadres servent d'abord pour le coulage du béton et à la fixation du l'éprouvette sur la plate forme pendant l'essai, ils seront également le support de l'installation des vérins horizontaux (2). Un IPN 120 est soudé sur les cadres pour empêcher que les voiles ne s'écartent et se referment pendant

l'essai et assurer les conditions limites souhaitées. Les vérins de capacité 600 KN en compression et 360 KN en traction sont fixés sur une poutre et exercent un déplacement sur le plancher dans son plan dans deux sens grâce aux tiges horizontales (3).

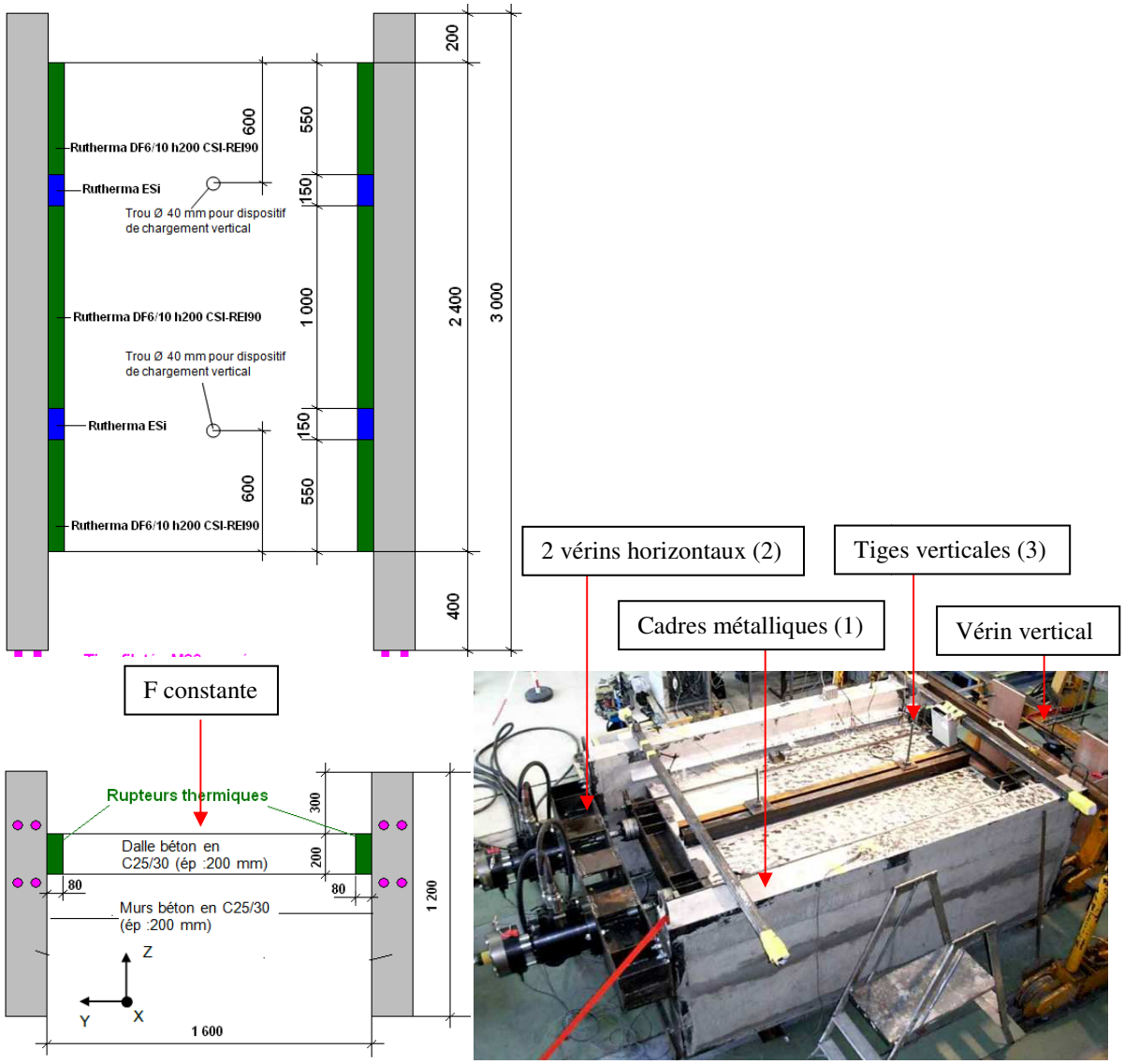


Figure 1.15 : Schéma du corps d'épreuve : vue de face –vue de dessus –principe de montage

Le corps d'épreuve est posé et soudé sur deux HEA 160 qui sont fixés à la plate-forme. Un dispositif spécial mis en place autorise le déplacement vertical en appliquant des déplacements horizontaux (figure 1.16). Avec ce système, le vérin vertical n'appuie pas directement sur le plancher mais sur un palonnier (2). Par un principe de palonnier, des tiges et des poutres, le système peut exercer un effort vertical centré sur l'axe symétrique du plancher. Les jeux de diamètre 40mm entre les tiges et le béton et la souplesse des tiges permettent de maintenir cet effort lors du mouvement horizontal du plancher.

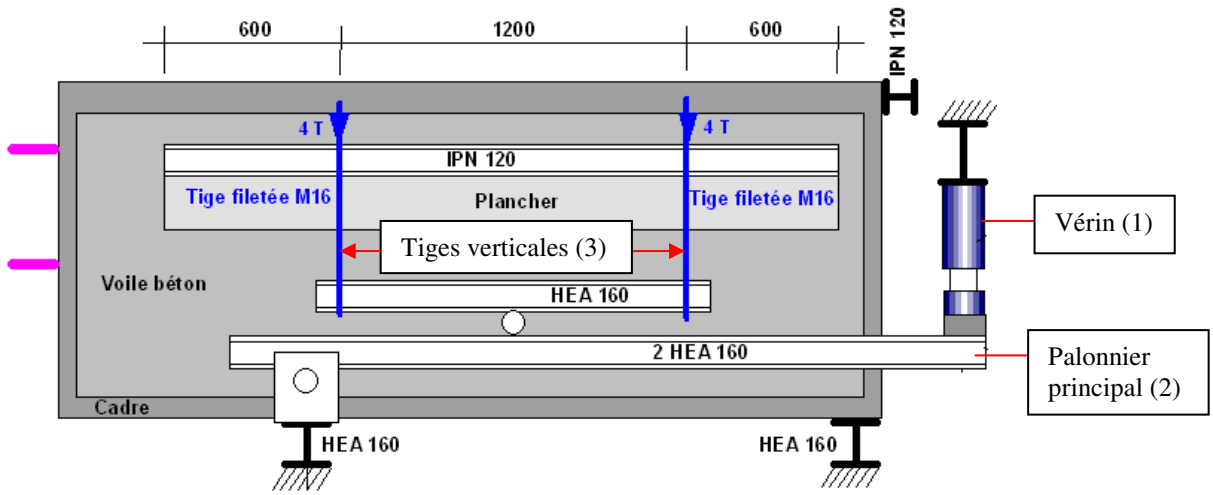


Figure 1.16 : Dispositif de chargement vertical

La charge horizontale totale appliquée sur le plancher est la somme de deux valeurs données par deux capteurs de force de ±600 KN de plage de mesure pour chaque vérin. Un autre capteur est dédié à la mesure de l'effort vertical. 8 capteurs de déplacement de plage de mesure de 12 mm, 20 mm, 50 mm et 100 mm sont utilisés respectivement au cours de l'essai pour assurer une précision relative au déplacement imposé. 8 jauges de déformation sont collées sur les armatures de deux rupteurs sismiques (4 pour chacun, figure 1.17). Un appareil photo est installé pour vérifier le mouvement global du corps d'épreuve (échelle 1pixel=1mm).

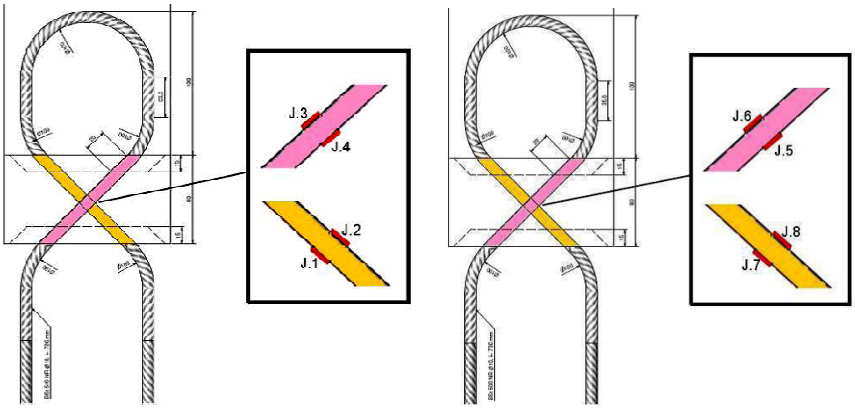


Figure 1.17 : Emplacement des jauges de déformation sur les rupteurs

2.2.2. Résultat

Le protocole de chargement est composé de deux phases principales. Le chargement vertical est appliqué et maintenu constant à 23,3 KN qui provoque un effort de 80 KN sur le plancher. Ensuite, 3 cycles de ± 50KN sont imposés horizontalement afin de vérifier la mise en place des dispositifs et évaluer la raideur du système. L'essai est piloté désormais en déplacement horizontal croissant avec trois cycles à chaque amplitude et aux différentes vitesses. Le pilotage s'effectue par le moyen de deux capteurs de déplacement mesurant le déplacement relatif entre le plancher et les voiles. Le résultat est adimensionné pour les raisons de confidentialité.

La courbe effort-déplacement horizontal est présentée dans la figure au dessous. Le comportement global des Rutherma est marqué par trois événements principaux :

- A 0,02 de déplacement (par rapport au déplacement maximal), en analysant les jauges on trouve que les armatures sismiques commencent à se plastifier.
- A 0,13 de déplacement(par rapport au déplacement maximal), les rupteurs entrent dans le plateau ductile qui est typique du comportement de Rutherma. Ce point est discuté en détail ultérieurement.
- Vers 0,75 de déplacement (par rapport au déplacement maximal), nous remarquons la rupture respectivement des armatures des rupteurs sismiques. En même temps, les barres verticales, tendues et comprimées se déforment considérablement et se mettent en position inclinée. Elles participent désormais à la reprise de l'effort horizontal. Cet effet est l'origine de la hausse de l'effort à 0,85 de déplacementà la fin de l'essai.

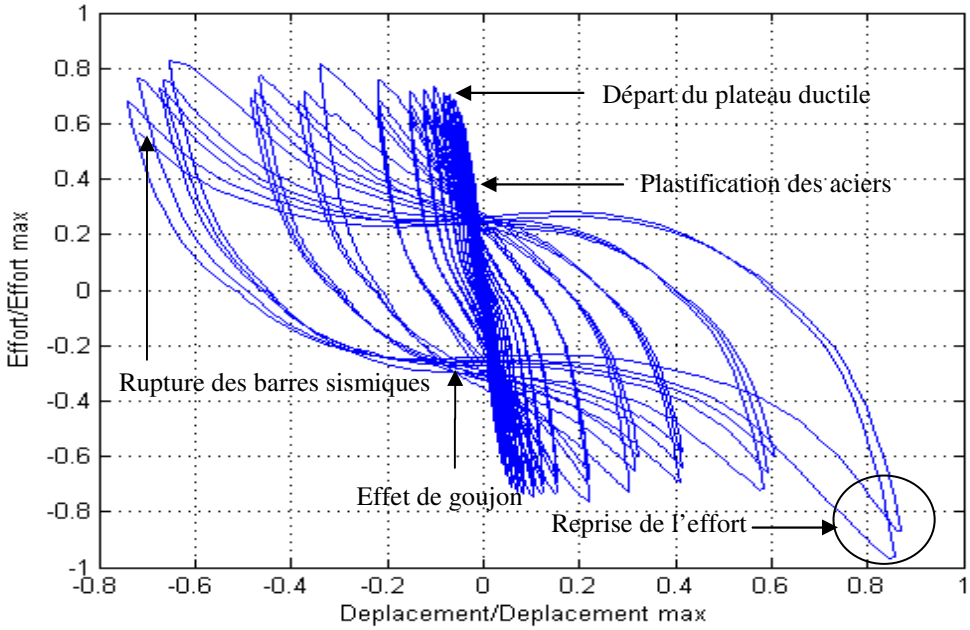


Figure 1.18 : Comportement global : force appliquée en fonction de déplacement horizontal

La particularité du comportement de ce rupteur thermique à grand déplacement est l'effet de goujon. Cet effet que nous rencontrons souvent dans les structures en béton armé sous chargement cyclique est un phénomène complexe qui se produit quand le ferraillage traverse une fissure (voir figure 1.19). Dans notre cas, le jeu de 10 cm entre le voile et le plancher joue un rôle de fissure importante. L'acier travaille au début en cisaillement, ensuite plus le déplacement s'accroit, plus il exerce une forte pression sur le béton dans son entourage jusqu'à l'écrasement de ce dernier. Sous chargement cyclique, l'acier se fléchit aisément car le béton est fissuré et ne peut plus reprendre d'effort. Ce phénomène se présente dans la courbe 1.18 par le palier en effort autour de la position neutre à déplacement nul.

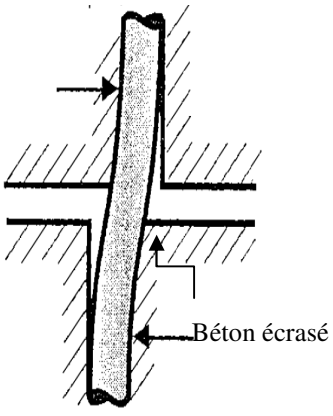


Figure 1.19 : Effet de goujon

Afin de mettre en évidence les mécanismes intervenant dans le comportement nonlinéaire de Rutherma, nous analysons dans la suite un extrait de la courbe totale jusqu'à 0,13 de déplacement (adimensionné). En zoomant sur le comportement initial du rupteurà certaines amplitudes, la courbe suivante facilite la visualisation et nous aide à clarifier l'origine de chaque phénomène survenant.

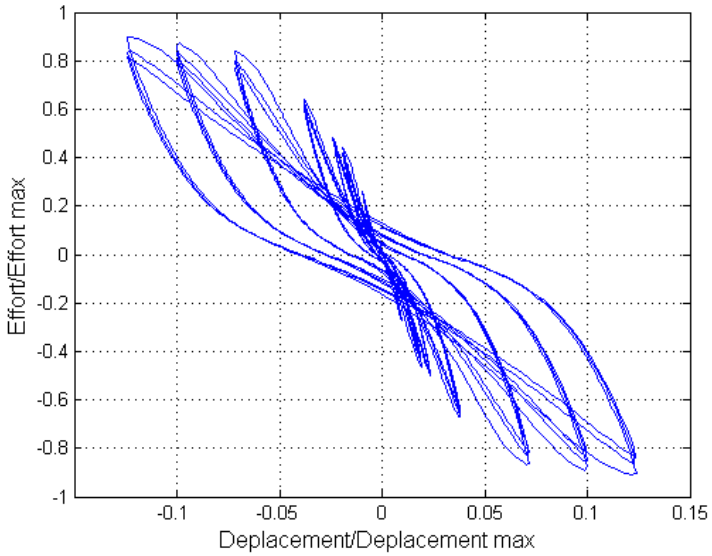


Figure 1.20: Courbe extrait de l'essai

Les deux premières rampes (jusqu'à 0,012 de déplacement) se situent dans la zone où l'acier ainsi que le béton d'enrobage sont en élasticité. La raideur en décharge et recharge est quasi linéaire et superposée à celle du premier chargement.

Dans les deux rampes suivantes, à 0,04 et 0,06 de déplacement : l'effort s'accroît en fonction du déplacement imposé mais la raideur globale diminue après chaque rampe et aussi après chaque cycle de même amplitude. Avec la perte de la raideur, l'effet d'hystérésis se produit visiblement à 0,06 de déplacement. Nous traduisons ces phénomènes en détail par différents mécanismes.

La perte de la raideur à la première montée de la rampe par rapport aux cycles précédents provient de la dégradation du béton du plancher et des murs autour des armatures, surtout au niveau de la zone près de la surface libre où l'acier sort du béton. Dans le béton, il y a deux types de fissures : des micro-fissures qui peuvent se refermer en décharge et des macro-fissures qui ne sont pas capables de se refermer et de reprendre de l'efforten décharge. Plus le déplacement est important, plus le pourcentage du dernier type de fissure est important. La perte de la raideur est donc plus prononcée.

Les boucles d'hystérésis se forment progressivement. Elles sont de petite taille car les barres sismiques sont encore dans la grande zone d'écrouissage avant le plateau (voir les courbes des aciers inoxydables dans l'annexe 1). Le frottement entre les lèvres des fissures du béton et le glissement des barres d'acier rugueuses jouent également dans cet effet.

Lors du premier chargement négatif, le rupteur reprend totalement sa raideur initiale, le comportement est parfaitement symétrique par rapport à la direction de chargement. Quand on change de direction, les microfissures existantes se ferment et se créent de nouvelles fissures dans le béton qui sont dans la zone symétrique des anciennes fissures par rapport à l'acier. De

plus, avec les deux barres d'acier sismiques en croix, le système est symétrique géométriquement à la direction de chargement. La réponse globale est donc symétrique.

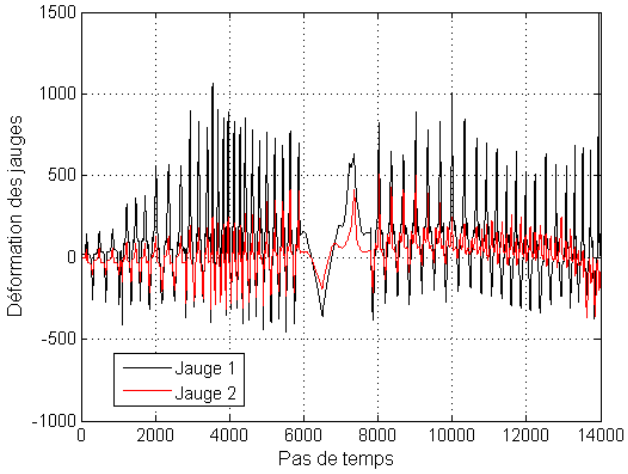
La déformation résiduelle devient de plus en plus importante, la plasticité de l'acier est plus prononcée. Les deux barres d'acier sismiques en croix arrivent à leur plateau ductile.

Après le premier cycle, à la même amplitude de déplacement imposé, on perd légèrement la résistance en deuxième recharge. Cet effet qui se présente dans toutes les rampes suivantes peut s'expliquer par la dégradation du béton à cause des fissures non fermées (en traction et en compression) autour des armatures sismiques. Ce phénomène influence la capacité de transmission de l'effort des armatures au béton comprimé dans la zone de contact.

Les armatures nonsismiques (armatures de traction, compression et tranchantes) qui sont initialement dans le plan vertical (c'est-à-dire perpendiculaires à la charge) ne participent pas à la reprise de l'effort horizontal tant que le déplacement est petit. Si ce dernier devient important, les armatures non-sismiques ne sont plus perpendiculaires à la sollicitation, elles contribuent de plus en plus à la résistance de l'ensemble du système. Ce phénomène est très présent à la fin de l'essai, quand on a atteint plus de 0,6 de déplacement.

- Dans les dernières rampes de cette courbe extraite de l'essai, nous observons l'allure typiquement ductile d'un rupteur Rutherma sous sollicitation cyclique. Les boucles d'hystérésis sont de très grandes tailles. La déformation résiduelle est très prononcée présentantd'avantage le comportement de l'acier que celui du béton. A partir de 0,1 de déplacement, la courbe enveloppe de l'effort (figure 1.18)suit effectivement le comportement de l'inox. La raison est qu'à cette jonction il y a une discontinuité de matériau avec uniquement des barres d'acier dans un jeu de 10 cm, le comportement de l'acier est donc dominant. L'effort global reste presque constant jusqu'à la fin de l'essai, à 0,6 de déplacement. Comme les armatures ont atteint leurs plateaux ductiles, l'effort ne peut plus augmenter tandis que la déformation résiduelle s'accroît.

- A la fin de l'essai, après rupture, nous mettons à nu les armatures rompues au milieu de leur longueur. Les barres n'ont pas travaillé en efforts axiaux simples mais dans un état complexe car elles sont encastrées dans le béton. Le béton sur la surface libre autour de l'acier est totalement dégradé.



(a) **(b)**

Figure 1.21: Contraintes des jauges 1 et 2 (a) et barres sismiques à la rupture (b)

L'analyse des jauges ne nous donne aucune information quantitative car la déformation enregistrée ne correspond pas à la valeur réelle observée sur l'éprouvette. Cependant, ce dispositif nous permet de détecter le début de la plastification des barres horizontales. La comparaison des mesures des couples de jauges sur la même barre (jauges 1 et 2, jauges 3 et 4, jauges 5 et 6, jauges 7 et 8) montre que les barres d'acier des rupteurs sismiques ne travaillent pas en compression et traction simple mais dans un état mixte. Car dans le cas contraire, les mesures des couples de jauges doivent être confondues.

Le plancher se déplace légèrement verticalement par rapport à son plan horizontal pendant l'application du déplacement horizontal. Il semble que ce déplacement ne soit pas une conséquence directe de la dégradation due aux efforts appliqués mais plutôt un décollement du corps rigide. Car les vérins en général ne peuvent jamais assurer un déplacement parfaitement horizontal. Le traitement des images par Corrélation d'image ne détecte aucune fissure sur la surface du plancher et des voiles. Les voiles sont parfaitement bloqués, il n'y a pas de rotation du plancher dans son plan horizontal.

2.2.3. Conclusion

Le corps d'épreuve et le protocole de l'essai permettent de représenter l'état de fonctionnement réel des rupteurs thermiques dans les bâtiments. Les conditions limites sont parfaitement respectées. Le Rutherma se caractérise par sa ductilité, cela s'explique par le taux élevé des armatures dans la jonction. Avec la configuration mixte des rupteurs standards et des rupteurs sismiques, nous ne distinguons pas la contribution de chaque type dans la réponse globale. Ce point est complété par les simulations numériques EF pour les modèles de rupteurs verticaux seuls.

Les phénomènes mécaniques relevés sont intéressants et importants pour comprendre l'origine du comportement nonlinéaire des rupteurs. Les mécanismes locaux ressemblent généralement à ceux des structures en béton armé : endommagement du béton, plasticité de l'acier, frottement entre ces deux matériaux, effet d'hystérésis. Nous remarquons un fort couplage du comportement du béton et celui de l'acier dans ce type de rupteur thermique. Parallèlement aux analyses du Ruptal, ces informations sont les principales indications pour que nous puissions développer un modèle numérique qui s'adapte à décrire plusieurs gammes de rupteur thermique (section 3.2.1, chapitre 1).

Malgré l'importance de l'expérimentation pour identifier le comportement des structures, surtout confronté à un dispositif technologique innovant méconnu comme le rupteur thermique, les essais sont souvent plus qualitatifs que quantitatifs. La lourdeur de la mise en œuvre demande un investissement en temps et financier important. Par conséquent, le nombre des essais est limité, les modélisations numériques deviennent donc indispensables pour mieux cerner la réponse nonlinéaire des rupteurs ainsi que différentier les différents mécanismes cités préalablement.

3. Analyses numériques

L'objectif de cette partie du travail d'analyse est de se focaliser sur les mécanismes locaux survenant lors de l'application d'un effort de type sismique sur les rupteurs. Les modélisations sont utilisées comme des essais numériques justifiant nos choix pour le modèle simplifié présenté ultérieurement concernant le niveau de description (en variables généralisées),

les variables internes intégrées et notamment l'évolution de ces dernières. En réalité, les essais d'identification nous ont fourni des informations intéressantes, mais souvent à l'échelle globale. L'évolution des mécanismes comme l'endommagement, la plasticité, … sont difficilement observées pendant l'essai. Les analyses numériques sont donc pertinentes pour comfirmer et compléter les connaissances requises par les essais. En parallèle de la campagne expérimentale, la modélisation permet d'analyser en détail différents phénomènes intervenant à la ruine de ces éléments structuraux : fissuration des matériaux, plastification des armatures, glissement de l'acier, frottement entre les composants.

Cette analyse est réalisée principalement sur les rupteurs Ruptal dont le comportement est plus complexe par rapport à d'autres gammes de rupteur thermique. L'endommagement sera étudié de manière approfondie en tenant compte du couplage des chargements dans différentes directions. L'évolution de ce dernier sera également étudiée nous permettant de proposer dans la suite une loi adaptée. En simulant séparément chaque composant (béton, acier) par des modèles élément finis tridimensionnels, on met en évidence la contribution de chacun dans la réponse globale des rupteurs.

3.1. Analyse de la cinématique d'endommagement

Les rupteurs sont dimensionnés pour subir simultanément des efforts verticaux et horizontaux. Les efforts verticaux proviennent du poids propre du système, des charges permanentes et d'exploitation, des actions sismiques verticales… et les actions sismiques horizontales se traduisent par des efforts horizontaux. L'ensemble de ces efforts gouvernent l'endommagement dans le Ductal. Afin de quantifier le couplage entre les différentes sources de fissuration, nous allons présenter des analyses pour montrer comment une fissure causée par l'effort dans une direction influence sur la raideur de Ductal dans l'autre direction. Cette étude de l'anisotropie nous permet de décider du type de variable d'endommagement à intégrer dans le futur modèle.

Dans un premier temps, nous proposons une solution simple en résolvant le problème par la théorie de la Résistance de Matériaux. On suppose que le Ruptal travaille en flexion dans les deux directions et que l'effet de cisaillement est négligeable. Le calcul est mené en élasticité. Au niveau du vocabulaire, dans cette analyse, on définit simplement la grandeur de l'endommagement par le rapport entre la hauteur fissurée et la hauteur initiale de la section dans la direction de chargement. Nous cherchons l'influence de l'ouverture d'une fissure crée par les efforts verticaux *V*sur la réduction de raideur en flexion dans deux directions verticale *V* et horizontale *H*.

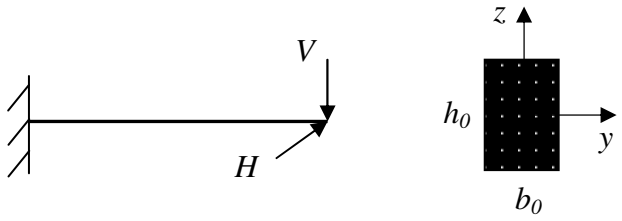


Figure 1.22: Solution analytique

La réduction de la raideur est définie par la réduction du moment d'inertie de la section dans la direction considérée.

$$d_v = 1 - \frac{h}{h_0} \qquad h = (1 - d_V)h_0 \tag{1.1}$$

Avec *h* la hauteur correspondant à l'ouverture de fissure verticale, l'endommagement dans cette direction est caractérisé par la variable d_V, h_0 est la hauteur initiale de la section.

Moment d'inertie de la section non fissurée sous l'effort vertical *V*

$$I_y = \frac{b_0 h^3}{12} = \frac{b_0[(1-d_V)h_0]^3}{12} = \frac{b_0 h_0^3}{12}(1-d_V)^3 \tag{1.2}$$

Moment d'inertie de la partie non fissurée de la section dans la direction horizontale*H*

$$I_z = \frac{b_0^3 h}{12} = \frac{b_0^3(1-d_V)h_0}{12} = \frac{b_0^3 h_0}{12}(1-d_V) \tag{1.3}$$

Réduction du moment d'inertie, donc de raideur de flexion verticale causée par une fissure verticale en fonction de l'ouverture de fissure d_V

$$R_{VV} = 1 - \frac{I_y}{I_y^0} = 1 - \frac{\frac{b_0 h_0^3}{12}(1-d_V)^3}{\frac{b_0 h_0^3}{12}} = \quad 1-(1-d_V)^3 \tag{1.4}$$

Réduction du moment d'inertie, donc de raideur de flexion horizontale causée par la même fissure

$$R_{HV} = 1 - \frac{I_z}{I_z^0} = 1 - \frac{\frac{h_0 b_0^3}{12}(1-d_V)^3}{\frac{h_0 b_0^3}{12}} = 1-(1-d_V) = d_V \tag{1.5}$$

La même analyse est réalisée pour le cas d'une fissure causée par l'effort horizontal sur les deux raideurs préalablement citées et nous avons trouvé la même relation.

$$d_H = 1 - \frac{b}{b_0} \qquad\qquad b = (1-d_H)b_0 \tag{1.6}$$

b est la hauteur correspond à l'endommagement d_H, b_0 est la largeur initiale de la section

Moment d'inertie de la section non fissurée dans la direction horizontale*H*

$$I_z = \frac{b^3 h_0}{12} = \frac{[(1-d_V)b_0]^3 h_0}{12} = \frac{b_0^3 h_0}{12}(1-d_H)^3 \tag{1.7}$$

Moment d'inertie de la section non fissurée dans la direction verticale *V*

$$I_y = \frac{b h_0^3}{12} = \frac{b_0(1-d_H)h_0^3}{12} = \frac{b_0 h_0^3}{12}(1-d_H)^3 \tag{1.8}$$

Réduction du moment d'inertie et de raideur de flexion horizontale $I_z$causée par une fissure horizontale en fonction de d_H

$$R_{HH} = 1 - \frac{I_z}{I_z^0} = 1 - \frac{\frac{b_0^3 h_0}{12}(1-d_H)^3}{\frac{b_0^3 h_0}{12}} = \quad 1-(1-d_H)^3 \tag{1.9}$$

Réduction de ce moment d'inertie et de raideur de flexion verticale causée par la même fissure en fonction de d_H

$$R_{VH} = 1 - \frac{I_y}{I_y^0} = 1 - \frac{\frac{b_0 h_0^3}{12}(1-d_H)}{\frac{b_0 h_0^3}{12}} = \quad 1-(1-d_H) = \ d_H \tag{1.10}$$

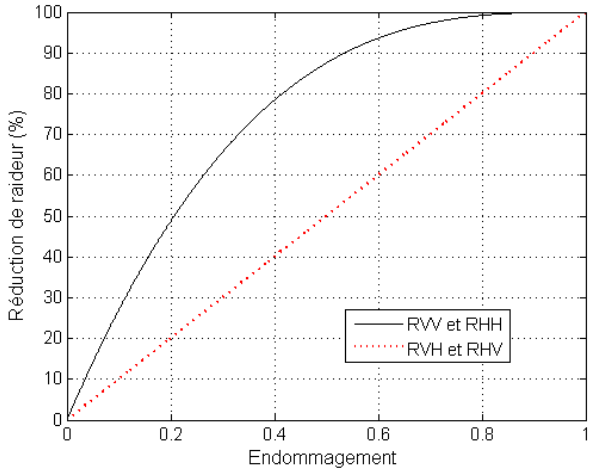


Figure 1.23 : Réduction de la raideur dans différentes directions due à une fissure –Solution analytique

On remarque un grand écart entre la réduction de la raideur de flexion dans une direction par rapport à celle de l'autre lors de l'apparition d'une fissure (figure 1.23). La chute de raideur dans la direction de l'effort provoquant la fissure suit une loi cubique, par contre dans l'autre direction l'évolution est une fonction linéaire de l'endommagement. Cette constatation met en évidence la forme de l'anisotropie de l'endommagement. A un état de dégradation, nous ne pouvons donc pas utiliser une seule valeur pour décrire le niveau de la chute de la raideur en flexion pour les deux directions.

L'admissibilité de cette solution est limitée pour une poutre longue en flexion simple en élasticité dont la raideur ne dépend que du moment d'inertie de la section. Cependant dans le cas précis du Ruptal, le bloc de Ductal a une forme particulière courte (rapport largeur/hauteur/longueur : 1/3/2). Une analyse dans laquelle la géométrie de l'élément intervient sur la réponse est pertinente. Des modélisations par éléments finis tridimensionnels dans Castem sont donc menées pour répondre à la même question.

La signification du terme « ouverture de fissure » est conservée. Par contre, le terme « réduction de la raideur » n'est plus la réduction du moment d'inertie comme dans la solution analytique mais la réduction de la vraie raideur élastique du bloc Ductal. Cette valeur est le rapport entre la raideur de Ductal en 3D à l'état fissuré et celle de l'état initial. On détermine la raideur élastique en appliquant un déplacement dans la direction souhaitée sur la surface libre de la poutre courte encastrée, on calcule l'effort de réaction correspondant. La raideur est le rapport

force-déplacement. Dans cette analyse micromécanique, la fissure est maillée sur toute la largeur(hauteur) comme dans la figure 1.24.

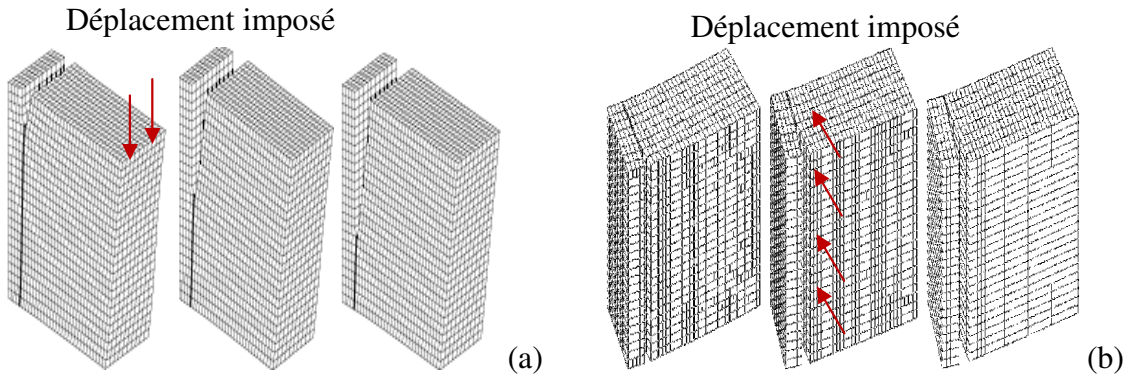


Figure 1.24 : Maillage de propagation d'une fissure causée par l'effort vertical et horizontal

L'élément est modélisé en élasticité à certaine valeur de l'ouverture de fissure. Le résultat est présenté en comparaison de la solution analytique. On remarque bien une différence entre la réduction de la raideur verticale calculée par ces deux solutions dans le cas d'une fissure provoquée par l'effort vertical (on l'appelle désormais fissure verticale). Le même phénomène est observé pour la réduction de la raideur horizontale provoquée par la fissure horizontale (figure 1.25b). Pour l'expliquer, il faut se rappeler de l'hypothèse de la cinématique de poutre en flexion dans la solution analytique. Une poutre classique a des dimensions transverses beaucoup plus petites par rapport à la longueur. La poutre est en flexion pure et l'effet de l'effort tranchant est négligeable, ce qui n'est pas le cas de notre bloc Ductal. Rappelons-nous aussi que la raideur de cisaillement d'une poutre n'est pas une fonction cubique mais linéaire de la hauteur de la section. Par conséquent la réduction de la raideur de cisaillement est aussi une fonction linéaire de l'ouverture de fissure (ou l'endommagement dans cette analyse). Le fait que les courbes de simulation numérique*RVV* et *RHH* descendent plus bas que les courbes analytiques se justifie par le mode de fonctionnement mixte de Ruptal. On a un fort couplage de cisaillement et de flexion dans le rupteur.

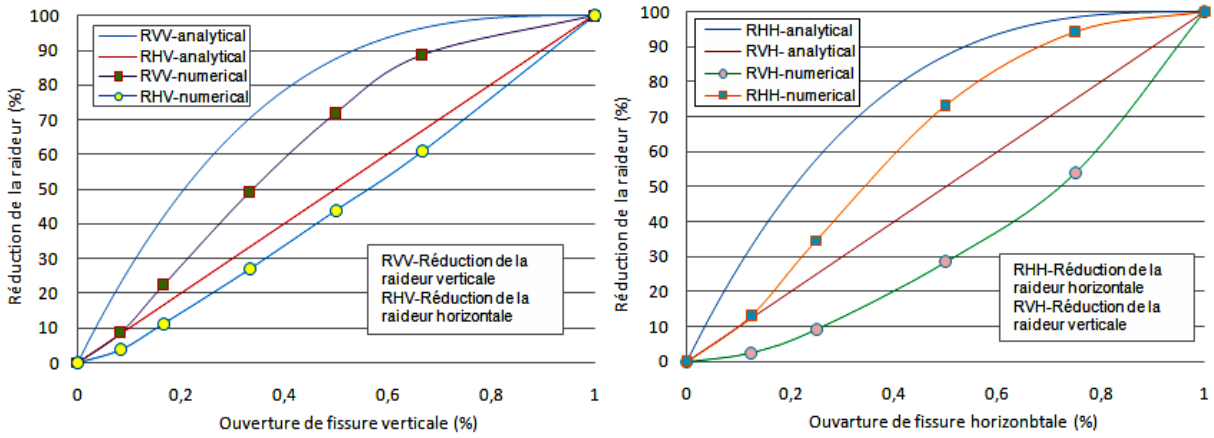
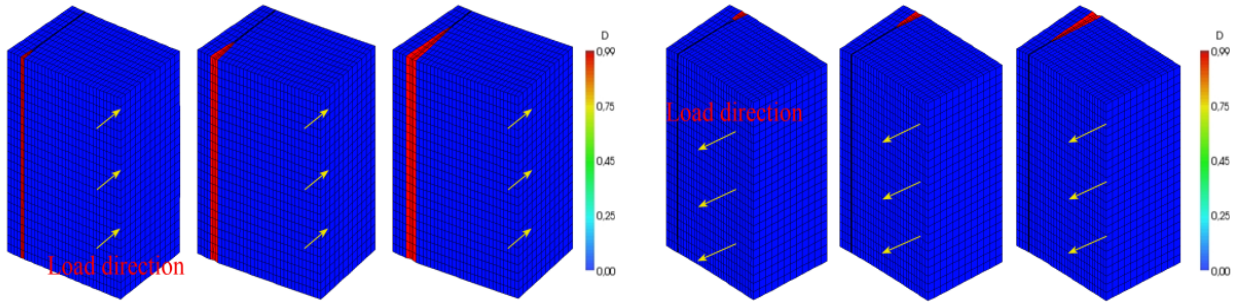


Figure 1.25 : (a) Réduction de la raideur dans deux directions causée par une fissure verticale
(b) Réduction de la raideur dans deux directions causée par une fissure horizontale

Les réponses numérique et analytique *RHV* sur la réduction de la raideur horizontale due à une fissure horizontale sont similaires (figure 1.25a). Cependant, la solution numérique de la

réduction de raideur verticale *RHV* due à une fissure verticale est décalée par rapport à la courbe analytique (figure 1.25b). Les fissures (endommagement) provoquées par l'effort vertical ou horizontal gèrent de manières différentes les raideurs de Ruptal dans l'autre direction. Cet effet ne peut s'expliquer que par l'influence de la géométrie spéciale du Ductal.

Dans cette modélisation, le résultat ne dépend pas du sens de chargement. Une fissure se caractérise par sa profondeur, malgré sa position dans la section (figure 1.26). Un moment (ou effort) dans un sens ou l'autre donne le même résultat. Cette observation correspond à l'expérimentation dans laquelle le comportement des rupteurs est absolument symétrique. Quand on change le sens de chargement, les fissures existantes se ferment et des nouvelles fissures se propagent dans la zone opposée de la structure. Il y a plusieurs descriptions pour reproduire ce mécanisme de reprise de raideur, parmi eux nous nous dirigeons vers l'utilisation de deux variables d'endommagement en fonction du sens de chargement [La-Borderie, 1991]. D'un point de vue thermodynamique, l'utilisation de deux variables est loisible car elles décrivent deux familles différentes de fissures.



(a) (b)

Figure 1.26 : Propagation de l'endommagement causé par le chargement dans deux sens

Les analyses micromécaniques détectent la forme d'anisotropie de l'endommagement qui pourra s'écrire simplement par deux scalaires qui sont couplés. En tenant compte de la reprise de raideur, nous envisageons développer un modèle avec 4 variables d'endommagement. Dans le cadre de la thèse, uniquement le comportement horizontal est abordé, nous travaillerons donc avec deux variables de cette direction. Ce point sera rediscuté dans le deuxième chapitre sur le développement du modèle simplifié.

3.2. Modélisation de l'assemblage par éléments finis tridimensionnels

3.2.1. Modèles de Ruptal et de Rutherma en EF 3D

La modélisation des rupteurs par éléments finis tridimensionnels est considérée comme un essai numérique à l'échelle micro. Cette méthode nous permet de réduire le nombre nécessaire des essais à réaliser, donc le coût financier. Nous pouvons simuler et étudier différentes configurations adaptées à notre objectif de recherche sans refaire chaque fois des essais. De plus, les modélisations sont plus avantageuses pour une analyse micromécanique car à tous moments pendant le chargement nous pouvons observer les évolutions des mécanismes et des phénomènes physiques intervenants. Cependant, les modélisations numériques demandent des soins particulièrement sévères afin de bien représenter les caractéristiques de matériaux ainsi que les conditions limites. Une fois que nous avons un modèle éléments finis adapté, celui-ci servira à identifier les paramètres du modèle macro simplifié.

Pour pouvoir comparer des résultats numériques à ceux de l'expérimentation, le corps d'épreuve des essais a été reproduit par éléments finis dans Castem.Les éléments plancher, mur et acier sont modélisés par les éléments tridimensionnels cubiques. Le modèle d'endommagement (critère Mazars avec un limiteur de localisation non local intégral, donne au deuxième chapitre) est utilisé pour le béton et un modèle élasto-plastique parfait pour l'acier. La liaison acier-béton est parfaite. Les caractéristiques et les paramètres des modèles de matériaux sont présentés dans les tableaux 1.4. Les paramètres ont été identifiés à l'échelle de l'élément de volume permettant de retrouver les caractéristiques mécaniques principales (raideur et résistance) des différents matériaux en présence.

	Caractéristiques des matériaux			
	E (GPa)	μ	σ compression (Mpa)	σ traction (Mpa)
Béton ordinaire	25	0,2	25-35	0 (reprise de bétonnage)
Ductal	45-50	0,2	100-150	8
Acier	210	0,3	σ_y =500 MPa	

	Paramètres des modèles de matériau							
	E (GPa)	ν	KTRO	ACOM	BCOM	ATRA	BTRA	BETA
Béton ordinaire	25	0.2	1.0 E-4	1.6	1700	0.8	16667	1.06
Ductal	40	0.2	1.0 E-4	2.0	1000	1.4	11000	1.06
Acier	E = 200 GPa ; ν = 0.3 ; σ_y =500 MPa							

Tableaux1.4 : Caractéristiques et paramètres des matériaux

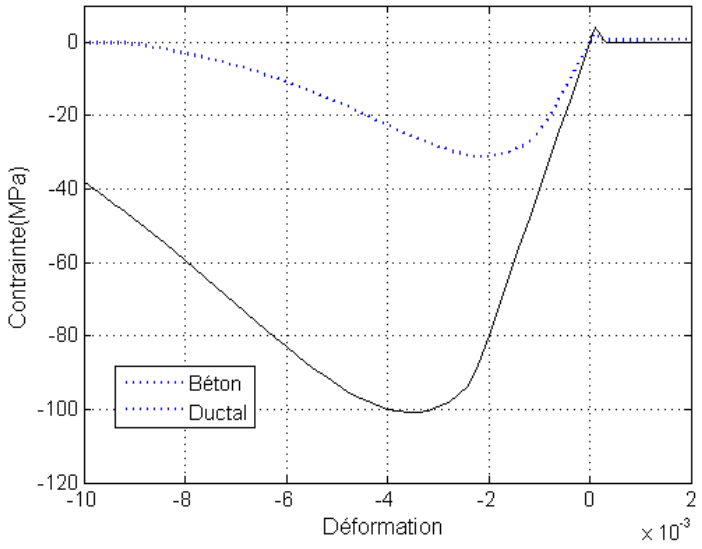


Figure 1.27 : Réponses uniaxiales du béton et du Ductal avec modèle Mazars

Pour prendre en compte la liaison particulière entre le Ductal et le voile ainsi que le plancher intégrant les différentes reprises de bétonnage, nous avons appliqué une raideur associée en fonction de la géométrie du contact par l'opérateur command RELA MINI (contact unilatéral). Une fois le contact en traction, la fissure apparaît, l'effort ne peut plus se transmettre du plancher au Ductal ou du Ductal au voile. Dans le cas contraire, le Ductal s'appuie sur la surface de contact avec le voile et la force appliquée au plancher est reprise par l'ensemble du

système. Ce point délicat de la modélisation nous permet d'approcher à ce qui s'est produit durant l'essai et d'avoir un résultat représentatif.

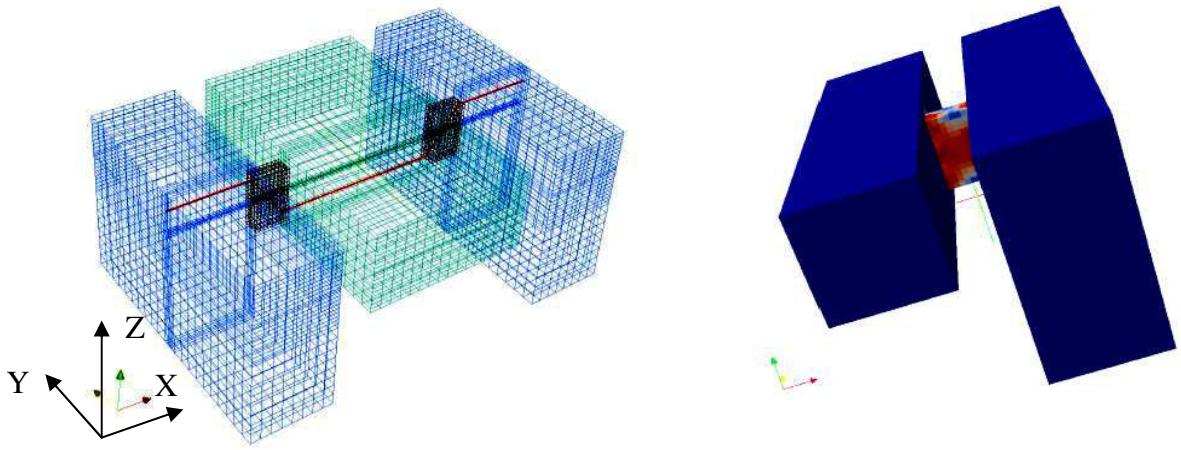


Figure 1.28 : Modèle de Ruptal en éléments finis tridimensionnels –Carte d'endommagement

Les conditions limites sont identiques à celles des essais. Toute l'éprouvette est bloquée dans la direction verticale *OZ*. Les quatre faces des voiles en contact avec les équerres et les pieds qui sont fixés sur la plate forme sont bloquées en *OY* et *OX*. En profitant de la symétrie de la maquette, une seule moitié est modélisée afin d'alléger le calcul. L'effort horizontal est appliqué sur la face du plancher (dans le plan *OXZ*) suivant la direction *OY*. Dans cette simulation, nous ne calculons que la charge monotone car le modèle de Mazars [Mazars, 1984] ne s'adapte pas encore aux chargements cycliques.

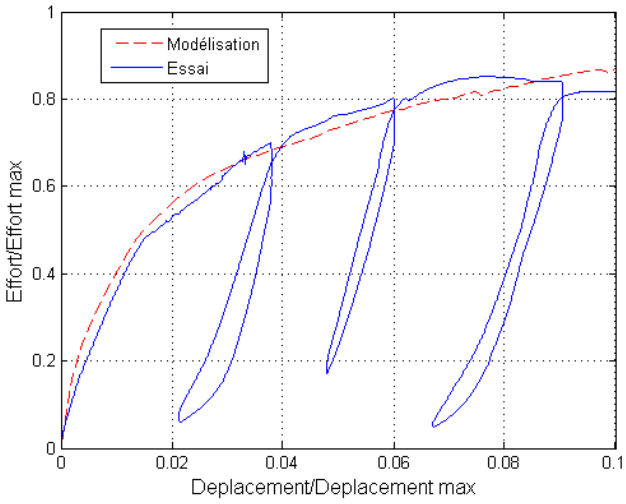


Figure 1.29 : Courbe effort-déplacement de Ruptal-comparaison essai-modélisation

Avec les paramètres de matériaux ainsi que les conditions limites choisies, nous avons obtenu une très bonne adéquation entre la courbe de la modélisation et l'expérimentation (figure 1.29). En effet, la réponse numérique se compose également d'une phase élastique ainsi que d'une phase nonlinéaire. L'endommagement se localise sur le rupteur (figure 1.28). L'ouverture de fissure apparaît dans les zones de contact en traction entre le bloc de Ductal et le béton. Ces remarques correspondent à ce que nous avons observé pendant les essais d'indentification. Cette bonne concordance entre les courbes de la modélisation et de l'expérimentation nous confirme le choix des paramètres utilisés et des conditions adoptées.

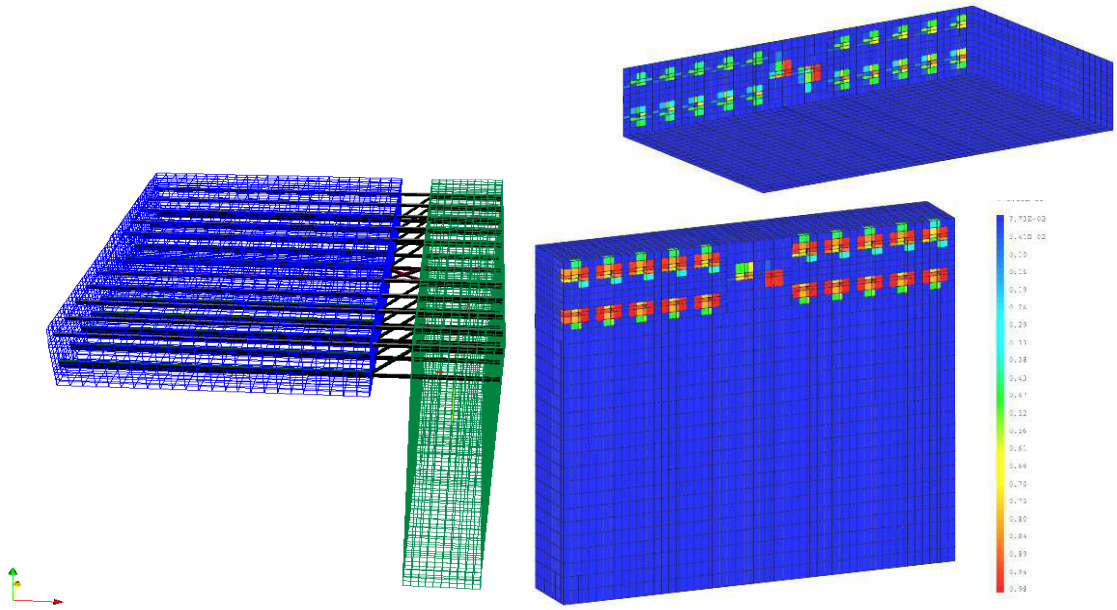


Figure 1.30: Maillage du Rutherma et carte d'endommagement du mur et du plancher

La même analyse numérique par éléments finis tridimensionnels a été réalisée sur les rupteurs Rutherma. Deux configurations, une avec les rupteurs sismiques et l'autre sans rupteurs sismiques (uniquement les rupteurs standards) sont modélisées. L'objectif est de reproduire numériquement l'essai présenté auparavant. En profitant de la symétrie de l'éprouvette, le maillage s'est effectué sur la moitié du corps d'épreuve. Dans ce calcul, les paramètres des modèles du béton et de l'acier sont identiques à ceux de la modélisation du Ruptal. On remarque une concentration de l'endommagement (suivant le critère du modèle de Mazars) dans le béton aux surfaces libres autour des aciers (figure 1.30). Cette dernière correspond à la réalité observée pendant l'essai.

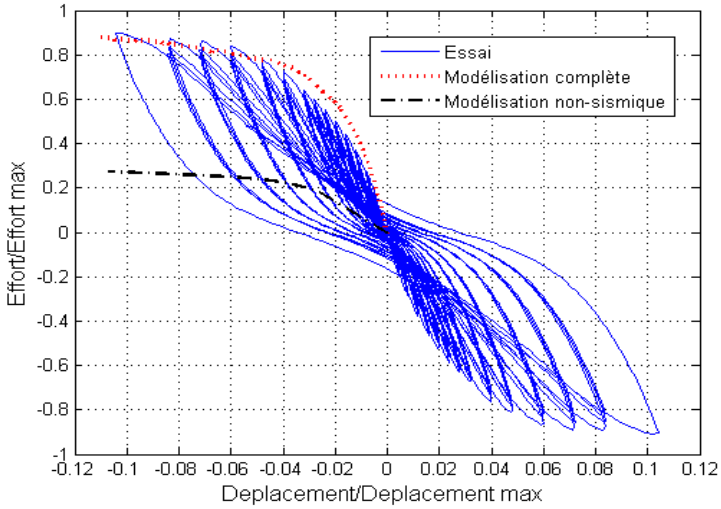


Figure 1.31: Comparaison de l'essai et des modélisations par Castem

Le chargement est appliqué en déplacement sur le plancher de manière monotone dans la direction horizontale. Une différence prononcée est mise en évidence entre la raideur de l'assemblage mixte (de rupteurs standards et rupteurs sismiques) et celle deseuls rupteurs standards (figure 1.31). La même remarque est retenue pour l'effort maximal. Cela confirme le

rôle important des rupteurs sismiques dans la reprise de l'effort du à la sollicitation horizontale de la jonction de Rutherma.

3.2.2. Analyse de la répartition de raideur : couplage béton et acier

En considérant ce modèle éléments finis comme référence, nous pouvons entamer l'analyse en détail de la participation de chaque composant à la résistance globale du Ruptal. Cette étape a pour but d'extraire de manière explicite le comportement du bloc de Ductal, celui de l'acier et la relation entre ces derniers qui serviront ensuite à construire les ingrédients du modèle simplifié.

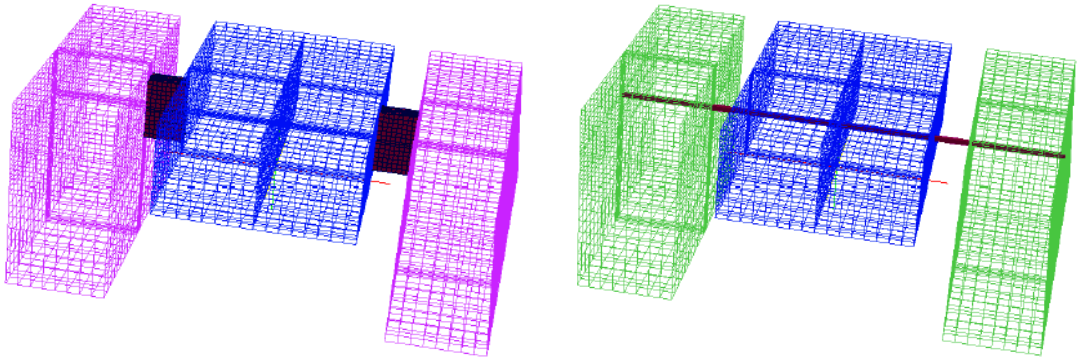


Figure 1.32 : Ruptal sans acier et Ruptal sans Ductal

Deux modèles EF sont réalisés : le rupteur avec le Ductal seul et le rupteur avec l'acier seul (figure 1.32). Comme le rupteur est composé de deux différents matériaux, le choix d'étudier séparément ces deux composants facilite la détermination de la contribution de chacun à la raideur globale sans être perturbé par la présence de l'autre. Le résultat de ces analyses sera utilisé ultérieurement pour identifier les paramètres du modèle en variables généralisées.

Les conditions limites et les paramètres des matériaux de ces deux modèles EF sont identiques à ceux du modèle complet initial. L'effort est calculé en fonction du déplacement horizontal appliqué sur le plancher. L'objectif est de déterminer l'effort repris par chaque composant à une valeur de déplacement imposé. La figure 1.33 présente les courbes de Ruptal sans acier et Ruptal sans Ductal en comparaison à la courbe effort-déplacement du réel rupteur (composé des deux matériaux).

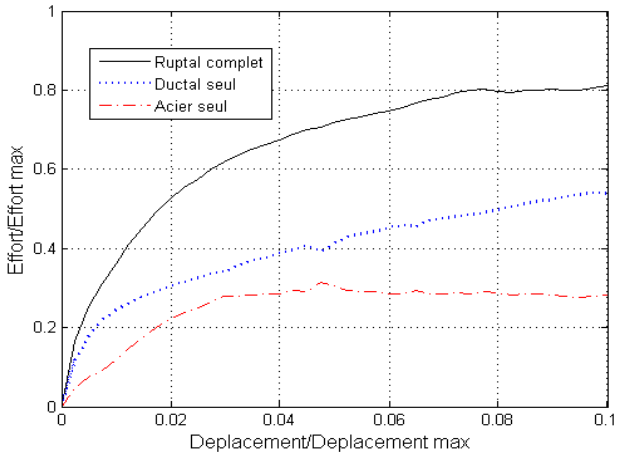


Figure 1.33: Répartition de la raideur dans le Ruptal

La courbe de Ductal seul met en évidence le rôle du comportement du béton dans le Ruptal. Après une courte phase élastique, la raideur de Ductal commence à se réduire, ce qui signifie que l'endommagement s'active. Le seuil de déplacement élastique du Ductal seul correspond parfaitement à la limite élastiquede la réponse globale du rupteur. Par contre l'acier se plastifie beaucoup plus tard. Cela confirme le rôle des mécanismes d'endommagement du Ductal dansla dégradation du rupteur dès le début de chargement. On remarque également que la raideur élastique du Ruptal sans acier est plus faible que celle du rupteur complet. L'acier travaille donc dès le début de chargement avant la fissuration du béton. La raison est le taux élevé de l'acier par rapport au béton dans cet assemblage. De plus, ce béton fibré est un type de composite dans lequel la matrice, les fibres et la barre d'acier travaillent ensemble même si la déformation est petite. La courbe de Ductal seul sera utilisée pour établir une loi représentant la partie de béton dans le comportement du rupteur thermique.

Le rupteur avec acier seul se caractérise par son plateau ductile après l'élasticité. Un modèle de plasticité est pertinent pour décrire la contribution des barres d'acier au comportement global du rupteur. Par contre, si on réalise la somme de la courbe du Ductal et celle de l'acier, on trouve un effort légèrement inférieur à celui du Ruptal standard. C'est l'effet de confinement grâce auquel le Ductal avec l'acier résiste mieux que le Ductal sans acier.

A partir de ces calculs, un modèle couplé entre le comportement endommageable du béton et celui plastique de l'acier est proposé. Tous les termes concernant l'endommagement du béton, l'effet de glissement et frottement du béton et la plasticité de l'acier sont intégrés dans le potentiel d'état. L'endommagement n'influence que le comportement du béton. Les paramètres dans le modèle simplifié seront déterminés à partir de ces calculs éléments finis.

3.2.3. Evolution de l'endommagement du béton

Afin de développer un modèle de rupteur intégrant le mécanisme d'endommagement, une analyse est réalisée pour déterminer la loi d'évolution de ce dernier. Cette étude se base sur la réponse de la partie Ductal (sans acier) présentée dans le paragraphe précédent. On adopte l'hypothèse que l'endommagement évolue indépendamment de la présence des barres d'acier dans le rupteur. Dans un premier temps, une loi d'évolution qui peut se confronter aux résultats expérimentaux est déterminée à partir de la courbe de déplacement et l'effort repris par le Ductal. On suppose que l'endommagement est une fonction directe du déplacement horizontal imposé. Dans cette étude, l'endommagement d est caractérisé par la chute de raideur après chaque pas de temps de calcul.

$$d = 1 - \frac{F_{béton}/U}{(K_{béton})_{initiale}} = f(U) \qquad (1.11)$$

Avec $F_{béton}$est l'effort repris par le Ductal seul, U est le déplacement macroscopique, $(K_{béton})_{initiale}$ est la raideur élastique de la configuration de Ductal seul, $f(U)$ est l'expression de l'endommagement d en fonction de déplacement U. Le résultat est affiché dans la figure 1.34.

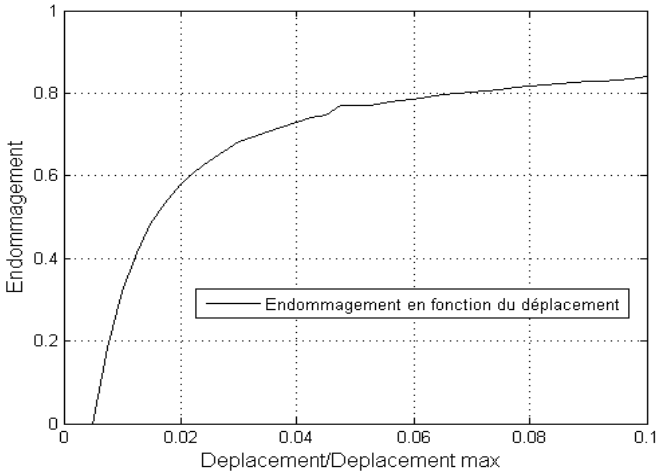


Figure 1.34 : Evolution de l'endommagement

La courbe *d=f(U)*peut être interpolée par différentes fonctions mathématiques. La méthode des moindres carrés nous donne plusieurs possibilités. Cependant, comme la variable d'endommagement est irréversible et bornée de 0 à 1, nous devons donc choisir une fonction croissante bornée de 0 à 1. Parmi les fonctions qui proposent une courbe voisine de la courbe de l'endommagement en fonction de déplacement, nous avons opté pour une fonction usuelledécrivant cette évolution avec seulement deux paramètres

$$d = f(U) = 1 - \frac{1}{1 + pU^q} \tag{1.12}$$

Si on réécrit cette formulation sous la forme du taux de restitution d'énergieY_d, nous retrouvons une loi d'évolution de l'endommagement qui ressemble à celle du modèle unilatéral pour le béton proposée par La-Borderie [La-Borderie, 1991].

$$d = f(U) = 1 - \frac{1}{1 + [A(Y_d - Y_0)]^B} \tag{1.13}$$

La loi d'évolution de l'endommagement peut donc s'écrire comme une fonction déduite à partir d'une fonction de charge. Cette identification nous permettra de construire un modèle sur des bases thermodynamiques et avoir une description admissible en terme physique. Cette loi est détaillée dans le chapitre suivant.

3.3. Bilan sur les modélisations numériques

En parallèle des essais mécaniques, les modélisations numériques jouent un rôle important dans la caractérisation du comportement individuel des rupteurs thermiques. Grâce à cette étape, plusieurs aspects ont été clarifiés à l'échelle micromécanique. Le mécanisme d'endommagement sous chargement cyclique et multiaxial est étudié ouvrant les perspectives pour les chapitres suivants. Sa forme anisotrope est étudiée, pourtant ce point ne sera pas traité dans ce travail.La loi d'évolution de l'endommagement et celle de la plasticité sont identifiées.L'étude de la répartition de raideur du béton et de l'acierpermet de différencier la participation de chaque matériau dans le comportement global des rupteurs et donne de l'inspirationà un modèle couplé de ces derniers. Dans ce modèle, l'endommagement et les mécanismes associés à l'hystérésis n'agissent que sur la partie du béton, une loi de plasticité sera

adoptée pour la participation de l'acier dans le rupteur. Cependant ces deux composants restent indépendant l'un de l'autre.

Les simulations servent dans la suite à l'identification des paramètres du modèle macro. Les paramètres du modèle seront calés en utilisant les courbes de la répartition de la raideur globale et de l'évolution de l'endommagement (figures1.33 et 1.34). La même analyse sur la répartition de raideur a été réalisée avec les rupteurs Rutherma dans laquelle on s'intéresse à la contribution des barres sismiques dans l'assemblage.

4. Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif d'étudier le comportement individuel des rupteurs thermiques sous sollicitation de type sismique. Différentes méthodes ont été adoptées : analyses expérimentales ainsi que analyses numériques. Ces dernières ont mis en évidence les mécanismes intervenant à la ruine de l'assemblage du rupteur et préparé les ingrédients pour développer un modèle numérique.

En premier lieu, des séries d'essais d'identification à l'échelle d'élément de structure sont élaborées. Ces études fournissent de premières informations sur la résistance des différents types de rupteurs ainsi que sur plusieurs phénomènes mécaniques. Les résultats expérimentaux sont le fil conducteur qui nous a guidé pour réaliser des analyses numériques et considérées comme lasolution de référence des développements ultérieurs.

En deuxième lieu, des modélisations par éléments finis tridimensionnels permettent de mieux cerner la réponse nonlinéaire obtenue par les essais. Cette étape confirme les phénomènes observés expérimentalement: endommagement, frottement, plasticité. De premières identifications ont été réalisées sur l'évolution des mécanismes nonlinéaires. Les analyses numériques justifient également notre choix pour le modèle simplifié concernant le niveau de description ainsi que les variables internes intégrées.

Un modèle numérique en variables généralisées est envisagé car malgré les résultats précieux, les essais sont toujours onéreux et le nombre des tests est limité. Les modélisations numériques sont largement utilisées comme solutions. Cependant pour obtenir un résultat numérique convenable, il faut un maillage suffisamment fin qui demande un temps de calcul important et une puissance informatique conséquente. Il est pertinent donc de développer un modèle nonlinéaire simplifié qui soit robuste et efficace numériquement et riche en phénomènes mécaniques pour réaliser des analyses fiabilistes.

En se basant sur les études numériques et expérimentales, ce modèle couplé du comportement endommageable du béton et du comportement plastique de l'acier sera proposé dans le chapitre suivant. Plusieurs mécanismes irréversibles sont introduits pour décrire la réponse des rupteurs sous sollicitation cycliques :

- Endommagement du béton
- Reprise de raideur en cyclique
- Hystérésis dû au frottement et glissement
- Plasticité de l'acier

Chapitre 2

Modèle simplifié en variables généralisées

Ce chapitre consiste en l'élaborationd'un modèle de rupteurs thermiques susceptibles d'être implanté dans un code éléments finis permettant de traiter le cas des bâtiments soumis au risque sismique. Ce modèle doit prendre en compte des phénomènes intervenant à la ruine de l'assemblage. Dans un même temps, il est important que le modèle soit robuste en terme numérique pour pouvoir s'intégrer dans un calcul à l'échelle globale d'un bâtiment ou à une analyse probabiliste. Dans cet objectif, un modèle en variables généralisées d'un rupteur thermique générique a été développé. Ce type de modèle pourra bien s'employer pour différentes familles de rupteurs thermiques. Sans perdre de vue la physique des phénomènes, le modèle est développé de manière phénoménologique dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles.

En premier lieu, un état de l'art concernant la modélisation des structures sous chargement sismique sera abordé. Le but est de positionner le problème et d'examiner dans la littérature les différentes descriptions adaptées à notre problématique. A la suite, des équations constitutives seront proposées pour décrire le comportement des rupteurs. Le modèle se base sur un couplage entre l'élasticité, l'endommagement du béton, le frottement et le glissement entre les matériaux, la plasticité de l'acier et l'effet unilatéral. Quelques résultats en comparaison d'essaisstatiques sont également présentés afin de valider notre proposition dans le cas de chargements monotone et alterné. La mise en œuvre numérique d'un élément spécial de type joint pour le rupteur avec ce modèle a été réalisée dans le cadre d'un stage de Master de recherche au CEA [Vassaux, 2011]. Une première identification des paramètres a été menée en s'appuyant sur les deux premières campagnes d'essais, couplées à une analyse nonlinéaire tridimensionnelle. Enfin, des analyses paramétriques sont effectuées mettant en exergue les différentes caractéristiques du modèle retenu.

Sommaire

1. Etat de l'art de la modélisation des structures en béton armé sous chargement sismique 45
   1.1. Niveau de modélisation et échelle de discrétisation.....45
   1.2. Réglementation - pratique d'ingénierie.....48
   1.3. Modèles locaux 51
   1.4. Modèles globaux 55
2. Formulation thermodynamique du modèle de rupteur thermique 59
   2.1. Choix des variables d'état 60
   2.2. Potentiel d'état et lois d'état.....61
   2.3. Fonctions critère - lois d'évolution 64
   2.4. Bilan 67
3. Mise en œuvre numérique 67
   3.1. Elément joint unidimensionnel JOI1 dans Castem 68
   3.2. Intégration de la loi de comportement.....70
   3.3. Validation en chargement statique 72
4. Identification des paramètres et Analyses paramétriques.....74
5. Conclusions 79

1. Etat de l'art de la modélisation des structures en béton armé sous chargement sismique

L'utilisation des structures en Béton armé dans les constructions est répandue pour les ouvrages dans la zone sismique. En sus de la capacité portante verticale, les structures en béton armé (voile, paroi) résistent bien aux efforts horizontaux produits lors d'un séisme. Ils améliorent d'une part la rigidité et d'autre part diminuent les risques d'instabilité du bâtiment ainsi que le déplacement horizontal.

La simulation du comportement des structures en béton armé sous chargement sismique comprend en général trois niveaux de modélisation : géométrie (maillage par différents types d'éléments), modèle rhéologique et modèle de chargement. Dans cette thèse, nous nous intéressons principalement à la deuxième étape. Trois approches peuvent être adoptées: calculs règlementaires, modélisation par des modèles locaux et modélisation par des modèles globaux. Ces dernières interviennent de manière à réaliser les trois niveaux de modélisations cités précédemment. Le choix de la méthode utilisée dépend de l'objectif et des enjeux déterminés. La première approche est largement utilisée dans la pratique d'ingénierieque l'on trouve dans les normes du Génie Civil. Dans ce type de calcul, on adopte plusieurs hypothèses pour simplifier le problème étudié, le résultat obtenu est donc global. Cette méthode s'emploie souvent dans le dimensionnement des structures courantes. La deuxième approche est la méthode la plus répandue dans le domaine de la recherche. Elle est capable d'intégrer différents phénomènes irréversibles à des modèles de comportement et approcher la réponse réelle des matériaux et de la structure. Ces modèles sont implantés dans la plupart des codes éléments finis (CAST3M, Aster, FEAP). Pourtant le calcul par la mécanique des milieux continusprenant en compte un grand nombre de degrés de liberté devient onéreux et demande un outil numérique de grande puissance ainsi qu'un temps de calcul important. Malgré sa richesse, cette méthode est limitée pour un calcul d'un bâtiment à l'échelle réelle. La dernièreapprocheà laquelle nous nous intéressons concerne la gamme des modèles numériques simplifiés. Ce type de modèle est plus avantageux que les deux précédents car il est efficace numériquement, facile à mettre en œuvre enassurant la capacité de reproduire les mécanismes essentiels dans le comportement des matériaux et des structures. La plupart des modèles de ce type sont des modèles globaux qui se basent sur le concept de macroélément. Afin d'avoir une vision globale, nous résumons dans cette section le principe et les champs d'application de chaque méthode en démarrant par une description des échelles de modélisation.

1.1. Niveau de modélisation et échelle de discrétisation

Avant de réaliser un calcul de structure, il est indispensable de choisir le niveau de modélisation ainsi que l'échelle de discrétisation adaptée. Ce choix permet ensuite de trouver l'approche optimale pour répondre à l'objectif du concepteur et d'assurer l'efficacité de l'analyse. Dans cette section, une classification basique adoptée dans le génie civil sera présentée [Prat *et al.,* 1995], [Kotronis, 2000], [Richard, 2001].

Echelle locale : Il s'agit à ce niveau d'une modélisation en fonctions des matériaux impliqués. Le maillage est réalisé de manière fine correspondant au niveau du volume élémentaire représentatif. Dans le cas des rupteurs thermiques, le béton et l'acier peuvent être modélisés à l'aide des éléments du milieu continu bidimensionnel ou tridimensionnel. Les données expérimentales utilisées concernent les caractéristiques des matériaux. Le chargement et

les conditions limites sont décrits de manière détaillée et précise et permettent d'approcher le mieux possible la réalité. Les modélisations à cette échelle sont pertinentes pour étudier des problèmes complexes en révélant non seulement des informations au niveau global mais aussi des phénomènes physiques au niveau local. Grâce à ces avantages, cette approche est couramment adoptée dans le domaine de la recherche.

A l'échelle locale, le comportement de structure est exprimé par la contrainte, la déformation et la relation entre ces deux dernières. Lors de l'analyse globale, il faut descendre à l'échelle locale et résoudre des équations en chaque point d'intégration des éléments. Ce type de modélisation nécessite non seulement un temps important pour la réalisation du maillage mais aussi pour le calcul et le post-traitement des résultats. De plus, malgré la performance et la puissance informatique des outils numériques qui ne cessent de s'améliorer, le calcul des structures de génie civil à taille réelle est lourd et demande une grande mémoire allouée et dépasse parfois la capacité matérielle disponible. Des analyses probabilistes ou paramétriques peuvent difficilement être appréhendées dans ce cadre.

Echelle globale: Le bâtiment est modélisé dans son ensemble à l'aide d'un réseau d'éléments qui représente des éléments structuraux. Les modèles simplifiés sont souvent utilisés pour décrire le comportement despoutres, des plaques ou des connections. Les aspects nonlinéaires des matériaux et de la géométrie de l'élément sont pris en compte dans les lois phénoménologiques formulées en variables globales : déformation généralisée et effort résultant. A cette échelle, on trouve le concept de macroélément représentatif des éléments de la structure qui permet d'améliorer l'efficacité des calculs au niveau global.

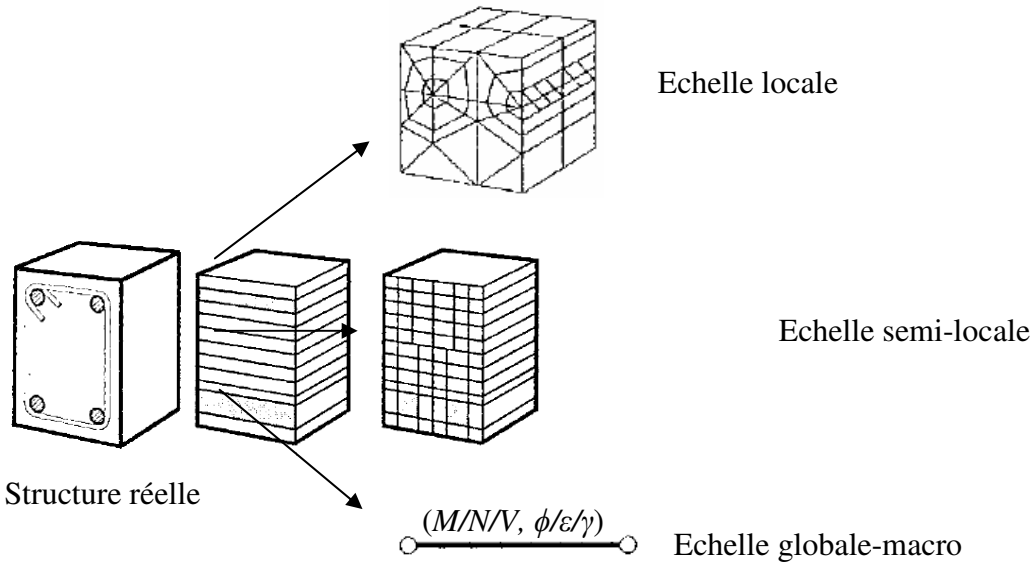


Figure 2.1: Echelles de discrétisation

Le macroélément est en effet un élément à l'échelle intermédiaire entre le niveau global de la structure et le niveau local de l'élément de volume des matériaux. Ce concept est largement adopté pour décrire le comportement macroscopique des éléments de liaison internes : pour les connections semi-rigides [Fléjou, 1993], pour les structures en béton armé [Davenne, 1998], pour les liaisons dans les structures bois [Richard *et al.,* 1999] ou pour les problèmes d'interaction sol-structure [Crémer, 2001], [Grange, 2008].

Contrairement aux approches locales qui tendent à affiner la description du système étudié, le concept de macroélément se base sur la philosophie de globalisation. Le comportement

de l'élément sur tout son volume est intégré dans un point représentatif. Une analyse micromécanique détaillée sur l'élément permet de construire une loi de fonctionnement agissant sur les variables généralisées choisies en introduisant les nonlinéarités observées. Au cours de l'analyse globale de la structure contenant des macroéléments, on applique les déplacements permettant d'obtenir les contraintes associées en appelant ces lois de fonctionnement nonlinéaires.

Le concept macroélément est choisi pour l'analyse de structures de génie civil de part ses avantages par rapport à une modélisation tridimensionnelle. Il concilie la rapidité des calculs et la finesse de l'analyse micromécanique:

- Réduction du temps de réalisation et de vérification des maillages
- Réduction du temps de calcul grâce à la réduction du nombre de degrés de liberté
- Capacité de réaliser des calculs de structure à grande échelle sous sollicitations extrêmes en utilisant des 'calculateurs' ordinaires.

La démarche générale pour réaliser une analyse à l'échelle globale en utilisant le concept de macroélément se résume en trois étapes [Davenne, 2007]:

- Etape 1 : Identifier le comportement du macroélément par des essais ou/et par les analyses numériques à l'échelle micromécanique mettant en évidence toutes les sources de nonlinéralité des matériaux et de la géométrie.
- Etape 2 : Formuler la réponse du macroélément par des lois de fonctionnement qui sont la relation entre les variables généralisées, par exemple effort-déplacement en se basant sur le résultat de l'étape précédente.
- Etape 3 : Calculer la réponse globale de la structure qui assemble des éléments ayant des lois généralisées.

Parmi ces trois étapes, les deux premières concernent le travail de la recherche et la troisième s'effectue dans la pratique du calcul industriel. Le point crucial pour une description par concept de macroélément est le passage de la description locale à la modélisation globale. La qualité de cette étape décidera de la justesse de la proposition. Une analyse précise, profonde et un juste discernement dans l'interprétation des mécanismes irréversibles locaux en caractéristiques du modèle macro sont primordiaux. Il est important de noter que le macroélément doit être testé dans toutes les circonstances dans lesquelles la structure globale peut se trouver. Il fautque l'analyse locale soit menée une seule fois pour qu'aucun retour au niveau local ne soit nécessaire dans un calcul global. En raison de la délicatesse de cette démarche, les modèles sont en général très spécialisés. Chacun est construit pour un type de structures avec une géométrie précise et pour un type de chargement. L'utilisation des macroéléments dans la modélisation n'est adéquate que pour certains types de structure comme les assemblages ainsi que les éléments de liaison.

Les travaux dans le cadre de cette thèse se situent dans le développement d'un modèle simplifié basé sur ce concept.

Echelle semi-locale : L'échelle semi-locale est une alternative entre les deux précédentes. Le calcul se fait à toutes les deux échelles. La principale hypothèse se situe dans la cinématique permettant de calculer les déformations locales à partir des degrés de liberté globaux. Les lois de comportement nonlinéaires des matériaux interviennent au niveau local de la section aux points d'intégration. Cette approche permet de gagner en efficacité numérique en

conservant une description fine et détaillée des phénomènes physiques. La modélisation à l'échelle semi-locale se réalise à l'aide de poutres multifibres ou des plaques multicouches comme support géométrique.

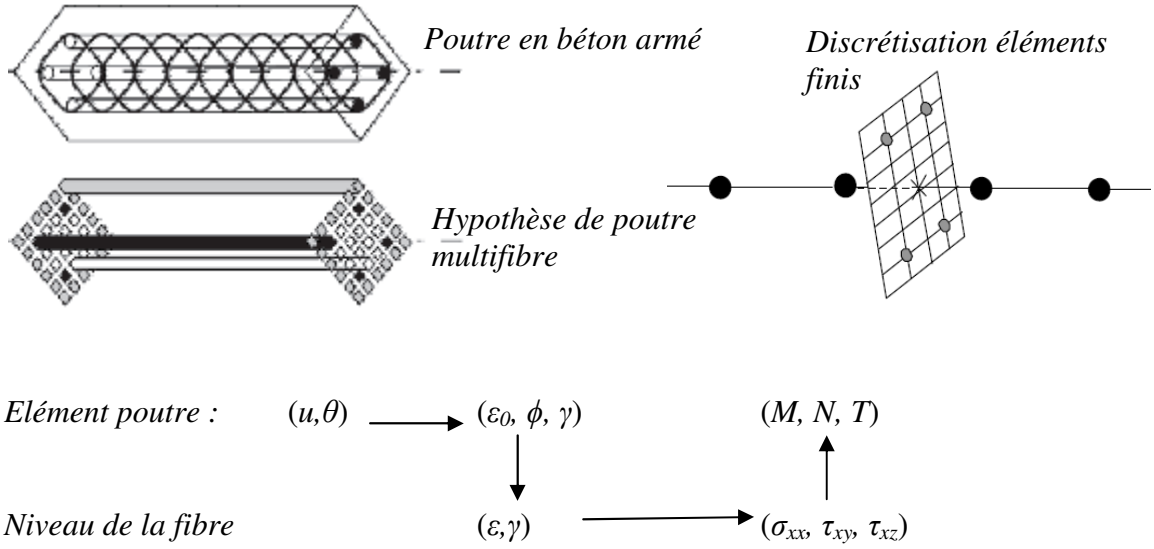


Figure 2.2 : Principe d'une modélisation à fibre [Guedes*et al.*, 1994]

Le mode de fonctionnement des poutres est présenté dans la figure au-dessus. Dans un calcul parasismique, la cinématique de la poutre de Timoshenko est plus courante que celle de la poutre de Bernoulli car l'effet de cisaillement est pris en compte (hypothèses de Timoshenko : les sections planes restent planes mais pas obligatoirement normales à la fibre moyenne). Les efforts résultants (moments, efforts normauxet efforts tranchants) sont calculés à partir de l'allongement axial, des courbures et des cisaillements. A chaque élément poutre est rattaché le maillage représentant la section dans laquelle chaque fibre a un comportement uniaxial d'acier [Menegotto-Pinto, 1973], [Monti-Nutti, 1992] ou de béton [Guedes*et al.*, 1994], [Combescure, 2000]. Cela permet d'intégrer différents matériaux dans une section et de modéliser l'hétérogénéité du béton armé. Cette stratégie obtient un grand succès dans la modélisation des structures à l'échelle globale.

Si un calcul de structure réelle n'a pas besoin du même niveau de finesse en tout endroit, le calcul pourra donc s'effectuer avec une simulation multiéchelles pour tirer avantages de tous les types de modélisation. Dans les zones critiques on peut modéliser l'échelle locale à l'aide des éléments tridimensionnels, tandis que les poutres et poteaux classiques seront modélisés en poutres multifibres ou macroélément. Par contre cette méthode exige des algorithmes particuliers pour réaliser la transition entre les échelles.

1.2. Réglementation - pratique d'ingénierie

Les calculs règlementaires, basés sur des concepts d'analyses simplifiées des matériaux et des structures, couplés à des considérations statiques sont souvent utilisés pour le pré-dimensionnement des ouvrages. Dans la pratique, le calcul ou la vérification de la résistance parasismique d'un bâtiment consiste en deux étapes principales correspondant à deux échelles de la modélisation. La première se réalise à l'échelle globale dans laquelle on transforme la structure en un système d'un nombre défini de degrés de liberté. Grâce à ce maillage, l'action sismique est interprétée par des sollicitations appliquées aux masses présentes, donc aux

éléments structuraux. Dans cette étape, le modèle de chargement et la géométrie sont intégrés avec une précisionrelative. Par contre les aspects concernant le comportement des matériaux sont pris de la manière la plus simplifiée possible, et souvent élastiquement. Ensuite on passe à la deuxième étape de la vérification de la résistance des éléments structuraux subissant l'effort statique équivalent (ou déplacement) déterminé précédemment. Dans le cadre de ce travail centré sur l'assemblage par rupteur thermique, on aborde uniquement les approches de modélisation utilisées dans la deuxième étape.

En accord avec le fonctionnement en fort cisaillement des rupteurs dans le bâtiment, nous nous intéressons particulièrement à la résistance d'une structure sous l'effort tranchant. En effet l'origine de la résistanceà l'effort tranchant des éléments en béton armé est composée de différentes sources : résistance du béton non fissuré, capacité du béton fissuré transmettant des contraintes de traction, frottement et effet d'engrènement des lèvres des fissures, armatures transversales et résistance au cisaillement des armatures longitudinales [Kotronis, 2000].

Dans les codes de dimensionnement, l'effort de cisaillement repris par une section est divisée en une partie due à la contribution du béton $V_c$et une partie due à la contribution des armatures transversalesV_s. Pour simplifier le problème, la contribution du béton est supposée comprendre tous les effets cités précédemment. Elle est souvent considérée comme un paramètre empirique et ne dépend pas des caractéristiques de chargement [Kotronis, 2000].

$$V = V_s + V_c \tag{2.1}$$

Dans cette philosophie, la Norme Eurocode 2 (NF EN 1992-1-1) considère que la résistance à l'effort tranchant est la somme de l'effort tranchant résistant de calcul de l'élément en absence d'armature d'effort tranchant et l'effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures de l'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité. Dans le cas d'une section de hauteur variable, cette résistance est déterminée par l'ensemble de l'effort tranchant repris par les armatures dans le cas précédent et une composante des efforts des barres longitudinalesdans la direction considérée.

Dans les codes de calcul, la participation du béton à la résistance de la section sous effort de cisaillement se base souvent sur la physique des fissures inclinées par rapport aux armatures horizontales. D'après les premiers travaux sur l'analogie des treillis au début du dernier siècle [Ritter, 1899], [Morsh, 1909], après l'ouverture de fissures, la poutre travaille en bielles diagonales (modèle des bielles à 45°). L'effort tranchant *V* est décomposé en deux composantes : l'horizontale est équilibrée par l'effort de traction dans les armatures longitudinales et la verticale se traduit en traction dans les armatures transversales. L'équation d'équilibre du corps libre :

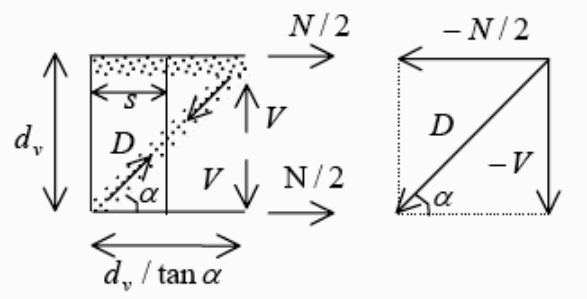


Figure 2.3: Equilibre du corps libre : Transmission des efforts par bielles-tirants

$$N = \frac{2V}{\tan\alpha} = 2V$$

$$f_d = \frac{D}{b_v d_v \cos\alpha} = \frac{V}{b_v d_v \sin\alpha\cos\alpha} = \frac{2V}{b_v d_v} \qquad (2.2)$$

$$V = A_{vs} f_{ty} \frac{d_v / \tan\alpha}{s} = A_{vs} f_{ty} \frac{d_v}{s}$$

P : effort vertical exercé sur la poutre

s : espace entre les armatures transversales

b_v : largeur effective de la poutre

d_v : distance entre les armatures longitudinales

A_{vs} : section d'armatures transversales pour une longueur s

f_d, f_{ty} contrainte de traction dans le béton et résistance en traction des armatures transversales

α angle entre des bielles de béton et les armatures longitudinales

Ce modèle a beaucoup de succèsdu fait de sa simplicité même si des recherches expérimentales ultérieures montreront qu'il est encore trop conservateur puisque l'angle des bielles peut varier entre 31° et 59° [Lampert et Thurlimann, 1968]. Il sous-estime également la résistance au cisaillement du béton et l'interaction acier-béton. Actuellement dans l'Eurocode 2, la norme utilise la méthode de bielles d'inclinaison variable et l'inclinaison recommandée est comprise entre 22° et 45°. De plus, la participation des armatures longitudinales est prise en compte.

Aussi inspiré du modèle des treillis [Mörsh, 1909] et des méthodes des équivalences [Hrennikoff, 1941], un modèle a été proposé pour des voiles en béton armé en cisaillement [Kotronis, 2000]. Le volume élémentaire est modélisé par un élément béton et un élément acier représenté par les barres. Le comportement des barres peut se baser sur les modèles nonlinéaires du béton et de l'acier qui permettent de mieux décrire le comportement des structures et prendre en compte des phénomènes complexes.

Le principal reproche dans l'utilisation des calculs règlementaires provient de leur simplicité impliquant de fait que divers mécanismes ne sont pas pris en compte. On suppose que le béton ne travaille qu'en compression et sa résistance en traction est négligée. En plus la capacité des armatures à travailler en plasticité est ignorée car l'acier est considéré comme élastique. Les aspects concernant les caractéristiques géométriques et celles du chargement ne sont pas pris en compte. Cette méthode donne un résultat satisfaisant pour une étude statique et n'est donc appliquée que dans la pratique de dimensionnement des structures courantes. Pourtant pour des problèmes complexes (nouveaux matériaux, chargement complexe ou nouvelle structure), il faut une description plus précise de la nonlinéarité des matériaux et des structures.

1.3. Modèles locaux

Cette section a pour but de présenter certains modèles locaux pour une modélisation des structures en béton armé soumis à des chargements mécaniques de type cyclique. En effet les modèles locaux s'attardent à décrire le comportement intrinsèque des matériaux en décrivant la physique des phénomènes. Ces modèles sont identifiés en se basant sur des essais au niveau de l'élément de volume sous des conditions de chargement diverses. En acceptant une stratégie numérique de passage entre les échelles, on peut construire la réponse globale de la structure à partir de ces considérations micromécaniques. Cette approche est largement adoptée dans la recherche car elle peut simuler précisément des mécanismes nonlinéaires ainsi que l'effet des chargements complexes sur la structure. Sans donner une liste exhaustive des travaux existants dans la littérature, nous nous intéressons principalement aux modèles basés sur la théorie de l'endommagement qui rentrent dans le cadre de notre recherche.

Initialement proposé par Kachanov pour décrire le fluage des matériaux métalliques [Kachanov, 1958], la notion de matériau sain et endommagé conduit à la notion de la contrainte effective. En considérant que la force F ne s'applique que sur la surface saine $\tilde{S}$ (sans fissure ni cavités) de la section initiale S, la contrainte réelle $\tilde{\sigma}$qui s'exerce sur la partie encore résistante est supérieure à la contrainte macroscopique σ du matériau endommagé. Cette contrainte est souvent définie par le principe d'équivalence en déformation [Lemaître et Chaboche, 1985]

$$\tilde{\sigma} = \frac{F}{\tilde{S}} = \frac{F}{S - S_D} = \frac{F}{S(1 - S_D/S)} \geq \sigma = \frac{F}{S} \tag{2.3}$$

Le terme S_D/S représente l'endommagement $\boldsymbol{D}$ qui est le rapport entre la surface endommagé sur la surface initiale. Dans un cadre uniaxial, la loi couplée de l'élasticité et de l'endommagement s'exprime comme suit

$$\sigma = (1 - \boldsymbol{D})E\varepsilon \quad ou \quad \sigma = \tilde{E}\varepsilon \tag{2.4}$$

avec$E$ et $\tilde{E}$ respectivement les modules d'élasticité du matériau vierge et du matériau endommagé. L'endommagement $\boldsymbol{D}$est mesuré expérimentalement par un facteur de réduction de la rigidité sécante du matériau. Il varie entre 0 et 1, 0 pour un matériau sain et 1 pour un matériau complètement rompu.

Dans un cas général, la détermination de la rigidité élastique dépend de la cinématique de la variable d'endommagement adoptée par le modélisateur. Elle peut être un scalaire si on considère le matériau comme isotrope, les microfissures réparties de manière homogène dans toutes les directions [Mazars, 1984], [Marigo, 1981]. Par contre elle sera tensorielle si on prend en compte l'anisotropie induite par la fissuration [Pijaudier-Cabot, 1985], [Dragon *et al.,* 1994], [Desmorat, 2002]. Certains modèles seront présentés pour ces deux familles de description.

Parmi les modèles de l'endommagement isotrope, un modèle simple a été proposé par Marigo pour les matériaux fragiles. La rigidité est affectée de manière linéaire par l'endommagement dans la relation contrainte-déformation.

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - \boldsymbol{D})E : \boldsymbol{\varepsilon} \tag{2.5}$$

Par ailleurs, l'évolution de l'endommagement est gouvernée par la fonction seuil suivante :

$$f = \frac{1}{2}\boldsymbol{\varepsilon}: E: \boldsymbol{\varepsilon} - k(D) \tag{2.6}$$

avec*k(D)* une fonction scalaire. La loi d'évolution de l'endommagement est déterminée par les conditions de consistance $f = \dot{f} = 0$. Ce modèle est simple à utiliser avec peu de paramètres de matériau mais il ne simule pas la dissymétrie entre la traction et la compression du béton.

Ce point est amélioré dans le modèle d'endommagement isotrope proposé par Mazars [Mazars, 1984]. La gestion de la dissymétrie se fait en considérant que les fissures se développent dans l'espace perpendiculairement aux directions principales d'extensions. L'évolution de l'endommagement est pilotée par la déformation équivalente qui est une fonction des déformations principales positives

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^{3} \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} \tag{2.7}$$

où$\langle \varepsilon_i \rangle_+$désigne la partie positive de la déformation principale. La variable d'endommagement *D* résulte d'une combinaison de l'endommagement en traction D_t et de l'endommagement en compression D_c.

$$D = \alpha_t^{\beta} D_t + (1 - \alpha_t)^{\beta} D_c \tag{2.8}$$

α_t et β sont les paramètres de matériau dépendant de l'état de contrainte pour gérer le couplage de traction-compression ainsi que pour tenir compte du cisaillement. Dès que la déformation équivalente ε_{eq} dépasse un seuil ε_{d0}, D_c et D_t sont déterminés par des lois d'évolution bornées entre 0 et 1 en fonction de ε_{eq}. Ce modèle est satisfaisant et toujours utilisé pour modéliser le comportement du béton sous chargement monotone.

Cependant, une bonne description du béton armé sous chargement cyclique ou dynamique demande d'une gestion particulière de l'endommagement au passage du changement de signe de chargement qui n'est pas encore traitée dans le modèle de Mazars. Le modèle unilatéral proposé par La-Borderie apporte une amélioration sur l'ouverture et la refermeture des fissures [La-Borderie, 1991]. L'introduction de l'unilatéralité permet de reproduire une restauration de raideur au passage traction/compression.

Basé sur la thermodynamique des processus irréversibles, le potentiel d'état s'exprime en contrainte sous la forme d'une énergie libre de Gibbs

$$\chi = \frac{\langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_+ : \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_+}{2E(1 - D_1)} + \frac{\langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_- : \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_-}{2E(1 - D_2)} + \frac{\upsilon}{E}\left(\boldsymbol{\sigma}: \boldsymbol{\sigma} - Tr^2(\boldsymbol{\sigma})\right) + \frac{\beta_1 D_1}{E(1 - D_1)} f(Tr\boldsymbol{\sigma}) + \frac{\beta_2 D_2}{E(1 - D_2)} Tr(\boldsymbol{\sigma}) \tag{2.9}$$

Les deux derniers termes dans le potentiel d'état représentent la partie anélastique pour tenir compte de la refermeture de fissures. La déformation totale résulte de la déformation élastique et de la déformation anélastique $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{an}$

$$\varepsilon^e = \frac{\boldsymbol{\sigma}_+}{2E(1-D_1)} + \frac{\boldsymbol{\sigma}_-}{2E(1-D_2)} + \frac{\upsilon}{E}(\boldsymbol{\sigma} - Tr(\boldsymbol{\sigma})1) \tag{2.10}$$

$$\varepsilon^{an} = \frac{\beta_1 D_1}{E(1-D_1)}\frac{\partial f(Tr\boldsymbol{\sigma})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} + \frac{\beta_2 D_2}{E(1-D_2)}1$$

E est le module d'élasticité du matériau vierge, ν est le coefficient de Poisson, D_1 et D_2 sont respectivement l'endommagement en traction et en compression. $\langle . \rangle_+$et$\langle . \rangle_-$désignent la partie positive et la partie négative d'un tenseur exprimées dans sa base propre. β_1 et β_2 sont les paramètres de matériau. La fonction de refermeture $f(Tr\boldsymbol{\sigma})$annule la déformation anélastique en traction pour reprendre la raideur lors du passage en compression.

La loi d'évolution des variables d'endommagement est gouvernée par la fonction seuil

$$f_i = Y_i - Z_i \tag{2.11}$$

avec Y_i la variable associée à l'endommagement et Z_i est l'écrouissage associé. L'endommagement peut s'exprimer sous la forme pré-intégrée de manière suivante :

$$D_i = 1 - \frac{1}{1 + [A_i(Y - Y_0)]^{B_i}} \tag{2.12}$$

Parmi les modèles d'endommagement isotrope, on s'intéresse particulièrement au modèle récemment développé par Richard [Richard, 2010] dans lequel le glissement-frottement interne est pris en compte. Inspiré du travail de Ragueneau [Ragueneau, 1999] sur un modèle d'endommagement anisotrope, l'effet du à l'imperfection des lèvres des fissures est intégré par l'introduction d'une variable de déformation ε^{π}. Le potentiel d'état s'exprime sous la forme de l'énergie libre Helmhotz

$$\rho\psi = \frac{\kappa}{6}((1-d)\langle Tr\boldsymbol{\varepsilon}\rangle_+^2 - \langle -Tr\boldsymbol{\varepsilon}\rangle_+^2 + (1-d)\mu\boldsymbol{\varepsilon}^d{:}\,\boldsymbol{\varepsilon}^d \tag{2.13}$$
$$+ d\mu(\boldsymbol{\varepsilon}^d - \boldsymbol{\varepsilon}^{\pi}){:}\,(\boldsymbol{\varepsilon}^d - \boldsymbol{\varepsilon}^{\pi}) + \frac{1}{2}\gamma\boldsymbol{\alpha}{:}\,\boldsymbol{\alpha} + H(z)$$

Dans ce modèle l'hypothèse d'un glissement associé aux effets déviatoriques (interprété par la partie déviatorique des déformations ε^d) est retenue. Le fait de coupler l'endommagement et le mécanisme de glissement se justifie physiquement car le deuxième s'active uniquement après l'apparition des fissures - une signature de l'état endommagé du matériau. La présentation physique de ce couplage est illustrée dans la figure 2.4 avec des boucles d'hystérésis en décharge. La raideur tend de la valeur du module d'élasticité initial à un module endommagé sous l'intervention du frottement. La taille des boucles représente la force associée σ_{π} à la déformation due au frottement.

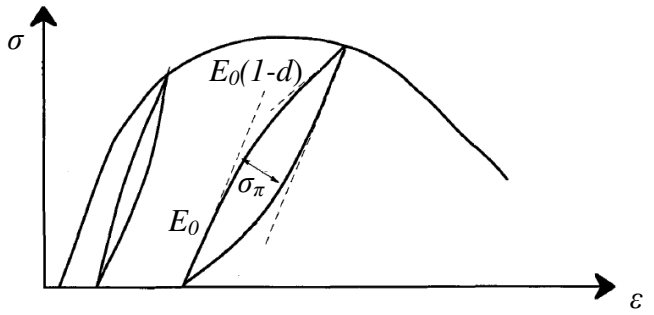


Figure 2.4: Evolution des boucles d'hystérésis avec l'endommagement

De part leur simplicité, les modèles d'endommagement isotrope sont majoritairement utilisés pour modéliser les structures en béton. Le fait de représenter l'état endommagé du matériau par un seul scalaire facilite la formulation ainsi que la mise en œuvre numérique. Parallèlement à ces modèles, il existe des modèles basés sur une description plus sophistiquée : endommagement anisotrope visant à représenter l'anisotropie induite par la fissuration. Dans ce cas, la variable d'endommagement est tensorielle. Le choix le plus naturel est un tenseur d'ordre 4 D_{ijkl} [Chaboche, 1979], [Krajcinovic, 1985]. L'expression de la contrainte effective et de la loi d'élasticité est conservée :

$$\tilde{\sigma}_{ij} = (1-D)^{-1}_{ijkl}\sigma_{kl}\sigma = \left(I_{ijkl} - D_{ijkl}\right)E_{klpq}\varepsilon^{e}_{pq} \tag{2.14}$$

L'utilisation d'une variable tensorielle d'ordre 4 avec 81 composants complexifie considérablement le problème. Les lois d'évolution seront difficiles à identifier par une approche phénoménologique. Pour palier ce problème, d'autres auteurs ont cherché à exprimer l'endommagement par un tenseur de l'ordre 2. Certains modèles se basent sur un potentiel d'état adoptant l'énergie libre spécifique de Helmholtz écrite en déformations [Murakami, 1996], [Halm, 1998], [Papa, 1996]. L'expression générale du potentiel s'écrit ainsi:

$$\begin{aligned}\rho\psi(\boldsymbol{\varepsilon},\boldsymbol{D}) = \frac{1}{2}\lambda(Tr\boldsymbol{\varepsilon})^2 + 2\mu Tr(\boldsymbol{\varepsilon}^2) + \eta_1 Tr\boldsymbol{D}(Tr\boldsymbol{\varepsilon})^2 + \eta_2\, Tr\boldsymbol{D}Tr(\boldsymbol{\varepsilon}^2) \\ + \eta_3 Tr\boldsymbol{\varepsilon}(Tr\boldsymbol{\varepsilon}.\boldsymbol{D}) + \eta_4 Tr(\boldsymbol{\varepsilon^2}.\boldsymbol{D})\end{aligned} \tag{2.15}$$

Les modèles diffèrent en fonction des valeurs de η_i ainsi que la présence d'autres variables comme celle d'écrouissage ou des termes concernant uniquement $Tr\boldsymbol{D}$ [Challamel, 2005]. L'endommagement évolue en fonction de la force thermodynamique $\boldsymbol{Y}$. L'anisotropie de l'endommagement provient des chargements (signe et valeur des déformations). Pour ce type de formulation, un chargement provoque la croissance de l'endommagement dans toutes les directions quelle que soit la direction de ce dernier. D'autres modèles sont fondés sur un potentiel basé sur l'enthalpie libre de Gibbs [Lemaitre, 1999], [Desmorat, 2006] dans lesquels on différentie l'effet de l'endommagement sur la partie hydrostatique et sur la partie déviatorique.

Il est important de mentionner des modèles qui couplent la plasticité et l'endommagement pour reproduire l'irréversibilité des déformations et la dégradation des caractéristiques élastiques. Le couplage peut se faire en utilisant deux variables différentes pour chaque mécanisme par l'introduction d'une variable de plasticité ε^p [Halm, 1998], [Lemaitre, 1999], [Burlion, 1997]. Les évolutions de deux variables peuvent être gouvernées par deux espaces différents. Par ailleurs, la plasticité peut s'intégrer dans le modèle en s'appuyant sur la même variable d'endommagement. Cette seule variable va gérer en même temps l'apparition des déformations permanentes, l'évolution du module d'élasticité et l'adoucissement. A part la

plasticité, d'autres aspects nonlinéaires sont introduits dans les modèles de comportement du béton comme l'unilatéralité en chargement cyclique [Matallah, 2006], l'effet des vitesses de déformation [Chambart, 2009] ou le frottement des fissures [Ragueneau, 1999]. Certains modèles s'appuient sur les aspects microscopiques [Bazant et Gambarova, 1984]. Ce modèle dit « microplans » se base sur le comportement du béton selon l'axe normal au plan de lafissure. En passant du niveau macroscopique au niveau des microplans, l'anisotropie de l'endommagement est prise en compte en construisant une multi-fissuration.

L'utilisation de ce genre de modèle est limitée pour un calcul de taille industrielle du fait de sa lourdeur numérique. La mise en œuvre est souvent complexe pour les modèles d'endommagement anisotrope qu'il n'est pas toujours nécessaire de disposer d'informations détaillées à l'échelle locale. La résolution d'une structure avec un nombre important de degré de liberté nécessite une description simplifiée tel que les modèles globaux.

1.4. Modèles globaux

Cette section vise à présenter certaines orientations concernant les modèles globaux. En effet les lois de comportement globales sont des relations entre des quantités structurelles globales : déformations globales (déplacement, rotation) et leurs contraintes associées (effort, moment) sans passage par des lois de matériau locales. Ce type de lois est utilisé pour décrire le comportement des éléments complets de la structure comme des assemblages, des nœuds voire des poutres. La majorité des modèles sont écrits de manière uniaxiale sous la forme d'une loi de type moment-courbure ou effort-déplacement. Plusieurs travaux ont été réalisés pour décrire le comportement de structures en béton en traction-compression, en flexion ou en cisaillement [Clough et Johnston, 1966], [Takeda, 1970], [Fishinger*et al.,*1991], [Arede, 1997]. Les modèles globaux s'appuient sur un support géométrique spécial macroélément qui est détaillé dans la section précédente.

Parmi les lois globales de flexion, les plus célèbres et plus utilisées sont les modèles multilinéaires tels que le modèle bilinéaire [Clough et Johnston, 1966], le modèle trilinéaire [Takeda, 1970] avec une famille de versions modifiées portant son nom. Ces lois sont présentées de manière détaillée dans [Arede, 1997]. L'idéal est de construire la nonlinéarité par l'ensemble des phase linéaires.

Dans la loi bilinéaire, le moment de flexion M_y et l'effort tranchant $T_z$sont reliés à la courbure ϕ_y et la déformation de cisaillement $\gamma_z$par une loi élastoplastique [Clough*et al*, 1965]. L'élément de structure est supposé être une combinaison de deux éléments qui travaillent en parallèle. L'un suit une loi élastoplastique et l'autre se comporte élastiquement. Après un certain seuil de déformation du premier élément, le deuxième poursuit en élasticité avec une raideur qui est celle de la phase post-pic pK. Quant au premier élément, sa raideur élastique est égale à $(1-p)K$ pour que la raideur initiale totale des deux soit égale à la raideur élastique de l'élément de structure K (figure 2.5).

L'application de ce modèle est pourtant limitée à cause de son incapacité à simuler la dégradation de la raideur lors de décharge. Ce point est amélioré dans la version ultérieurement dans laquelle la raideur en recharge se dégrade en fixant une déformation atteinte précédemment [Clough et Johnston, 1966].

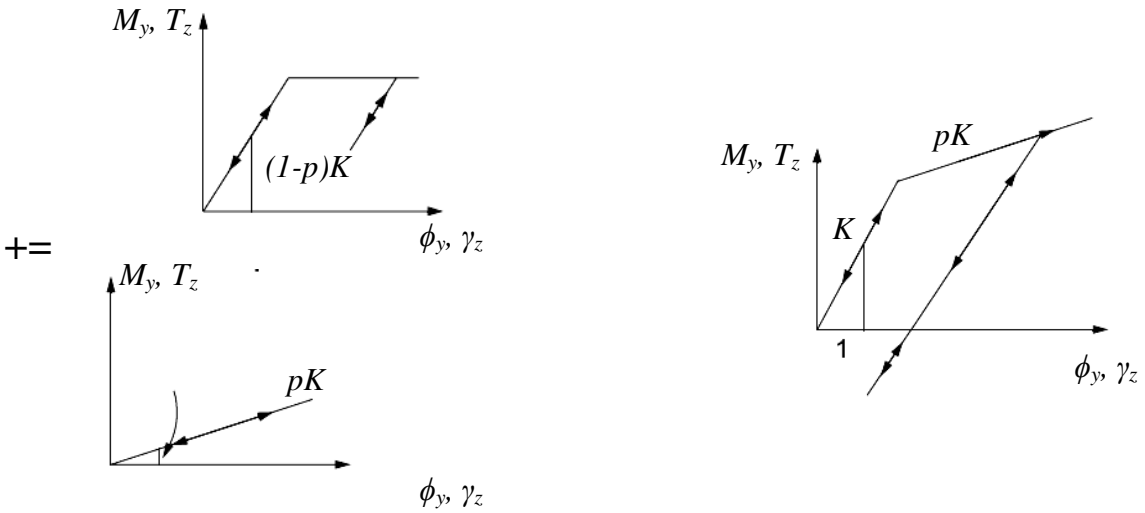


Figure 2.5 : Lois bilinéaires [Clough*et al.*, 1965]

Plus sophistiquée, les lois trilinéaires de Takeda font partie des modèles les plus répandus pour simuler des structures en béton armé car ils contiennent toutes les caractéristiques requises. A partir du modèle initial, plusieurs versions ont été développées [Saiidi, 1981], [Allahabadi, 1988], [Adere, 1997] et valables non seulement pour le comportement en traction-compression mais aussi en flexion et cisaillement.

La réponse enveloppe de ces lois se compose de trois phases : élastique, fissurée et plastique. La dégradation de résistance sous chargement cyclique est prise en compte. En premier lieu, le modèle intègre la réduction de raideur consécutive à l'endommagement progressif en décharge. Ce dernier est une caractéristique primordiale des structures en béton soumises aux chargements cycliques. La dégradation s'interprète par les paramètres α qui définissent le module de décharge élastique (figure 2.6). En recharge les paramètres β représentent le taux de la réduction de la raideur de recharge par rapport au cycle précédent en visant une déformation plus importante dans la courbe de première charge. L'effet de pincement est intégré pour modéliser la propagation des fissures pendant les cycles ainsi que la refermeture des fissures causées par le chargement de signe opposé. Ces modèles représentent en général tous les phénomènes macroscopiques du comportement hystérétique d'une structure en béton armé.

Diverses versions du modèle Takeda ont été développées et implantées dans le code éléments finis Castem [Combescure, 2001]. Le modèle global présenté dans les travaux de Lavarenne [Lavarenne, 1994] regroupe trois lois de fonctionnement découplées : traction-compression, flexion et l'effort tranchant. Un modèle pour le comportement adoucissant au cisaillement est décrit dans [Combescure, 1996] ou la version simplifiée de l'effort tranchant Q a été proposé [Saiidi et Sozen, 1981].

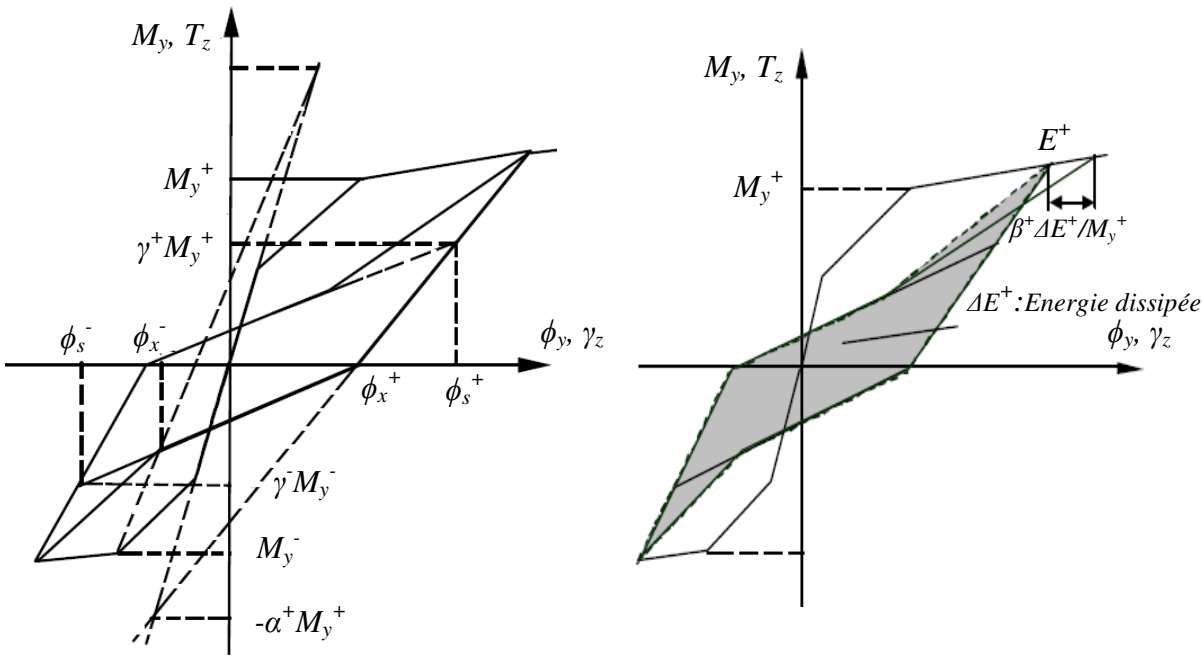


Figure 2.6 : Signification des paramètres du modèle Takeda pour la flexion et l'effort tranchant

Tous les modèles multilinéaires sont des lois phénoménologiques. Ils sont construits à partir de la réponse macroscopique des structures en fixant des points par lesquels la courbe effort-déplacement passera. Les paramètres matériau et la courbe de première charge permettent de reproduire une loi de comportement nonlinéaire sans s'attacher à une vision locale et physique. Toutes les lois sont uniaxiales, aucune interaction entre les grandeurs n'est quantifiée. Du point de vue numérique, ces modèles sont programmés avec une série de directives conditionnelles « si » qui sont bien délicat à traiter pour des variables couplées.

Ce couplage peut par contre se faire dans les modèles basés sur la théorie de la plasticité [Bairrao, 1986] ou de l'endommagement [Fléjou, 1993], [Cipollina*et al.,* 1995]. Le modèle des liaisons semi-rigides [Fléjou, 1993] utilise des surfaces limites pour décrire le comportement des assemblages. Les mécanismes sont gérés par la taille et la position de leurs propres surfaces. Le fonctionnement de ce modèle est illustré dans la figure 2.7. Les lois d'évolution sont basées sur les aspects purement phénoménologiques: $\dot{F}_i = c_i \dot{D}_i^{an} - F_i \gamma_i \left|\dot{D}_i^{an}\right|$,$c_i$ et γ_i sont les paramètres du modèle, F et D^{an} sont respectivement l'effort et la déformation anélastique.

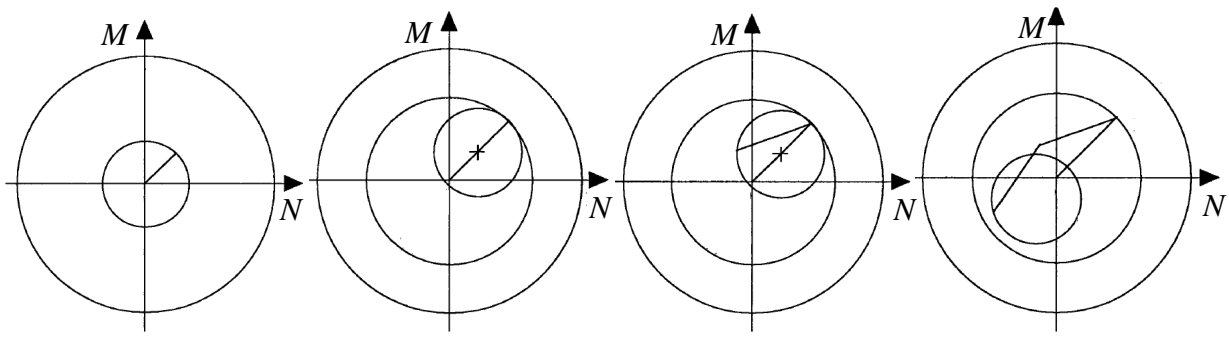


Figure 2.7 : Fonctionnement du modèle multi-surfaces : chargement élastique-radial-décharge élastique-écrouissage cinématique [Fléjou, 1993]

Les différentes grandeurs : moment, effort normal, effort tranchant sont intégrées simultanément dans les équations des surfaces afin de prendre en compte l'interaction entre les efforts. L'endommagement peut être introduit directement dans la surface de charge de manière linéaire comme un facteur de la diminution des efforts résistants. Ce modèle s'adapte à la modélisation des chargements non-proportionnels dans une analyse multiaxiale car le point de chargement dans l'espace des efforts peut être différent du point de contact entre les surfaces.

La simplification des modèles numériques peut s'effectuer par la loi de comportement du matériau ou aussi sur le type d'élément. Si les modèles trilinéaires décrivent la nonlinéarité par de simples lois linéaires, les éléments sont ceux du milieu continu. Les modèles d'endommagement localisé (lumpedmodels) se basent sur un autre concept d'élément. Dans la littérature, il existe deux types de connexion de zones dans un élément : parallèle (modèle bilinéaire Clough et Johnston, 1966) ou en série [Giberson, 1967]. La dernière est la plus développée. A partir de l'observation que sous excitation sismique, le comportement inélastique se produit souvent à l'extrémité des éléments en béton armé, l'idée d'utiliser des éléments pour lesquels les processus irréversibles localisés dans des zones définiesa été proposée. En général, un élément constitutif se compose d'une barre élastique et de deux zones inélastiques de longueur nulle aux deux extrémités (inelastichinges) illustré dans la figure 2.8a.

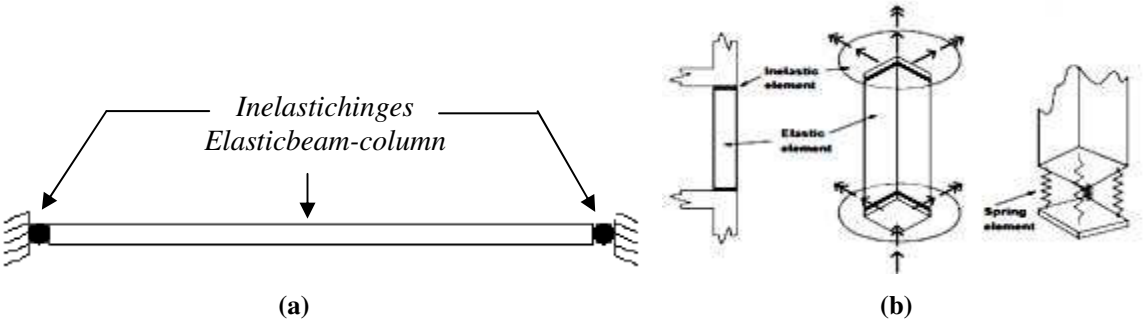


Figure 2.8 : Elément constitutif des modèles d'endommagement localisé (a) et du modèle à fibre (b)

La déformation totale de l'élément est simplement la somme de la déformation de la poutre élastique et celle de deux rotules. Différentes lois de comportement peuvent intégrées pour simuler les divers phénomènes nonlinéaires du béton armé via le comportement des rotules. Dans les modèles d'endommagement, la théorie de contrainte effective des milieux continus est reprise [Cipollina*et al.,* 1995], [Florez-Lopez, 1998], [Maranteet Florez-Lopez, 2004]. La matrice de raideur de l'élément endommagé s'écrit sur les trois composants de l'élément (poutre, deux rotules) et contient des termes concernant l'endommagement dû au moment fléchissant d_i, d_j (correspond aux nœuds) et dû à l'effort normal d_n. *E, I, L* sont respectivement la section, le module d'Young, l'inertie et la longueur de l'élément. Cette expression permet de prendre en compte l'interaction de différentes contraintes dans le cas d'une flexion composée.

$$K(d) = \begin{bmatrix} \frac{(1-d_i)(4-d_j)}{4-d_i d_j}\frac{4EI}{L} & \frac{4(1-d_i)(1-d_j)}{4-d_i d_j}\frac{2EI}{L} & 0 \\ & \frac{(4-d_i)(1-d_j)}{4-d_i d_j}\frac{4EI}{L} & 0 \\ sym & & (1-d_n)\frac{AE}{L} \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

Ces modèles sont construits en variables généralisées se basant sur la thermodynamique des processus irréversibles. Des mécanismes complexes: écrouissage, plasticité, endommagement, hystérésis peuvent être intégrés librement dans les modèles. Tout en restant raisonnable en termes de calcul, ce qui n'était pas le cas d'un modèle local. Pour les structures simples, ils donnent donc une bonne réponse en monotone ainsi que sous sollicitation cyclique.

Aussi pour pouvoir simuler l'interaction entre différentes grandeurs, un modèle d'endommagement de connexion en série à fibre dédié au béton armé a été proposé [Lai *et al.* 1984]. En lieu et place des rotules, quatre ressorts représentent les armatures longitudinales et un représente le béton en compression (figure 2.8b). Cet élément permet de reproduire raisonnablement l'interaction entre l'effort axial et les moments fléchissant biaxiaux. La relation effort-déplacement des ressorts en acier suit la loi de Takeda mais la courbe enveloppe est établie suivant des considérations d'équilibre.

Du point de vue numérique, ce concept est pratique car on peut prendre en compte la nonlinéarité en n'intégrant les modèles sophistiqués qu'aux zones inélastique de l'élément sans amplifier énormément le coût de calcul. En parallèle de la réduction du temps de calcul, le traitement des résultats se simplifie par un stockage de résultats requis moins volumineux.De plus, le calcul est plus stable car le problème numérique de localisation des déformations n'apparaît pas dans ce type de modèle. Même avec les éléments de longueur nulle, l'énergie dissipée reste non nulle. Pourtant la limitation de ces modèles provient des hypothèses permettant de déterminer les paramètres des rotules. Une étude paramétrique réalisée sur les poutres [Anagnostopoulos, 1981] montre une forte indépendance entre les paramètres de modèle et le chargement imposé ainsi que le niveau déformation inélastique atteint. Ce problème peut être plus sérieux dans certains cas, par exemple un poteau sous oscillation de l'effort axial dans lequel l'endommagement prédit au niveau global n'est pas convenable pour décrire l'état réel au niveau local. Ces modèles sont utilisés d'avantage pour calculer des structures en flexion mais peu en torsion ou sous effort axial [Taucer*et al.,* 1991]. De plus, l'utilisation de ces modèles se limite aux cas où l'on connaît bien la position des rotules car les paramètres du modèle sont déterminés pour un schéma de distribution du moment fléchissant donné.

2. Formulation thermodynamique du modèle de rupteur thermique

Cette section vise à présenter les équations constitutives proposées pour la loi de comportement des rupteurs thermiques sous action sismique horizontale. Notre but est d'intégrer les phénomènes dissipatifs apparus dans les rupteurs lors d'un séisme dans un modèle numérique. Ce dernier est susceptible d'être implanté dans un code éléments finis pour réaliser des calculs de structure à l'échelle réelle. La finalité du travail est de pouvoir évaluer l'influence de la présence des rupteurs sur la vulnérabilité des bâtiments. Dans cet objectif, un modèle couplant l'endommagement et les effets hystérétiques du béton avec la plasticité de l'acier a été développé. Afin de rendre le modèle robuste numériquement, ce dernier est décrit en variables généralisées dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles.

Nous avons choisi de travailler avec ce type de variables en raison de ses avantages par rapport aux variables locales classiques. A l'échelle de la structure complète, l'utilisation d'éléments finis massifs engendre des coûts de calcul conséquents non seulement dans les cas d'étude complexes mais aussi lorsque la taille de la structure est importante. Une description par macroélément pour les rupteurs permet d'allier la finesse des analyses issue d'un calcul local détaillé lors de l'élaboration des lois de fonctionnement et l'efficacité d'un calcul à faible nombre de degrés de libertés. Ce point a été discuté dans le paragraphe précédent.

Le choix des variables internes se base sur les analyses micromécaniques numériques et expérimentales réalisées dans le chapitre 1. Les variables thermodynamiques dans le modèle représentent les mécanismes nonlinéaires prépondérants : endommagement, effet unilatéral, glissement et frottement entre les éléments, plasticité de l'acier. Dans un premier temps, un modèle uniaxial portant sur le comportement des rupteurs sous sollicitations horizontales sans aucun couplage avec les autres directions sera présenté.

2.1. Choix des variables d'état

Avant de présenter le potentiel thermodynamique qui permet de déterminer les lois d'état satisfaisantes, un bilan des mécanismes dissipatifs à considérer est effectué. Au début du processus de chargement, à une très faible déformation, le comportement de l'assemblage peut être décrit par les lois élastiques classiques. A l'échelle micromécanique l'origine de cette réponse linéaire est la capacité des particules de se déplacer autour de leurs positions d'équilibre. Une fois que l'effort macroscopique appliqué dépasse une limite qui correspond à un seuil de la contrainte microscopique, la nonlinéarité est déclenchée. Le type de nonlinéralité varie en fonction de la nature des matériaux. Pour le béton, les fissures apparaissent et entrainent la dégradation de la rigidité du matériau ainsi que celle de la structure. La théorie de l'endommagement est pertinente pour modéliser ce phénomène. L'hystérésis due au glissement de l'acier et au frottement entre les lèvres des fissures est aussi considérée par couplage avec l'endommagement. Enfin, la plasticité de l'acier est prise en compte d'une manière classique avec son écrouissage correspondant.

Pour chaque mécanisme dissipatif principal, un écrouissage est associé. Pour l'endommagement, un écrouissage isotrope est introduit. D'un point de vue physique, cela s'interprète par l'évolution du domaine élastique au cours de la dégradation. Concernant le glissement et le frottement, un écrouissage de type cinématique est considéré. Ce type d'écrouissage est aussi adapté pour décrire la plasticité de l'acier. A chaque mécanisme mentionné, une variable généralisée est associée qui permet de définir l'état thermodynamique de l'élément et qui interviennent dans le potentiel d'état.

La déformation macroscopique est choisie comme variable observable. Rappelons - nous dans les analyses micromécaniques sur l'endommagement dans le chapitre 1, qu'une éventuelle forme d'anisotropie de l'endommagement a été discutée. En nous concentrant sur le comportement des rupteurs sous sollicitations sismiques horizontales, ce point ne sera pas traité dans ce chapitre. Afin d'éviter une complexité lors de la mise en œuvre et de l'intégration du problème, l'endommagement sera présenté par des variables scalaires différentes dans deux directions (dans la base principale d'endommagement).L'effet unilatéral du comportement des rupteurs thermiques est représenté par deux variables d'endommagement en fonction du sens de chargement d^+et d^- (les signes ne signifient que le sens macroscopique de chargement, et pas l'endommagement en traction ou en compression).Ce choix se justifie physiquement car les deux variables correspondent aux deux différents groupes de fissures observésdans les analyses numériques et expérimentales sous sollicitation cyclique (sections 2.2.2 et 3.1- chapitre 1). Des variables d'écrouissage sont introduites en nombre identique pour décrire l'évolution des variables d'endommagement.

Ce chapitre présentera le modèle de comportement des rupteurs sous action sismique horizontale.

Mécanismes	Variable observable	Variables internes
Déplacement total	U	
Endommagement		$d\ (d^+, d^-)$
Glissement et frottement		U^π
Plasticité de l'acier		U^p
Ecrouissage isotrope pour le béton		z
Ecrouissage cinématique associé à l'hystérésis		α^b
Ecrouissage associé à la plasticité		α^a

Tableau 2.1 : Mécanismes considérés et variables associées

2.2. Potentiel d'état et lois d'état

L'énergie libre de Helmholtz est retenue comme potentiel d'état qui sera présenté dans l'ordre des mécanismes pris en compte. Nous supposons que les transformations sont isothermes.

$$\rho\Psi = \rho\Psi(U(t), U^\pi(t), U^p(t), d(t), z(t), \alpha^b(t), \alpha^a(t)) \tag{2.17}$$

En ne considérant que la partie élastique, le potentiel dans une description uniaxiale prend la forme linéaire classique suivante

$$\rho\psi = \frac{1}{2}KU^2 \tag{2.18}$$

Dans cette expression, ρ est la masse volumique, Ψ est le potentiel d'état, K est la raideur élastique initiale de l'élément, U est le déplacement horizontal total. Pour faciliter l'écriture du potentiel dans les prochaines étapes, cette raideur est décomposée en deux parties représentant la contribution de deux différents matériaux : raideur de la partie du béton K_b(ou béton et Ductal) et raideur de la partie de l'acier K_a. Cette formule signifie également que l'acier dans l'assemblage travaille dès le début du chargement

$$\rho\psi = \frac{1}{2}K_bU^2 + \frac{1}{2}K_aU^2 \tag{2.19}$$

L'endommagement est introduit afin d'enrichir le potentiel en décrivant la dégradation du béton. Ce mécanisme n'intervient pas dans la raideur de l'acier

$$\rho\psi = \frac{1}{2}K_b(1-d)U^2 + \frac{1}{2}K_aU^2 \tag{2.20}$$

A ce stade de développement, l'effet unilatéral est intégré en utilisant deux différentes variables d'endommagement en fonction du sens du déplacement macroscopique U. On peut rencontrer ce choix de variables pour modéliser l'unilatéralité des matériaux dans plusieurs

travaux [La-Borderie, 1991], [Ramtani, 1992], [Ragueneau, 1999]. Dans le cas des rupteurs, ces deux variables évoluent de manière indépendante. Les fissures crées lors d'un chargement dans un sens n'influencent pas la raideur dans le sens opposé. La grandeur d'endommagement dans un sens reste constante donc si le déplacement est dans l'autre sens. Du point de vue de la physique, cela s'explique la fermeture des fissures lors de la décharge.

$$\rho\psi = \frac{1}{2}K_b[1 - d(d^+, d^-)]U^2 + \frac{1}{2}K_a U^2 \tag{2.21}$$

La variable d'endommagement prend la valeur d^+ si le déplacement U est dans le sens positif. Dans le cas contraire, elle prend la valeur d^-. Les signes sont conventionnels en espace géométrique et ne sont pas liés à la signification mécanique de traction et de compression dans les modèles de béton. Dans la suite, ces variables s'expriment simplement par leur symbole général d_i pour simplifier l'expression du potentiel.

On considère que l'énergie consumée par l'ouverture de fissure ne se dissipe pas totalement mais une partie de celle-ci est bloquée dans les phénomènes de glissement avec l'acier et de frottement entre les surfaces de contact [Ragueneau, 1999], [Richard, 2010]. Ces mécanismes sont associés à l'endommagement par la présence d'une fonction *g(d)* comme terme multiplicatif dans la partie concernant le frottement. Ce couplage fort est justifié car au point de vue physique, le frottement ne s'active que si la fissuration apparaît.

$$\rho\psi = \frac{1}{2}K_b(1 - d)U^2 + \frac{1}{2}K_b.g(d)(U - U^\pi)^2 + \frac{1}{2}K_a U^2 \tag{2.22}$$

U^π est la variable de déplacement de frottement. La fonction *g(d)* quantifie le niveau de couplage entre l'endommagement et le frottement. Pour pouvoir prendre en compte l'historique de chargement, la valeur maximale de l'endommagement atteinte dans les deux sens est retenue pour la fonction $g=sup(d^+, d^-)$. Cela signifie également l'existence d'une refermeture partielle des fissures dans le béton en décharge.

Afin d'enrichir le modèle pour s'adapter à plusieurs gammes de rupteurs, une description plastique est choisie pour la partie de l'acier. La variable U^pconcernant la plasticité est introduite, ce mécanisme ne s'active qu'après un certain seuil de déplacement

$$\rho\psi = \frac{1}{2}K_b(1 - d)U^2 + \frac{1}{2}sup(d^+, d^-)K_b(U - U^\pi)^2 + \frac{1}{2}K_a(U - U^p)^2 \tag{2.23}$$

Pour terminer la construction du potentiel d'état, il faut prendre en compte les écrouissages associés aux phénomènes cités précédemment. Une forme particulière sera attribuée à l'écrouissage isotrope ainsi qu'un terme quadratique sont choisis pour les écrouissages cinématiques. L'expression finale du potentiel est suivante

$$\rho\psi = \frac{1}{2}K_b(1 - d)U^2 + \frac{1}{2}sup(d_i)K_b(U - U^\pi)^2 + \frac{1}{2}K_a(U - U^p)^2 + H(z_i) + \frac{1}{2}b_b(\alpha^b)^2 + \frac{1}{2}b_a(\alpha^a)^2 \tag{2.24}$$

$H(z_i)$ sont les fonctions des variables d'écrouissage isotrope correspondant aux deux variables d'endommagement, α^b et α^a sont respectivement l'écrouissage cinématique associés au frottement et à la plasticité, b_b et b_a sont les paramètres du modèle.

Le potentiel d'état contient en effet l'ensemble des mécanismes à considérer et a une forme régulière, nulle à l'origine et convexe. Ce dernier respecte donc les conditions d'admissibilité.

Les lois d'état correspondantes sont déduites des principes thermodynamiques. La positivité de la dissipation est assurée en respectant l'inégalité de Clausius-Duhem

$$D = F\dot{U} - \rho\dot{\Psi} \geq 0 \tag{2.25}$$

oùF est la force associée au déplacement total et le terme $[\dot{x}]$ désigne la dérivée temporelle de la qualité x.

En développant le potentiel par rapport à ces variables d'état, nous avons

$$\dot{\Psi} = \frac{\partial\Psi}{\partial U}\dot{U} + \frac{\partial\Psi}{\partial U^\pi}\dot{U}^\pi + \frac{\partial\Psi}{\partial U^p}\dot{U}^p + \frac{\partial\Psi}{\partial d_i}\dot{d}_i + \frac{\partial\Psi}{\partial z_i}\dot{z}_i + \frac{\partial\Psi}{\partial \alpha^a}\dot{\alpha}^a + \frac{\partial\Psi}{\partial \alpha^b}\dot{\alpha}^b \tag{2.26}$$

L'égalité devient

$$\begin{aligned} D = \left(F - \rho\frac{\partial\Psi}{\partial U}\right)\dot{U} - \rho\frac{\partial\Psi}{\partial U^\pi}\dot{U}^\pi - \rho\frac{\partial\Psi}{\partial U^p}\dot{U}^p - \rho\frac{\partial\Psi}{\partial d_i}\dot{d}_i - \rho\frac{\partial\Psi}{\partial z_i}\dot{z}_i - \rho\frac{\partial\Psi}{\partial \alpha^a}\dot{\alpha}^a \\ - \rho\frac{\partial\Psi}{\partial \alpha^b}\dot{\alpha}^b \geq 0 \end{aligned} \tag{2.27}$$

Cette inégalité nous permet de déduire la première loi d'état reliant l'effort horizontal et le déplacement horizontal total

$$F = \rho\frac{\partial\Psi}{\partial U} = K_b(1 - d_i)U + sup(d_i)K_b(U - U^\pi) + K_a(U - U^p) \tag{2.28}$$

Les lois d'état se rapportant aux variables internes sont déduites par analogie à la première loi en imposant les forces associées

$$\begin{aligned} F^\pi &= -\rho\frac{\partial\Psi}{\partial D^\pi} = \sup(d_i)\, K_b(U - U^\pi) \\ F^p &= -\rho\frac{\partial\Psi}{\partial D^p} = K_a(U - U^p) \\ Y_i &= -\rho\frac{\partial\Psi}{\partial d_i} = \frac{1}{2}K_b U^2 - Y^\pi \\ Z_i &= \rho\frac{\partial\Psi}{\partial z_i} = h_i(z_i) \end{aligned} \tag{2.29}$$

$$X^b = \rho\frac{\partial\Psi}{\partial \alpha^b} = b_b\alpha^b \qquad\qquad X^a = \rho\frac{\partial\Psi}{\partial \alpha^a} = b_a\alpha^a$$

On peut remarquer que l'effort associé au déplacement total F se compose de trois termes. Le premier est relié à la dégradation de la raideur, le deuxième concerne particulièrement le frottement et le dernier est associé à la plasticité de l'acier. Le taux de restitution prend une forme particulière couplé des termes concernant l'endommagement et le frottement.

2.3. Fonctions critère - lois d'évolution

Suivant le principe du maximum de la dissipation, l'unicité de la solution d'un problème est caractérisée par une dissipation maximale. Il est possible de trouver les potentiels et pseudo-potentiels qui respectent les conditions d'admissibilité thermodynamique. Cette section présente les potentiels de dissipation retenus qui permettent de déduire les lois d'évolution.

Endommagement et écrouissage isotrope

L'endommagement et l'écrouissage isotrope sont caractérisés par deux groupes de variables flux scalaires d_i et z_i. Une loi associée est choisie pour l'évolution de ces mécanismes. Il existe une loi de normalité entre les variations des variables et les gradients à un potentiel de dissipation, nommé f_{di}(avec i désignant le sens de chargement dans une direction). Ce dernier peut s'exprimer dans l'espace des variables Force sous la forme d'une fonction seuil en énergie

$$f_i^d = Y_i^d - (Z_i + Y_i^0) \tag{2.30}$$

où Y^d est l'énergie dissipée par l'endommagement, $Y_i^d = 1/2K_bU^2$, Y^0 est un seuil initial et Z est la force associée à l'écrouissage isotrope. Pour un comportement symétrique, les valeurs seuil Y^0 sont identiques dans deux directions. Du principe du maximum de la dissipation, nous pouvons déduire les lois d'évolution suivantes :

$$\begin{cases} \dot{d}_i = \lambda_i^d \dfrac{\partial f_i^d}{Y_i^d} = \lambda_i^d \\ \dot{z}_i = \lambda_i^d \dfrac{\partial f_i^d}{Z_i} = -\lambda_i^d \end{cases} \tag{2.31}$$

où λ^d est le multiplicateur d'endommagement. Ce dernier est déterminé à partir des conditions d'admissibilité.

Pour avoir la fonction pré-intégrée de l'endommagement, on reprend la démarche utilisée dans la thèse sur le comportement unilatéral du béton [La-Borderie, 1991]. Les lois d'évolution nous permettent d'écrire

$$\dot{d}_i = -\dot{z}_i \tag{2.32}$$

En respectant les conditions de consistance$f_i^d = 0$ et $\dot{f}_i^d = 0$ nous avons

$$\begin{gathered} \dot{f}_i^d = 0 \leftrightarrow \frac{\partial f_i^d}{\partial \lambda_i^d} \dot{Y}_i^d = \frac{\partial f_i^d}{\partial z_i^d} \dot{Z}_i \\ \dot{f}_i^d = 0 \leftrightarrow \dot{Y}_i^d - \dot{Z}_i = 0 \end{gathered} \tag{2.33}$$

Si on impose $Z_i = h_i(z_i)$ et $Z_i$prend la forme suivante

$$Z_i = \frac{\partial \Psi}{\partial z_i} = h_i(z_i) = Y_i^0 + \frac{1}{p_i}\left(\frac{-z_i}{1+z_i}\right)^{1/q_i} \tag{2.34}$$

avecp_i et q_i les paramètres du modèle à identifier. Pour un comportement symétrique, ces paramètres prennent les mêmes valeurs dans les deux directions.

$$\dot{Z}_i = \frac{\partial \mathrm{h_i}}{\partial z_i}\dot{z}_i \tag{2.35}$$

Alors

$$\dot{Y}_i^d = \frac{\partial \mathrm{h_i}}{\partial z_i}\dot{z}_i \tag{2.36}$$

Cela nous permet d'écrire$Y_i^d = h_i(z_i)$

La formule du taux de restitution est obtenue en prenant les valeurs initiales $Y_i^d = 0$ et$h_i(z_i) = 0$

$$Y_i^d = Y_i^0 + \frac{1}{p_i}\left(\frac{-z_i}{1+z_i}\right)^{1/q_i} \tag{2.37}$$

Ou

$$Y_i^d = Y_i^0 + \frac{1}{p_i}\left(\frac{d_i}{1-d_i}\right)^{1/q_i} \tag{2.38}$$

soit

$$d_i = 1 - \frac{1}{1 + p_i(Y_i^d - Y_i^0)^{qi}} \tag{2.39}$$

Et nous retrouvons la fonction d'évolution de l'endommagement déterminée en se basant sur les analyses micromécaniques en éléments finis tridimensionnels dans l'équation 1.13 chapitre 1.

Si $Y_i^d < (Z_i + Y_i^0)$, l'endommagement n'évolue pas. Dans le cas contraire, l'endommagement évolue selon la manière démontrée auparavant.

Frottement et écrouissage cinématique

Un mécanisme dissipatif est introduit pour représenter les phénomènes de glissement et de frottement entre les lèvres de fissure ainsi qu'entre les surfaces de contact. L'évolution de ce mécanisme est gérée par sa variable associée: l'effort de frottement F^{π}. Nous attribuons à ce dernier un comportement élasto-plastique à écrouissage cinématique non-linéaire, dans le but de reproduire les boucles d'hystérésis en charge - décharge. Initialement proposé par Armstrong et Frederick [Armstrong et Frederick, 1966] pour les aciers et, plus récemment développé par Marquis et Chaboche [Marquis, 1989], [Chaboche, 1993], il permet de pallier l'inconvénient majeur de l'écrouissage cinématique de Prager imposant la linéarité de la loi d'état. Les termes

permettant d'obtenir la non-linéarité de l'écrouissage sont intégrés dans le pseudo potentiel de dissipation. Une évolution non-associée est donc postulée.

Dans un cadre uniaxial, le critère prend la forme simple

$$f^{\pi} = |F^{\pi} - X^{\pi}| < 0 \tag{2.40}$$

oùX^{π} est la force associée à l'écrouissage cinématique. Un pseudo potentiel de dissipation est adopté pour contrôler l'évolution des variables internes. Dans un cadre non-associé, ce potentiel n'est pas confondu à la surface seuil

$$\phi^{\pi} = |F^{\pi} - X^{\pi}| + \frac{a_b}{2}(X^{\pi})^2 \tag{2.41}$$

où$a_b$est un paramètre du modèle à identifier.

Les lois complémentaires d'évolution des variables internes sont définies grâce aux règles de normalité de l'écoulement par rapport au potentiel de dissipation, assurant par la même occasion la positivité de la dissipation [Lemaitre et Chaboche,1985].

$$\dot{U}^{\pi} = \dot{\lambda}^{\pi}\frac{\partial \phi^{\pi}}{\partial F^{\pi}}\dot{\alpha}^{b} = -\dot{\lambda}^{\pi}\frac{\partial \phi^{\pi}}{\partial X^{b}} \tag{2.42}$$

avecU^{π}représentant le déplacement dû au frottement, λ^{π}est le multiplicateur plastique déterminé grâce à la condition de consistance lors de l'écoulement$f^{\pi} = 0$et $\dot{f}^{\pi} = 0$. L'expression complète du multiplicateur plastique est développée au paragraphe suivant dans le cadre de l'implantation numérique du modèle.

Plasticité et écrouissage cinématique de l'acier

Une description par la plasticité avec écrouissage cinématique est retenue pour modéliser le comportement de l'acier dans les rupteurs. Ces mécanismes sont caractérisés par deux variables internes, notées le déplacement plastique U^{p} et l'écrouissage associé α^{p}. Une évolution non associée identique à celle du frottement est choisie, ce qui est parfaitement adaptée pour décrire l'acier. On impose un seuil dans la fonction critère qui est évidemment le seuil de plasticité de l'acier. La plasticité est déclenchée si le système dépasse cette limite

$$f^{p} = |F^{p} - X^{p}| - F_0^{p} < 0 \tag{2.43}$$

où X^{p} est la force associée à l'écrouissage cinématique de l'acier. Le pseudo potentiel contient un terme quadratique de l'écrouissage cinématique

$$\phi^{p} = |F^{p} - X^{p}| + \frac{a_a}{2}(X^{p})^2 - F_0^{p} < 0 \tag{2.44}$$

avec a_a un paramètre à identifier du modèle. Les lois d'évolution des ces mécanismes sont déterminées de manière identique que dans le paragraphe précédent

$$\dot{U}^{p} = \dot{\lambda}^{p}\frac{\partial \phi^{p}}{\partial F^{p}}\dot{\alpha}^{a} = -\dot{\lambda}^{p}\frac{\partial \phi^{p}}{\partial X^{p}} \tag{2.45}$$

λ^p est le multiplicateur de Lagrange de plasticité qui est déterminé par les conditions de consistance $f^p = 0$et $\dot{f}^p = 0$.

2.4. Bilan

Un bilan récapitulatif des variables internes et des paramètres à identifier est présenté afin de résumer la description du modèle développé.

Mécanismes	Variables internes	Forces associées	Paramètres
Elasticité	U	F	K_a, K_b
Endommagement	d_i	Y_i	Y^0, p, q
Ecrouissage isotrope	z_i	Z_i	
Frottement et glissement	U^π	F^π	
Ecrouissage cinématique 1	α^b	X^b	a_b, b_b
Plasticité de l'acier	U^p	F^p	F_0^p
Ecrouissage cinématique 2	α^a	X^a	a_a, b_a

Tableau 2.2 : Variables et paramètres du modèle correspondant aux mécanismes considérés

La version générale du modèle contient 10 paramètres à identifier permettant de d'adapter à une large gamme de rupteurs. Pourtant ce nombre peut se réduire en fonction des rupteurs étudiés. Par exemple si un modèle de plasticité parfaite est suffisant pour l'acier, le nombre total des paramètres diminue à 8. De même, selon la technologie des rupteurs adoptés, certains paramètres prennent un rôle prépondérant par rapport à d'autres. L'effort d'identification s'en trouve donc amoindri.

3. Mise en œuvre numérique

Cette section vise à présenter les démarches de la mise en œuvre numérique du modèle développé ainsi que son support géométrique dans un code de calcul éléments finis. Dans un premier temps, un nouvel élément fini de type joint a été développé dans Castem dans le cadre d'un stage de Master de recherche au CEA [Vassaux, 2011]. Cet élément particulier est réservé à la description macroélément des liaisons ponctuelles comme assemblages, interaction sol-structure. Ensuite, le cadre de l'implantation numérique de lois decomportement en déplacement sera exposé. L'implantation du modèle endommageable-plastique-frottant au sein de Castem a été accomplie au moyen d'un algorithme implicite de retour sur la surface-seuil. La méthode itérative complète est détaillée par la suite. Une première "identification" des paramètres significatifs du modèle a été réalisée en se calibrant par rapport aux résultats expérimentaux. L'influence de ces derniers sur la réponse en effort-déplacement est également présentée à la fin de la section.

3.1. Elément joint unidimensionnel JOI1 dans Castem

L'élément joint unidimensionnel a été développé et dédié initialement à la modélisation des rupteurs thermiques et de l'interaction sol-structure par macroélément. La décision d'implanter un nouvel élément provient de la nécessité de pouvoir modéliser proprement une liaison ponctuelle. En effet, auparavant dans Castem, seuls des contacts linéiques et surfaciques étaient possible à l'aide des éléments JOI2 et JOI3 (non adapté aux contraintes et déformations généralisées). La liaison entre deux points ne pouvait qu'être réalisée via l'opérateur 'RELA'. Cependant cet opérateur ne permet que de décrire une relation élastique linéaire sans pouvoir prendre en compte aucune nonlinéralité (Castem). Il est important donc d'avoir un nouvel élément pour pouvoir intégrer dans les liaisons des lois de comportement nonlinéaires. De plus, les éléments joints actuels fonctionnent en contrainte et déformation locale. Il est intéressant d'avoir un nouveau support élément fini permettant de travailler avec les grandeurs généralisées.

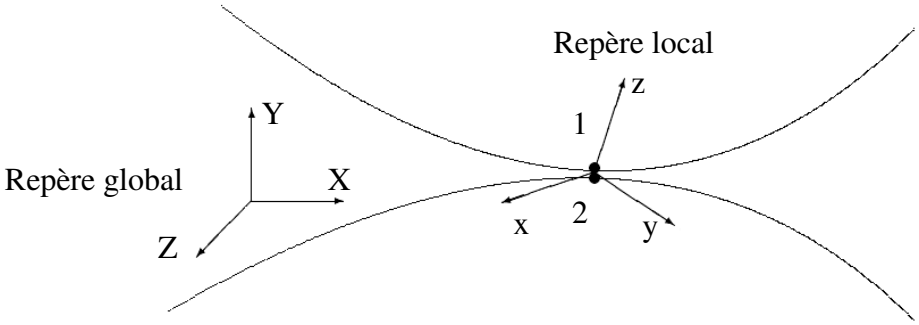


Figure 2.9 : Elément JOI1 dans les repères global et local [Vassaux, 2011]

L'élément JOI1 est en effet un élément joint ponctuel qui relie deux nœuds ou décrit un contact entre deux structures. Il est utilisable pour une modélisation bidimensionnelle ou tridimensionnelle. L'élément est constitué de deux points superposés en basant sur le support élément fini type SEG2. Il a une longueur nulle et ne possède pas de repère local par défaut. Ce dernier est défini par l'utilisateur dans la mesure où il est cohérent à la base dans laquelle on définit la matrice de raideur et de masse.

Du fait que les deux points soient confondus, les calculs sont faits dans cet élément à un seul point de Gauss et aucune intégration n'est nécessaire. Les caractéristiques dimensionnelles de la liaison sont incluses dans les paramètres des modèles intégrés. Une attention particulière dans le développement de l'élément concerne principalement la modification des fichiers de sources du code pour pouvoir travailler en variables généralisées.

Nous présentons brièvement la cinématique de l'élément JOI1 dans un cadre 3D. Chaque nœud de l'élément possède 6 degrés de liberté : trois déplacements et trois rotations. Le vecteur de déplacements nodaux s'écrit

$$\underline{U} = \left[U_x^1 \;\; U_y^1 \;\; U_z^1 \;\; R_x^1 \;\; R_y^1 \;\; R_z^1 \;\; U_x^2 \;\; U_y^2 \;\; U_z^2 \;\; R_x^2 \;\; R_y^2 \;\; R_z^2\right] \tag{2.46}$$

Dans un problème de liaison, les lois de comportement agissent sur le déplacement relatif entre les nœuds. Ce dernier s'exprime par la déformation $\boldsymbol{\varepsilon}$. Cette déformation généralisée écrite dans le repère local est obtenue en utilisant le changement de repère par la matrice de passage.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{pmatrix} E_{XX} = u_x^2 - u_x^1 \\ G_{XY} = u_y^2 - u_y^1 \\ G_{XZ} = u_z^2 - u_z^1 \\ C_{XX} = r_x^2 - r_x^1 \\ C_{XY} = r_y^2 - r_y^1 \\ C_{XZ} = r_z^2 - r_z^1 \end{pmatrix} \tag{2.47}$$

Les gradients de déplacement dans une direction parmi les trois sont remplacés par des déplacements et des rotations relatives pour contourner le problème mathématique provenant de la longueur nulle de l'élément. Les contraintes généralisées exprimées dans le repère local sont calculées à son unique point de Gauss appelant la loi de comportement nonlinéaire.

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{pmatrix} EFFX \\ EFFY \\ EFFZ \\ MOMX \\ MOMY \\ MOMZ \end{pmatrix} \tag{2.48}$$

La matrice de raideur élastique peut avoir la forme orthotrope ou anisotrope en fonction du type de modèle élastique utilisé. Le premier cas contient 6 paramètres et le deuxième contient 21 paramètres

$$K = \begin{pmatrix} KN & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & KS1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & KS2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & QN & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & QS1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & QS2 \end{pmatrix} \tag{2.49}$$

$$K = \begin{pmatrix} K11 & & & & & \\ K21 & K22 & & & sym & \\ K31 & K32 & K33 & & & \\ K41 & K42 & K43 & K44 & & \\ K51 & K52 & K53 & K54 & K55 & \\ K61 & K62 & K63 & K64 & K65 & K66 \end{pmatrix}$$

Pour le rupteur thermique, du fait de l'absence des données sur son comportement dans les deux autres directions mise à part la direction horizontale, on suppose qu'il se comporte d'une manière linéaire dans ces directions. La nonlinéarité se trouve uniquement dans la fonction pour calculer un effort parmi EFFX, EFFY, EFFZ. Cet élément peut se trouver dans la version actuelle de Castem.

3.2. Intégration de la loi de comportement

Dans cette section, nous allons présenter les démarches pour calculer l'effort à partir de la déformation généralisée via une loi nonlinéaire. La précision de cette étape à l'échelle locale conditionne la qualité de la résolution du problème global. En utilisant l'élément joint JOI1 comme support élément fini, l'intégration se fait à un seul point de Gauss. Cela améliore aussi l'efficacité d'une modélisation par macroélément.

A l'échelle du point de Gauss, les équations à résoudre se résument à calculer les variables internes de la loi de comportement à l'instant *n+1* en connaissant la valeur de toutes ces variables à l'instant précédent *n*. Les termes V_n désignent la quantité *V* à l'instant de départ *n* et les termes V_{n+1} désignent la quantité à l'instant *n+1*. On impose le déplacement total U_{n+1} et on cherche à calculer l'effort global F_{n+1}. La plupart des méthodes de calcul travaillent sur une prédiction de contrainte élastique linéaire. Elles diffèrent par la façon de réaliser la correction plastique en respectant les conditions de consistance.

Une famille de méthodes très répandue est celle de Newton. Par rapport à une résolution par analyse incrémentale, ces méthodes ne cherchent pas à améliorer le résultat en diminuant l'incrément de pseudo temps de calcul mais à refaire le même pas jusqu'à un équilibre satisfaisant. Les méthodes peuvent être explicites, implicites, conditionnellement stables ou inconditionnellement stables en fonction du type d'algorithme utilisé [Chaboche et Cailletaud, 1996]. Dans cette thèse, nous utilisons les méthodes du type 'retour-radial' (ou return mapping) pour calculer les variables concernant le frottement et la plasticité. La correction anélastique se base sur les propriétés des surfaces seuil, notamment la loi de normalité [Ortiz et Simo, 1986]. L'intégration des équations se déroule en deux étapes.

Prédiction élastique

Dans la première étape, le déplacement total à l'instant *n+1* est connu

$$U_{n+1} = U_n + \Delta U \tag{2.50}$$

Par ailleurson suppose que tous les incréments des variables associées gérant l'évolution des mécanismes dissipatifs sont nuls.

$$\begin{cases} F_{n+1} = (1-d_{in})K_b U_{n+1} + \sup(d_i)\, K_b (U_{n+1} - U_n^{\pi}) + K_a\left(U_{n+1} - U_n^{p}\right) \\ F_{n+1}^{\pi} = \sup(d_{in})\, K_b (U_{n+1} - U_n^{\pi}) \quad et \quad F_{n+1}^{p} = K_a\left(U_{n+1} - U_n^{p}\right) \\ Z_{n+1} = Z_n \\ X_{n+1}^{\pi} = X_n^{\pi} = b_b \alpha_n^{b} \quad et \quad X_{n+1}^{p} = X_n^{p} = b_a \alpha_n^{p} \\ Y_{n+1}^{d} = \frac{1}{2} K_b \left(U_{n+1}\right)^2 \end{cases} \tag{2.51}$$

Correction anélastique

Il s'agit dans la deuxième étape d'une actualisation implicite des variables internes du modèle. En effet, comme le béton et l'acier ne sont pas couplés dans ce modèle, ils peuvent être traités séparément au point de vue numérique.

Endommagement

Tout d'abord pour le béton, on vérifie le critère d'évolution d'endommagement.

Si $(f^d)_{n+1} = Y^d{}_{n+1} - \left(Z_{n+1} + Y^0\right) < 0 \rightarrow \Delta d = 0 \text{et} \Delta z = 0$. On évalue les mécanismes suivants.

Si $(f^d)_{n+1} \geq 0$ alors l'endommagement et l'écrouissage isotrope évoluent. On peut les calculer directement à partir du taux restitution d'énergie de l'endommagement par la formule pré-intégrée exposée dans le paragraphe précédent

$$(d_i)_{n+1} = 1 - \frac{1}{1 + p(Y^d_{n+1} - Y^0)^q} \qquad (2.52)$$
$$(Z_i)_{n+1} = Z_n - (Y^d_{n+1} - Y^d_n)$$

Frottement et écrouissage cinématique

La correction dans un même incrément de pseudo temps de calcul consiste en une actualisation des variables internes à une déformation totale nulle. Les équations gérant les mécanismes de frottement et d'écrouissage sont intégrées de manière implicite en utilisant l'algorithme return mapping. Le multiplicateur plastique est obtenu en linéarisant la fonction seuil par rapport aux variables internes. Cette correction se fait lors de l'itération interne *i.*

$$(f^\pi)^{i+1}_{n+1} = (f^\pi)^i_{n+1} + \left(\frac{\partial f^\pi}{\partial F^\pi}\right)^i_{n+1} (\Delta F^\pi)^{\mathrm{i}}_{\mathrm{n+1}} + \left(\frac{\partial f^\pi}{\partial X^\pi}\right)^i_{n+1} (\Delta X^\pi)^{\mathrm{i}}_{\mathrm{n+1}} \approx 0 \qquad (2.53)$$

Comme la déformation totale et l'endommagement n'évoluent pas, l'effort de frottement et l'effort d'écrouissage sont actualisés par

$$(\Delta F^\pi)^i_{n+1} = -K_b \sup(d_{n+1})\,(\Delta U^\pi)^{i+1}_{n+1} = -K_b \sup(d_{n+1})(\Delta\lambda^\pi)^{i+1}_{n+1} \left(\frac{\partial \phi^\pi}{\partial F^\pi}\right)^i_{n+1} \qquad (2.54)$$
$$(\Delta X^\pi)^i_{n+1} = b_b(\Delta\alpha^\pi)^{i+1}_{n+1} = -b_b(\Delta\lambda^\pi)^{i+1}_{n+1} \left(\frac{\partial \phi^\pi}{\partial X^\pi}\right)^i_{n+1}$$

Introduisant les dernières équations dans l'hypothèse précédente, nous pouvons déduire le multiplicateur plastique

$$(\Delta\lambda^\pi)^{i+1}_{n+1} = \frac{(f^\pi)^i_{n+1}}{K_b \sup(d_{n+1})(\partial f^\pi/\partial F^\pi)^i_{n+1}(\partial\phi^\pi/\partial F^\pi)^i_{n+1} + b_b(\partial f^\pi/\partial X^\pi)^i_{n+1}(\partial\phi^\pi/\partial X^\pi)^i_{n+1}} \qquad (2.55)$$

Les variables internes sont actualisées

$$(U^\pi)^{i+1}_{n+1} = (U^\pi)^i_{n+1} + (\Delta\lambda^\pi)^{i+1}_{n+1}(\partial\phi^\pi/\partial F^\pi)^i_{n+1}$$
$$(F^\pi)^{i+1}_{n+1} = (F^\pi)^i_{n+1} - K_b \sup(d_{n+1})(\Delta\lambda^\pi)^{i+1}_{n+1}(\partial\phi^\pi/\partial F^\pi)^i_{n+1} \qquad (2.56)$$
$$(X^\pi)^{i+1}_{n+1} = (X^\pi)^i_{n+1} - (\Delta\lambda^\pi)^{i+1}_{n+1}(\partial\phi^\pi/\partial X^\pi)^i_{n+1}$$

Les itérations *i*continuent jusqu'à ce qu'un critère d'arrêt soit vérifié. Ce dernier assure que la valeur finale de la fonction seuil f^{π} soit devenue suffisamment petite par rapport à la première estimation après l'initialisation élastique

$$\frac{(f^{\pi})_{n+1}^{i}}{(f^{\pi})_{n+1}^{0}} \leq \delta_{tol} \tag{2.57}$$

Plasticité et écrouissage cinématique

L'intégration de la plasticité est faite de manière identique que celle du frottement. D'abord on linéarise la fonction seuil

$$(f^{p})_{n+1}^{i+1} = (f^{p})_{n+1}^{i} + \left(\frac{\partial f^{p}}{\partial F^{p}}\right)_{n+1}^{i} (\Delta F^{p})_{\mathrm{n+1}}^{\mathrm{i}} + \left(\frac{\partial f^{p}}{\partial X^{p}}\right)_{n+1}^{i} (\Delta X^{p})_{\mathrm{n+1}}^{\mathrm{i}} \approx 0 \tag{2.58}$$

Les efforts sont actualisés par

$$\begin{aligned} (\Delta F^{p})_{n+1}^{i} &= -K_a(\Delta U^{p})_{\ n+1}^{i+1} = -K_a\,(\Delta\lambda^{p})_{n+1}^{i+1} \left(\frac{\partial \phi^{p}}{\partial F^{p}}\right)_{n+1}^{i} \\ (\Delta X^{p})_{n+1}^{i} &= b_a(\Delta\alpha^{p})_{\ n+1}^{i+1} = -b_a(\Delta\lambda^{p})_{n+1}^{i+1} \left(\frac{\partial \phi^{p}}{\partial X^{p}}\right)_{n+1}^{i} \end{aligned} \tag{2.59}$$

Le multiplicateur est déterminé par l'hypothèse de linéarisation de la fonction seuil

$$(\Delta\lambda^{p})_{n+1}^{i+1} = \frac{(f^{\pi})_{n+1}^{i}}{K_a(\partial f^{p}/\partial F^{p})_{n+1}^{i}(\partial \phi^{p}/\partial F^{p})_{n+1}^{i} + b_a(\partial f^{p}/\partial X^{p})_{n+1}^{i}(\partial \phi^{p}/\partial X^{p})_{n+1}^{i}} \tag{2.60}$$

Le processus est réitéré jusqu'à convergence conditionnée par un critère d'arrêt identique au paragraphe précédent. La grandeur des critères est choisie autour de 10^{-5} et 10^{-7}.

$$\frac{(f^{a})_{n+1}^{i}}{(f^{a})_{n+1}^{0}} \leq \delta_{tol} \tag{2.61}$$

En utilisant des propriétés de la normalité des surfaces seuils, l'intégration à chaque itération ne porte uniquement que sur le calcul des multiplicateurs qui permet d'avoir une efficacité de la méthode en terme numérique.

3.3. Validation en chargement statique

La validation du modèle dans le cas de chargements statiques s'effectue en comparant la réponse numérique aux essais d'identification. Pour un cas monotone avec décharge sur le Ruptal, la version endommageable-frottant avec la plasticité parfaite est adoptée. Afin de pouvoir confronter les résultats, différentes décharges ont été réalisées.

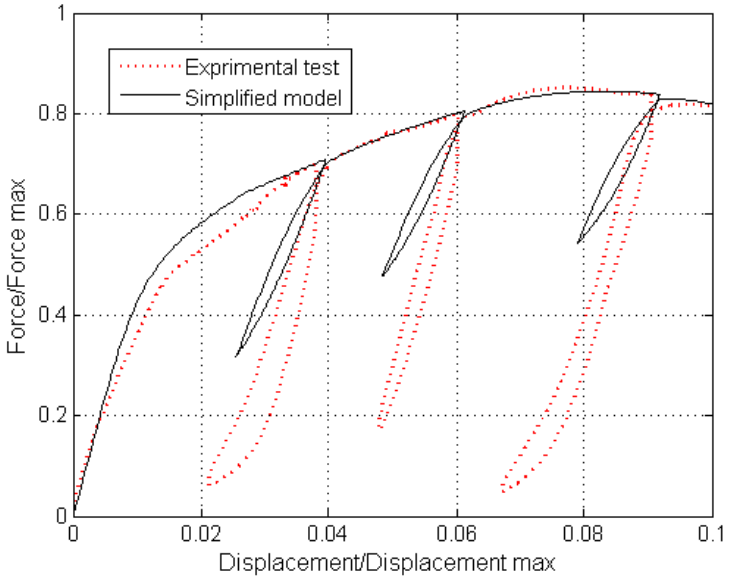


Figure 2.10 : Modèle numérique de Ruptal-comparaison à l'expérimentation

Une bonne concordance entre les réponses est notée. Le modèle réussit à reproduire un comportement adoucissant typique du béton avec la forte dégradation de la raideur. Lors de décharge et recharge, les boucles d'hystérésis apparaissent. Nous remarquons aussi une différence entre la pente des boucles numériques et expérimentales. L'origine de ce décalage est due aux conditions limites mal maitrisées pendant l'essai. A cause de la rotation des murs, la raideur en décharge est plus importante que la raideur élastique ce qui n'est pas convenable en réalité. La déformation résiduelle provient de la plasticité de l'acier et de l'endommagement du béton.

La réponse en cyclique est validée à l'aide de l'essai d'identification sur le Rutherma. La comparaison sur l'extrait de l'essai est présentée. La gestion des variables d'endommagement permet de décrire l'effet unilatéral et d'avoir un comportement symétrique par rapport aux sens de chargement. Le couplage du béton endommageable-frottant et de l'acier plastique conduit à une adéquation satisfaisante sur le parcours de décharge et de recharge cyclique.

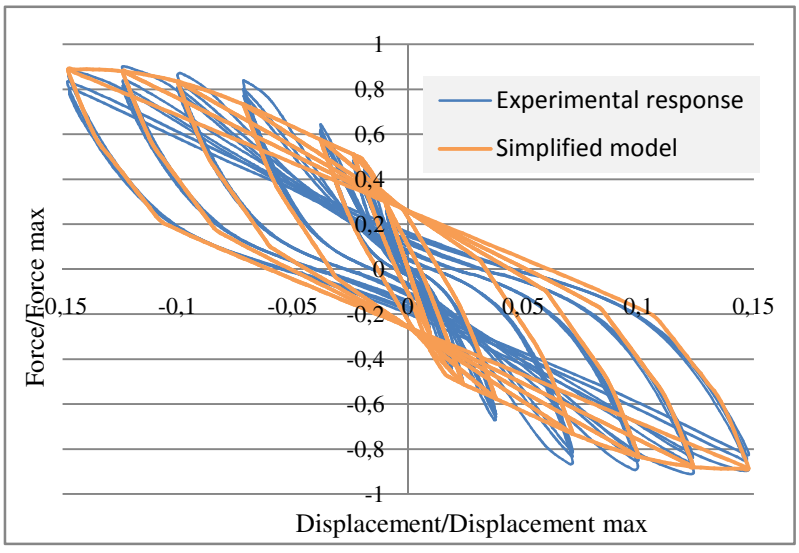


Figure 2.11 : Modèle numérique de Rutherma-réponse sous chargement cyclique

4. Identification des paramètres et Analyses paramétriques

Dans cette section, on s'intéresse à l'identification des paramètres du modèle proposé. Nous proposons une méthodologie pour déterminer efficacement les paramètres en se basant sur les résultats des analyses numériques et expérimentales. Des premières études paramétriques sont également présentées afin de mettre en évidence l'influence de chaque paramètre sur la réponse du modèle ainsi que son sens physique associé aux mécanismes locaux.

Paramètres	Sens physique	Unité
K_a, K_b	Rigidité initiale	Nm^{-1}
Y^0	Seuil initial en énergie de l'endommagement	Nm
p	Forme de l'évolution de l'endommagement	$N^{-1}m^{-1}$
q	Forme de l'évolution de l'endommagement	*Sans unité*
b_b, b_a	Module des écrouissages cinématiques	Nm^{-1}
a_b, a_a	Module des écrouissages cinématiques associé à la partie nonlinéaire	N^{-1}
F_0^p	Seuil en effort de la plasticité	N

Tableau 2.3 : Description des paramètres du modèle

Paramètres										
	K_a	K_b	Y^0	p	q	b_b	b_a	a_b	a_a	F_0^p
Ruptal	-	-	0.5	4.0E-4	1.055	1.0E7	0	4.0E-4	0	4.0E3
Rutherma	-	-	30.0	4.82E-2	0.525	3.5E7	4.5E5	9.0E-4	5.4 E-4	8.0E4

Tableau 2.4 : Paramètres du modèle :Ruptal et Rutherma

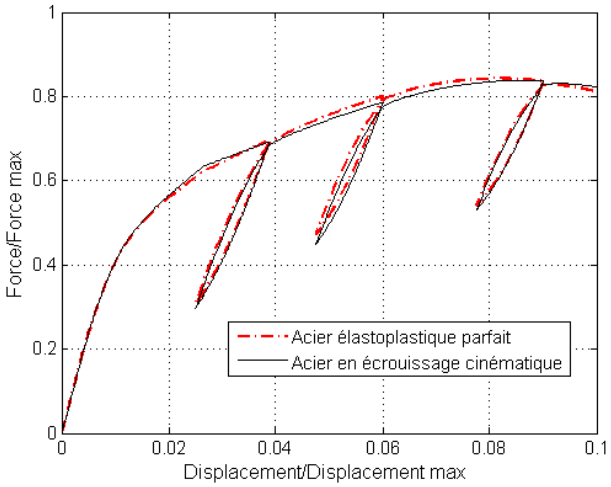


Figure 2.12: Modèle de Ruptal avec l'acier élastoplastique parfait

Le modèle contient 10 paramètres. Typiquement pour les modèles macroélément, les paramètres ne sont valables que pour une configuration (adaptés à une géométrie, un matériau). Par conséquent, les démarches d'identification doivent être refaites pour une nouvelle structure. A titre d'exemple, nous présentons des analyses paramétriques concernant le Ruptal. Dans un assemblage, certains mécanismes dominent et d'autres perdent de leur importance. Les paramètres associés aux derniers peuvent donc être ignorés en fonction du type de rupteur modélisé. Par exemple pour le Ruptal, un modèle élastoplastique parfait est apte à modéliser le comportement de l'acier. Une comparaison des résultats donnés par la version initiale et par la version sans écrouissage cinématique a été réalisée (figure 2.12). La différence entre deux solutions est négligeable. Cette remarque nous permet de réduire le nombre des paramètres de dix à huit.

Il y a trois groupes de paramètres à identifier. Les paramètres élastiques, les paramètres d'endommagement et les paramètres de frottement et de plasticité. L'identification et les analyses paramétriques seront exposées dans l'ordre de ces trois groupes.

Paramètres élastiques

Les deux paramètres élastiques représentent respectivement la raideur élastique de la partie de béton et celle d'acier dans le rupteur. Ils peuvent être identifiés de deux façons : analyse numérique ou essai d'identification. La première se base sur le résultat de l'analyse de la répartition de raideur réalisée dans le chapitre 1. K_b et K_a sont les deux pentes initiales de la courbe du Ductal seul et celle de l'acier seul.

Ces paramètres peuvent être obtenus expérimentalement si on réussit à séparer ces deux matériaux. Les essais sur les rupteurs découpés seront réalisés en respectant le même protocole que des essais d'identification avec l'assemblage origine. Les valeurs de K_b et K_a sont également les pentes élastiques des courbes de l'effort en fonction de déplacement.

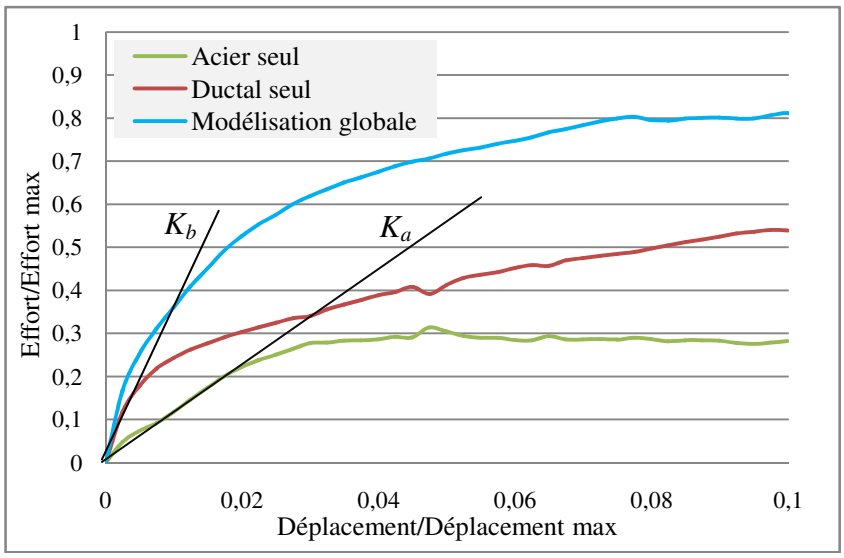


Figure 2.13 : Raideurs élastiques de la partie du béton et celle de l'acier

Paramètres d'endommagement

L'endommagement peut être calculé directement à partir du déplacement U suivant l'expression 2.52. Il y a trois paramètres intervenant à son évolution. Le premier paramètre est le seuil initial d'endommagement, exprimé en énergie Y^0. La structure doit dépasser cette limite pour que le mécanisme d'endommagement s'initie. Plus Y^0 est important, plus l'assemblage s'endommage tard. Il est obtenu simplement si on connaît le seuil en déplacement et la raideur élastique de la partie béton

$$Y^0 = \frac{1}{2} K_b (U^0)^2 \tag{2.62}$$

La valeur du seuil de déplacement est déterminée soit par les résultats des essais soit par les modélisations. Ce point se trouve au premier changement de raideur suivant la zone élastique. La figure2.14 présente la comparaison entre l'évolution de l'endommagement en fonction du déplacement du modèle et celle de l'analyse micromécanique tridimensionnelle (section 3.2.3, chapitre1).

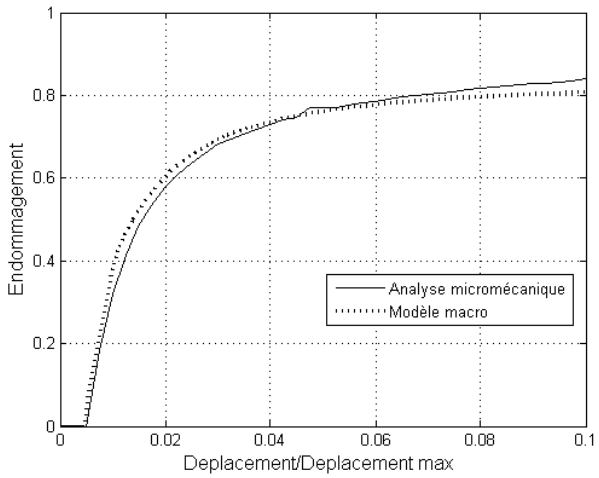


Figure 2.14 : Identification des paramètres d'endommagement

Les deux paramètres p et q gouvernent l'évolution de l'endommagement. Pour pouvoir évaluer l'influence de ces paramètres sur la réponse du modèle, on fait évoluer indépendamment chacun autour des valeurs de référence calibrées par les résultats des essais. q a tendance à contrôler la vitesse de l'endommagement dès la sortie de la zone élastique avant atteindre le pic. En revanche$p$ gère la valeur de l'endommagement au pic. Plus p est important, moins l'effort maximal est important (figure 2.15, 2.16).

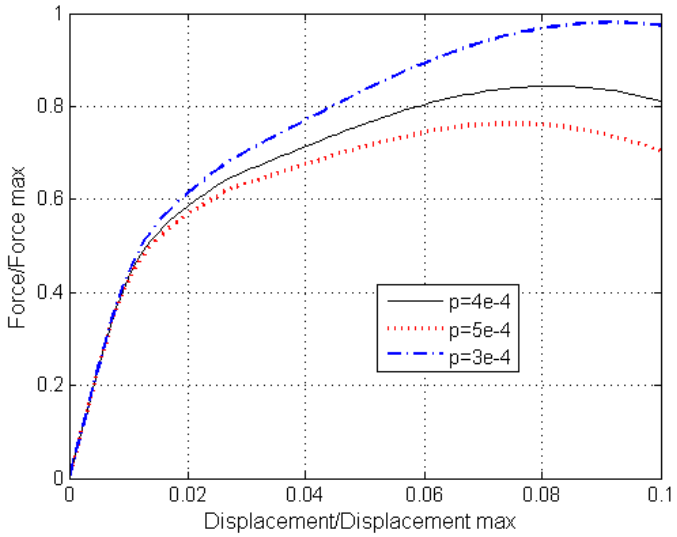


Figure 2.15 : Influence du paramètre p sur la réponse en monotone

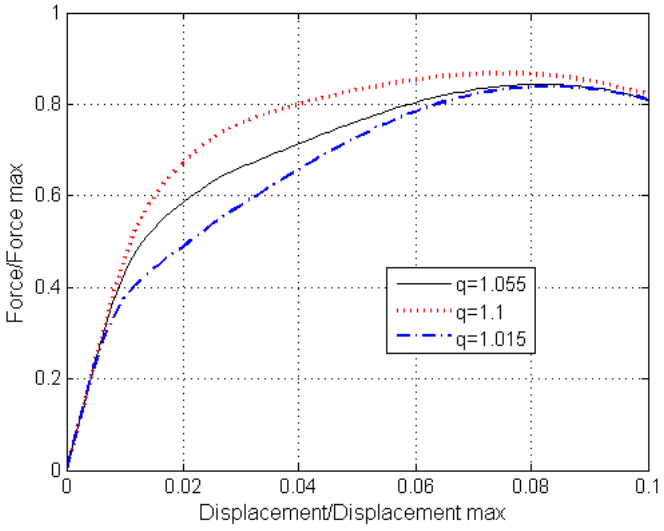


Figure 2.16 : Influence du paramètre q sur la réponse en monotone

Paramètres de frottement

Pour les paramètres liés au frottement et au glissement, il n'est pas possible de les déduire directement à partir de l'expérimentation ou de la modélisation numérique. Nous effectuons alors des analyses de sensibilité paramétrique du modèle autour des valeurs de référence calibrées par des essais d'identification. Les paramètres a_b et b_b évoluent indépendamment dans ces analyses.

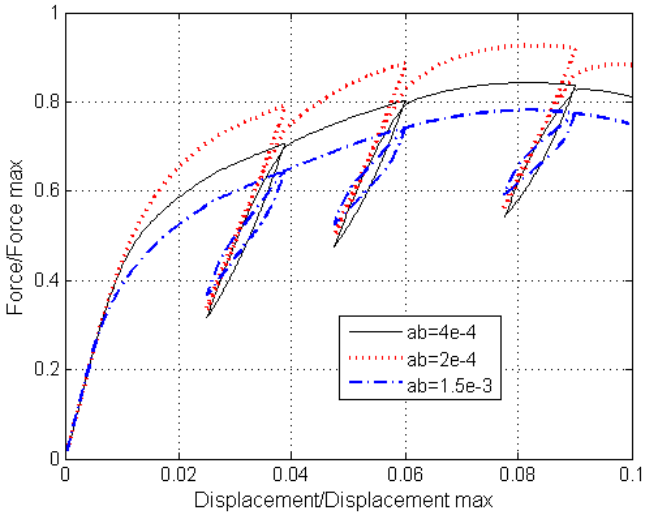


Figure 2.17 : Influence du paramètre de frottement a_b

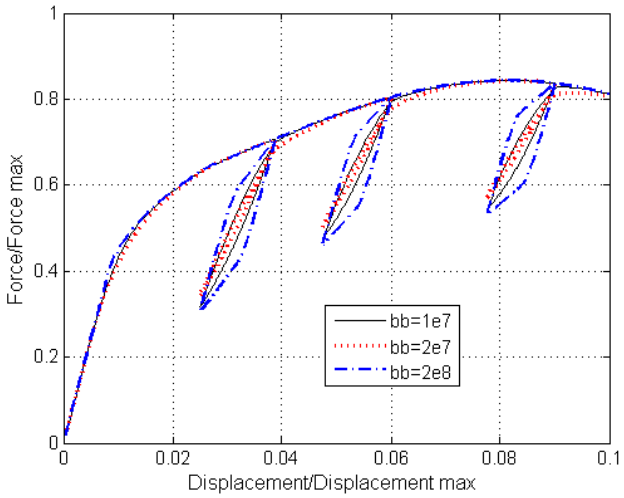


Figure 2.18 : Influence du paramètre de frottement b_b

De l'analyse de ces courbes, nous pouvons remarquer que le paramètre b_b n'agit que sur la taille des boucles d'hystérésis en chargement cyclique, donc sur l'intensité de la déformation permanente. Identiquement aux modèles endommageable-frottant [Ragueneau, 1999], [Richard, 2010], une valeur importante de b_b conduit à une saturation rapide de l'écrouissage cinématique alors qu'une valeur faible permet de reproduire des parties de transition plus importantes dans les boucles (figure 2.18). En revanche, le paramètre a_b gère la nonlinéarité du module sécant par rapport au module élastique en décharge. La phase de décharge-recharge peut être plus ou moins linéaire en fonction de ce paramètre. Il intervient également à la contrainte de frottement. Une augmentation du paramètre $a_b$va engendrer une déformation résiduelle importante en décharge, ce qui est explicable physiquement car cette dernière est liée directement à la contrainte de frottement. L'effet de ce paramètre d'écrouissage se voit aussi sur l'effort total (figure 2.17).

Paramètres de plasticité

Les mêmes études ont été effectuées avec les paramètres a_a et b_a qui gèrent l'évolution de la plasticité de l'acier. Ces deux permettent d'agir sur l'effort plastique atteint dans la transition de l'écrouissage. Une diminution de la valeur a_a conduit à un effort plus important tandis que la tendance inverse est observée avec le paramètre b_a.

Bilan

Dans cette section, les aspects concernant l'identification des paramètres ont été exposés. Parmi les paramètres, certains peuvent être identifiables directement à partir des essais ou des modélisations éléments finis comme ceux d'élasticité ou d'endommagement. Par contre, pour les paramètres de frottement et de plasticité, une analyse paramétrique est nécessaire pour les calibrer en fonction des résultats expérimentaux. Le sens physique de chacun est également présenté. Du fait de la particularité des modèles se basant sur le concept macroélément, aucune référence des paramètres n'est proposée. Leurs valeurs varient en fonction de la structure modélisée, il exige donc d'adopter un protocole contenant des essais et des analyses numériques pour chaque identification.

5. Conclusions

Ce chapitre avait pour objectif de présenter différents aspects concernant l'élaboration du modèle numérique simplifié. Ce modèle couplant le comportement du béton et celui de l'acier représente divers phénomènes : élasticité, endommagement, frottement-glissement, plasticité.

Dans un premier temps, un état de l'art synthétique des méthodes de calcul numérique a été abordé. Différentes approches ont été mentionnées: calculs règlementaires, modèles locaux, modèles globaux. Dans le cadre de la thèse sur les rupteurs thermiques, nous nous concentrons sur les modèles d'endommagement du béton. Les avantages et les limitations de chaque description ont été discutés. Cette étape nous permet de positionner le problème étudié, ainsi que de justifier nos choix concernant la base théorique, l'échelle de modélisation et les variables internes intégrées dans le modèle simplifié.

En second lieu, on présente une classe d'équations constitutives permettant de construire la loi de comportement de rupteur thermiques se basant sur la thermodynamique des processus irréversibles. Le concept macroélément a été choisi pour le modèle simplifié. Différents mécanismes nonlinéaires sont considérés. Un couplage direct du béton endommageable et de l'acier plastique pour modéliser les assemblages est adopté. Le phénomène d'hystérésis dû au frottement et au glissement entre les lèvres des fissures du béton et entre les éléments est intégré. Ce modèle est écrit pour un rupteur générique et s'adapte à la modélisation de différentes familles de rupteur.

Les démarches de la mise en œuvre numérique du modèle dans un code éléments finis ont été présentées en troisième lieu. En premier l'élément particulier de type joint unidimensionnel a été développé dans Cast3m pour la liaison de rupteur ou des problèmes interaction sol-structure [Vassaux, 2011]. Les modifications menées au sein du code de calcul sur la cinématique de l'élément permettent d'élaborer un nouveau support élément fini simple avec un seul point de Gauss. Cet élément s'adapte à l'intégration des lois basées sur le concept macroélément et palie

les problèmes numériques liés à la longueur nulle de la liaison. Ensuite, le modèle de comportement de rupteur est implanté via l'intégration numérique des lois constitutives. Les algorithmes implicites de type return mapping ont été choisis pour calculer l'évolution des mécanismes de frottement et de plasticité. Ce choix assure en même temps l'efficacité et la robustesse en terme numérique. De premiers exemples de modélisation réalisés en comparaison aux essais d'identification sur le Ruptal et le Rutherma permettent de valider le modèle dans le cas statique.

Enfin, une méthodologie concernant l'identification des paramètres du modèle de rupteur a été proposée. Cette démarche s'appuie principalement sur les résultats des essais d'identification à l'échelle élément structural et des analyses micromécaniques numériques.

Partie 2

Rupteurs thermiques dans les bâtiments

Chapitre 3

Validation du modèle par les essais Pseudodynamiques

Dans le chapitre précédent, un modèle numérique basé sur le concept de macroélément a été proposé pour décrire le comportement des rupteurs thermiques. Intégré dans un code d'éléments finis, ce dernier offre la capacité de réaliser rapidement des calculs nonlinéaires à l'échelle du bâtiment et répond au besoin d'un nombre conséquent de données d'entrées pour des analyses fiabilistes. Cette proposition est validée en statique par les essais à l'échelle de l'élément de structure. Afin de prouver que ce modèle est également apte à la description des rupteurs sous sollicitations sismiques, il est indispensable de le valider expérimentalement sous des chargements dynamiques. Tenant compte des difficultés d'effectuer des essais dynamiques à l'échelle réelle, nous adoptons la technique de l'essai pseudodynamique avec sous-structuration qui est utilisée au LMT depuis ces dernières années pour valider des développements numériques [Souid, 2008], [Lebon, 2011].

En premier lieu, un état de l'art sur différentes approches expérimentales appliquées dans le Génie parasismique sera présenté. L'objectif est de positionner le problème ainsi que justifier notre choix sur la méthode poursuivie. Cette dernière doit non seulement être capable de tester une structure à l'échelle globale mais aussi de s'adapter aux matériels expérimentaux disponibles. La technique pseudodynamique est donc détaillée afin de clarifier davantage le principe et la pertinence des essais hybrides par rapport à notre recherche. Différentes méthodes de couplage des sous-structures sont également présentées dont l'analyse globale. Une extension par l'actualisation de raideur sera proposée pour améliorer la performance du couplage par pénalisation, proposé initialement dans [Lebon, 2011].

Une grande partie de ce chapitre est dédiée à la réalisation des essais pseudodynamiques sur les rupteurs thermiques. Ces tests hybrides permettent d'étudier le comportement des rupteurs sous sollicitations sismiques en prenant en compte des effets structuraux provenant de son environnement ainsi que les effets dynamiques. Les essais montrent donc la faisabilité de réaliser un fort couplage numérique-expérimental et offrent l'opportunité d'utiliser une telle technique d'expérimentation. Une confrontation du résultat numérique par le modèle proposé et celui des essais PsDs permet d'évaluer l'admissibilité du modèle numérique.

Sommaire

1. Approches expérimentales en Génie Parasismique 85
   1.1. Expérimentation intégrant des séismes réels 85
   1.2. Essai quasi-statique 86
   1.3. Essai sur la table vibrante 86
   1.4. Essais en centrifugeuse 88
   1.5. Essais Pseudodynamiques 89
2. Méthodes de couplage d'analyse hybride 95
   2.1. Méthodes de décomposition de domaines 96
   2.2. Méthode de couplage global (semi-global) 102
3. Validations : Essais pseudodynamiques sur les rupteurs thermiques 106
   3.1. Sous-structures des tests pseudodynamiques 107
   3.2. Chargements 111
   3.3. Instrumentation et Protocole expérimental 112
   3.4. Analyse des résultats 115
   3.5. Conclusion sur les essais pseudodynamiques 121
4. Conclusion 121

1. Approches expérimentales en Génie Parasismique

Malgré le développement remarquable des techniques numériques et des outils de calcul, l'étude expérimentale reste toujours une méthode majeure pour étudier des structures sous séisme. Les objectifs des essais sont nombreux. Tout d'abord cela peut être une simple qualification des équipements ou des structures sous chargement sismique pour assurer qu'ils demeurent fonctionnels pendant ou après un tremblement de terre. Ce type d'essai est souvent réalisé sur les tables vibrantes afin de reproduire une excitation aussi réaliste que possible. Plus couramment, les essais servent à valider des modèles numériques sur différents points : maillage, hypothèses adoptées, paramètres du modèle, conditions limites ou domaine d'application….Ces derniers s'effectuent souvent sur un prototype en confrontant les mesures aux résultats numériques. A la fin, on peut mentionner également l'utilisation des essais dans la validation des normes ou des constructions spéciales. Il semble que l'expérimentation soit la manière la plus judicieuse pour valider ces dernières.

En fonction des enjeux et du problème visé, différentes structures peuvent être testées expérimentalement telles que des structures complètes ou des éléments structuraux. Les essais sur les structures complètes à l'échelle réelle ou à l'échelle réduite permettent de comprendre leurs réponses globales ainsi que le comportement local de leurs composantes. La comparaison avec les résultats numériques se fait en termes de variables globales comme le déplacement ou les efforts externes car la mesure des efforts internes est plus ou moins complexe. En général, ces essais donnent des informations réalistes. Cependant ils sont souvent onéreux à cause de la lourdeur de la mise en œuvre tandis que l'interprétation des résultats n'est pas toujours évidente. Par contre, les essais sur les éléments structuraux coûtent moins chers mais ne révèlent que des informations de type local. A cette échelle, les essais s'effectuent par des séries d'échantillons et peuvent être comparés aux calculs numériques d'un élément individuel ou dans la structure globale.

Mis à part le type d'éprouvette testée, la classification des techniques expérimentales peut se réaliser suivant plusieurs critères. Dans cette section, nous classons les approches en fonction de la nature du chargement appliqué lors de l'essai. Afin d'avoir un bref background, dans un premier temps, des types d'essai classiques seront mentionnés : essai quasi-statique, essai sur la table vibrante et essai en centrifugeuse. A la fin, la plus jeune méthode d'expérimentation, l'essai pseudodynamique, sera détaillée pour justifier notre choix sur la technique adoptée ultérieurement.

1.1. Expérimentation intégrant des séismes réels

L'étude sismique basée sur des séismes réels est l'approche la plus naturelle dans le génie parasismique. Elle a été utilisée dès le premier jour du génie parasismique et est encore valable jusqu'à nos jours pour vérifier et calibrer le dimensionnement des constructions. Cette méthode est la manière la plus réaliste pour comprendre le fonctionnement d'un ouvrage pendant un tremblement de terre. Des informations enregistrées « in situ » permettent d'évaluer l'état d'endommagement, la vulnérabilité et la perte de résistance de la structure ou des équipements contenus dans la structure. Cela sert également à prédire le comportement des ouvrages similaires. L'intérêt incomparable de cette technique est la capacité d'étudier la situation réelle. Cependant, l'utilisation de l'expérimentation sur les séismes réels est limitée car il est impossible de prévoir l'arrivée de l'événement, son intensité ou le type de signal… De plus les enregistrements expérimentaux ne sont pas suffisants pour donner toutes les informations

significatives pour le génie parasismique. Pour ces raisons, cette méthode est utilisée plutôt pour enrichir des archives et pour les missions de post-séisme.

1.2. Essai quasi-statique

L'essai statique est depuis toujours une approche très utilisée dans la recherche concernant le génie civil. Cette technique permet de tester statiquement des structures afin de comprendre leur comportement sismique. Sur une structure complète ou sur un des ses éléments, les essais statiques mettent en évidence des phénomènes physiques, des mécanismes nonlinéaires et donnent une première estimation de la ductilité et de la résistance de la structure étudiée. Différents types de chargement peuvent être imposés : monotone, alterné, cyclique, en déplacement ou en effort [Qi and Pantazopolou, 1991], [La-Borderie, 1991], [Tremblay, 2001], [Taylor, 2002], [Pinho, 2007]. Si les essais de type « push over » sont réalisés jusqu'à un déplacement donné et permettent de déterminer la capacité portante ainsi que les zones sensibles, les essais cycliques clarifient des aspects importants de la réponse sismique des structures dus à la répétition des excitations. L'étude sur les effets multiaxiaux est plus accessible en statique [Carvalho, 1979], [Qui, 2001]. En général les essais sont relativement 'simples' à réaliser et ne demandent pas des équipements complexes pour l'installation ainsi que pour le système d'application des efforts. Ils permettent donc des expérimentations peu onéreuses.

Cependant, l'essai sur un élément structural exige une attention particulière sur le choix des conditions aux limites pour que ces dernières soient cohérentes avec la réalité d'une structure complète. La détermination des déplacements imposés est parfois délicate afin d'obtenir des résultats représentatifs et interprétables pour le problème dynamique. En effet, dans ces essais, aucun effet dynamique ni interaction entre le chargement et la variation des caractéristiques de la structure ne sont pris en compte. Ce point rend les essais statiques moins réalistes pour une description parasismique.

Malgré ses limitations, l'essai cyclique statique reste un important outil dans le génie parasismique grâce à son côté « low cost ». Notamment cette famille d'essai est toujours valable pour valider des développements numériques, pour vérifier de nouvelles structures ou de nouveaux matériaux [Carvalho, 1998].

1.3. Essai sur la table vibrante

La table vibrante permet de réaliser des essais dynamiques sur la structure en appliquant des accélérations réelles à sa base. En général, la table vibrante se compose d'une plateforme sur laquelle la structure est fixée, d'un système de vérins, d'une masse de réaction en béton et d'un système de pilotage. La table 1 présente les caractéristiques de certaines tables vibrantes en service dans le monde entier. La table Azalée est un exemple pour illustrer les composants d'une table sismique (figure 3.1). La table est considérée comme rigide, en métal (Azalée – CEA, table Bristol) ou en béton (UC Berkeley). Actuellement, les tables peuvent reproduire des signaux de séisme jusqu'à six degrés de liberté (3 déplacements et 3 rotations) afin de représenter le mieux possible le mouvement sismique tridimensionnel. Dans ce cas, un système sophistiqué de contrôle est exigé pour pouvoir gérer le couplage entre ces degrés de liberté. Le mouvement de la table est gouverné par des vérins qui sont souvent hydrauliques et liés à une masse importante pour exercer les efforts sans engendrer de vibrations. Ils permettent de réaliser de longues courses et des efforts importants (jusqu'à 2 mètres de déplacement et 1200 tonnes avec la table E-Defence au Japon). La performance des vérins est aussi un critère important pour classifier des

tables car le système hydraulique doit être capable de fournir un débit suffisant pour reproduire les accélérations demandées.

Localisation	Dimensions (m)	Degrés de liberté	Masse utile (Tonne)	Course max (mm)	Fréquence max (Hz)
Miki, Japon	20x15	6	1200	±2000	50
Aichi, Japon	6x11	1	136	±1000	50
Pusan, Corée du Sud	5x5	2	600	±1000	60
CEA, France	6x6	6	100	±700	50
Berkeley, USA	6,1x6,1	6	45	±762	20

Table 3.1 : Caractéristiques de certaines tables vibrantes dans le monde

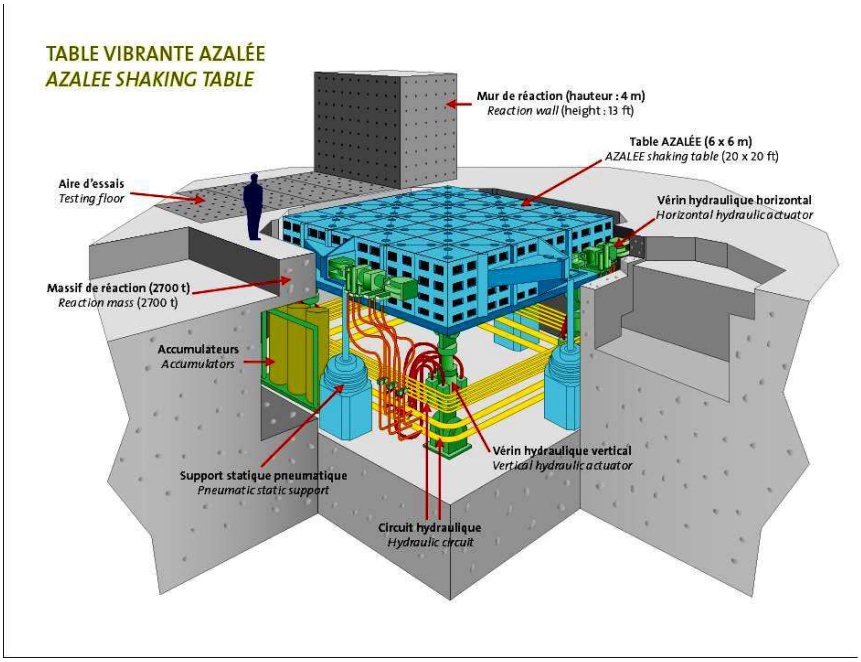


Figure 3.1 : Table vibrante Azalée-CEA Saclay

Jusqu'à ce jour, la table vibrante est la méthode la plus réaliste pour étudier la réponse sismique d'une structure dans un laboratoire. Actuellement la table la plus puissante du monde E-Defence, peut tester un bâtiment réel complet de 6 étages (figure 3.2). Pourtant, en raison de la limite de la puissance des équipements et pour pouvoir tester des ouvrages importants jusqu'à leur état ultime, dans la plupart de cas, la structure n'est pas à l'échelle réelle mais à l'échelle réduite. Ce concept pose des problèmes de dimensionnement et de traitement des résultats. En effet, pour que l'essai soit représentatif de la réalité, il faut bien déterminer les coefficients de similarité. Ces derniers concernent non seulement la géométrie du corps d'épreuve mais aussi la relation contrainte-déformation dans les matériaux, la masse, la force de gravité et les conditions limites.

Dans la pratique, le plus grand travail concerne donc le choix des séries testées ainsi que le traitement des résultats. Pour étudier l'endommagement de la structure sous différents séismes, la structure est testée avec une chaine de séismes d'intensité progressivement croissante alors qu'il est nécessaire de tester individuellement les éprouvettes similaires vierges sous chaque intensité. Dans un même temps, l'interprétation des résultats n'est pas toujours simple avec la présence de la table rigide dans l'ensemble structure-table, surtout une fois que la rigidité de la structure est modifiée de manière importante du fait de nonlinéralité. L'effet d'échelle de la structure doit être pris en compte. Concernant les équipements, il est important de noter que malgré une importante puissance en termes d'effort et d'amplitude de course, les vérins hydrauliques induisent une forte distorsion du signal. De plus, le plus grand reproche de cette méthode d'expérimentation est son coût important pour l'investissement sur les équipements et la complexité de la mise en place. Pour ces raisons, le nombre d'essais sur la table vibrante reste limité dans certains laboratoires de recherche.

Figure 3.2 : Test d'un bâtiment en bois à l'échelle réelle sur E-Defence –Miki Japon

1.4. Essais en centrifugeuse

Les essais en centrifugeuse se retrouvent initialement dans le domaine géotechnique. Le système permet de reproduire une gravité artificielle plus importante que celle naturelle, donc un état de contrainte souhaité dans l'échantillon de sol. Cette idée date de la fin du 19e siècle et a été mise en pratique à partir des années 30. En génie parasismique, cela a pour but de résoudre le problème concernant la masse de la structure à l'échelle réduite. En effet pour avoir une équivalence en accélération, il faut augmente le poids volumique des matériaux à l'inverse du facteur de réduction en taille. Dans un essai sur une structure en BA, nous devons ajouter des masses réparties mais cette solution n'est pas toujours convenable. La deuxième solution est donc d'utiliser ce dispositif pour augmenter la gravité, donc la masse volumique de la structure.

En général, une centrifugeuse est composée d'un bras tournant autour d'un axe vertical symétrique lié d'un côté à une nacelle dans laquelle l'éprouvette est placée et de l'autre côté un appareil d'équilibre. La taille de la structure testée est de l'ordre d'un mètre dans chaque direction. Le chargement dynamique est appliqué à l'aide des vérins hydrauliques ou électrodynamiques installés dans la nacelle. Ce système est lié à un dispositif complexe pour limiter l'instabilité globale. La classification des centrifugeuses peut se faire en se basant sur différents critères : rayon nominal, dimension de l'éprouvette pouvant y être testée, performance de la machine qui est l'accélération maximale en fonction de la masse. La table 3.2 présente les caractéristiques de certaines centrifugeuses dans le monde.

Localisation	Rayon (m)	Accélération max (g)	Charge utile (T)	Coefficient d'accélération (g.T)
Californie, USA	9,14	300	3,6	1080
Obayashi, Japon	6,6	50	3,0	700
Delft Geo, Pays-Bas	6,0	400	5,5	2200
LCPC, France	5,5	200	2,0	200

Table 3.2 : Caractéristiques de certaines centrifugeuses dans le monde

1.5. Essais Pseudodynamiques

Malgré le réalisme d'un essai sur table vibrante, l'utilisation de cette méthode est restreinte avec la limitation de la taille de la structure testée. Il est possible en même temps de fixer la base de la structure sur la plateforme et d'appliquer les actions sismiques sur certains endroits significatifs du corps d'épreuve à l'aide des vérins hydrauliques. A priori, les vérins dynamiques offrent la possibilité de tester des structures en temps réel et de reproduire expérimentalement des phénomènes visqueux. Cependant pour exercer en temps réel un déplacement ou effort conséquent, il faut que les vérins soient performants, adaptés à la taille importante de la structure. Pour contourner ce problème, le concept pseudodynamique a été proposé. Cette technique sera détaillée afin de justifier notre choix concernant la méthode expérimentale pour valider le modèle numérique développé précédemment en dynamique.

En effet, l'essai pseudodynamique est la méthode expérimentale la plus récente dans le génie parasismique. Bien connu aussi dans la littérature anglophone sous le nom « hybrid simulation » ou « hardware-in-the-loop simulation », cette technique est une approche couplée de l'expérimentation et de la modélisation pour étudier le comportement dynamique des structures. Un essai est composé de deux systèmes exécutés en parallèle et en interaction: un modèle physique et un modèle numérique. L'idéal est de modéliser tous les effets dynamiques de la structure (effets visqueux, effet d'inertie) dans la partie numérique pour qu'un essai en temps dilaté soit suffisant pour la partie expérimentale [Dermitzakis, 1985], [Pegon, 1996], [Nakashima, 1990], [Pinto, 2006]. Cette méthode est encore peu utilisée en France mais bien développée dans le monde entier, notamment dans le domaine du génie civil, de l'automobile et de l'aéronautique.

Initialement proposée par des chercheurs japonais, l'essai pseudodynamique date d'une quarantaine d'années et ne cesse de s'améliorer. L'objectif est d'avoir des informations importantes sur le comportement sismique des structures sans utiliser la table vibrante. Le premier test a été réalisé sur un système à un degré de liberté [Hakuno *et al.*, 1969]. Un vérin électromagnétique produisait un chargement statique et un ordinateur analogique résolvant les équations de mouvement en prenant en compte l'amortissement et l'effort d'inertie. Avec le développement des ordinateurs numériques, les travaux développés ultérieurement [Takanashi, 1975] mettent en place la forme actuelle des essais hybrides. En effet, en analysant un système discret de masse – ressort avec le temps, ils ont démontré que dans un essai pseudodynamique, le chargement n'était plus nécessairement en temps réel. Cela permet d'étudier le comportement dynamique des structures en utilisant un chargement quasi-statique comme dans un essai classique. Le principe de cette technique expérimentale est illustré dans la figure 3.3 [Nakashima, 2008].

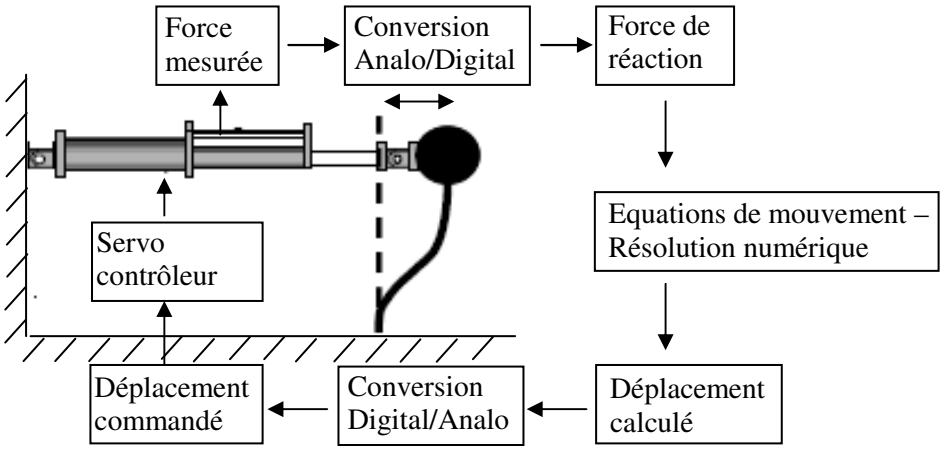


Figure 3.3 : Schéma d'essai PsD d'une structure à 1 degré de liberté

Les avantages des essais pseudodynamiques sont multiples. D'abord, cette technique concilie la simplicité d'un essai quasi-statique et le réalisme d'un essai dynamique. Il est possible désormais d'étudier le comportement dynamique d'une structure avec les équipements statiques, ce qui offre aux laboratoires une nouvelle flexibilité d'expérimentation. En temps dilaté, l'essai devient plus facile à contrôler, surtout à mesurer et à observer. Avec la technique de sous-structuration, les matériels expérimentaux peuvent être concentrés uniquement dans la partie la plus critique de la structure globale, cela permet de réduire considérablement le coût final des essais [Molina *et al.,* 2002], [Pegon et Pinto, 2000], [Pinto *et al.,* 2004]. De plus, cette approche propose la possibilité de faire interagir plusieurs laboratoires, lorsque chacun s'occupe d'un aspect pour réaliser un essai complexe [Tsai *et al.,* 2008], [Kim *et al.,* 2008]. Cependant, l'utilisation des essais pseudodynamiques demande des précautions, notamment dans la détermination des conditions limites entre les sous-structures. Il faut être aussi rigoureux dans le cas où le comportement des matériaux est sensible aux effets de vitesse des chargements dynamiques. Pour résoudre ce problème, il existe actuellement des essais hybrides en temps réel [Nakashima *et al.,* 1992], [Thewalt et Mahi, 1997], [Jung et Shing, 2006], [Magonette, 2001], [Wallace *et al.,* 2005].

Schéma d'intégration numérique

Dans un essai pseudodynamique, le comportement de la structure sera discrétisé comme un modèle numérique et décrit par l'équation classique du mouvement. A l'instant n+1, cette équation s'exprime comme suite

$$Ma_{n+1} + Cv_{n+1} + R_{n+1} = f_{n+1} \tag{3.1}$$

avec $f_{n+1} = -Ma_{sol}$, a_{sol} est l'accélération sismique appliquée, M et C sont respectivement les matrices de masse et d'amortissement, a_{n+1} et v_{n+1} sont les vecteurs de l'accélération et de vitesse à l'instant $n+1$, R_{n+1} est la force réelle dans la structure répondant à l'action sismique appliquée. Dans l'essai pseudodynamique, cette force est mesurée expérimentalement tandis que les forces d'inertie et d'amortissement sont calculées. Les équations du mouvement sont donc résolues numériquement en prenant en compte le comportement réel de la structure interprété par la force de réaction R.

En premier temps, nous présentons le schéma général de Newmark, qui permet de résoudre les équations en connaissant la solution à l'instant précédent. Le déplacement et la vitesse s'expriment de manière implicite en fonction de l'accélération

$$\begin{aligned} u_{n+1} &= u_n + \Delta t v_n + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2 a_n + \beta \Delta t^2 a_{n+1} \\ v_{n+1} &= v_n + (1-\gamma)\Delta t a_n + \gamma \Delta t a_{n+1} \end{aligned} \tag{3.2}$$

Les paramètres du schéma β et γ conditionnent la stabilité et la dissipation de l'algorithme. L'intégration est inconditionnellement stable si

$$\beta \geq \frac{\gamma}{2} \geq \frac{1}{4} \tag{3.3}$$

Sinon, la stabilité numérique est assurée avec un pas de temps de discrétisation satisfaisant la condition suivante [Belytschko *et al.,* 2000]

$$\Delta t \leq \frac{\zeta\bar{\gamma} + \left(\bar{\gamma} + \frac{1}{4} - \beta + \zeta^2\bar{\gamma}^2\right)^{1/2}}{\left(\frac{\gamma}{2} - \beta\right)\omega_{max}} \tag{3.4}$$

avec $\bar{\gamma} = \gamma - 1/2$ et ζ est l'amortissement dans le mode de fréquence propre maximale ω_{max} du système linéaire.

La résolution du problème est plus ou moins complexe en fonction des paramètres du schéma. Pour le cas général du schéma implicite, il faut réaliser des boucles d'itération si nonlinéaire car le déplacement et la vitesse inconnus à l'instant *n+1* sont calculés par l'accélération à l'instant *n+1* qui est également inconnue.

$$\begin{aligned} u_{n+1} &= u_n + \Delta t v_n + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2 a_n + \beta \Delta t^2 a_{n+1} = \tilde{u}_{n+1} + \beta \Delta t^2 a_{n+1} \\ v_{n+1} &= v_n + (1-\gamma)\Delta t a_n + \gamma \Delta t a_{n+1} = \tilde{v}_{n+1} + \gamma \Delta t a_{n+1} \end{aligned} \tag{3.5}$$

Avec $[\tilde{x}]$ désigne la partie calculée par les valeurs du pas de temps *n*. L'équation de mouvement se réécrit de la façon suivante

$$(M + \gamma \Delta t C) a_{n+1} = f_{n+1} - R_{n+1} - C\tilde{v}_{n+1} \tag{3.6}$$

Appliquer aux essais PsD, la résolution de cette équation suit les démarches suivantes

1. Initialiser *M*, *C* et *K*, choisir de Δt
2. Initialiser u_o, v_o, calcul a_o de l'équation du mouvement

Pour chaque pas de temps

3. Calculer $\tilde{u}_{n+1}$ et $\tilde{v}_{n+1}$
4. Supposer $a_{n+1}^0 = a_{n+1}$ pour la première itération
5. Boucle d'indice *j*

   (a) Calculer u_{n+1}^j

(b) Appliquer u_{n+1}^{j} à la structure

(c) Mesurer R_{n+1}^{j}

(d) Calcul a_{n+1}^{j} et v_{n+1}^{j} en utilisant la valeur R_{n+1}^{j} mesurée

(e) Fin du pas si

$$\frac{d_{n+1}^{j+1} - d_{n+1}^{j}}{d_{n+1}^{j+1}} \leq \delta_{tol}$$

En réalité les schémas explicites sont toujours utilisés dans les essais PsD du fait de leur simplicité. Aucune itération n'est nécessaire dans chaque pas de temps de calcul ainsi que dans la partie physique car toutes les variables cinématiques à l'instant *n+1* peuvent être déterminées par leurs valeurs à l'instant *n*. Le schéma explicite des différences centrées est illustré ainsi

$$a_{n+1} = \frac{u_{n+1} - 2u_n + u_{n-1}}{\Delta t^2}$$

$$v_{n+1} = \frac{u_{n+1} - u_{n-1}}{2\Delta t}$$

Le schéma d'intégration devient plus simple

1. Initialiser *M*, *C* et *K*, choisir *Δt* en respectant les conditions de stabilité
2. Initialiser u_o, v_o, calcul a_o de l'équation du mouvement

Pour chaque pas de temps

3. Calculer u_{n+1}
4. Calculer v_{n+1} et a_{n+1}
5. Appliquer u_{n+1} à la structure
6. Mesurer R_{n+1}^{j}
7. Fin du pas

Si le schéma explicite est simple et permet de résoudre rapidement les équations du mouvement, il est pourtant conditionnellement stable. Le fait de réduire le pas de temps de calcul peut pénaliser le temps de calcul global. En plus, un incrément de déplacement trop petit risque d'être inférieur à la précision du système d'expérimentation. Pour cette raison, une autre famille de schéma très utilisée dans les essais PsD est proposée ci-après. Il s'agit du schéma α-OS (Operator Splitting). En effet, c'est un schéma mi-explicite qui profite d'une convergence inconditionnelle d'un schéma implicite et de la performance d'un schéma explicite [Hibert *et al.,* 1977], [Pegon et Pinto, 2000], [Bonelli et Bursi, 2004]. Une pondération entre les deux pas de temps successifs est intégrée dans l'équation de dynamique.

$$Ma_{n+1} + C(1+\alpha)v_{n+1} - C\alpha v_n + (1+\alpha)R_{n+1} - \alpha R_n = (1+\alpha)f_{n+1} - \alpha f_n \qquad (3.7)$$

Le schéma d'origine est implicite car nous devons connaître la force de réaction à l'instant n+1. Pour le rendre explicite, la méthode α-OS propose une approximation de raideur pouvant être la raideur initiale.

$$R_{n+1} = K^I u_{n+1} + \tilde{R}_{n+1}(\tilde{u}_{n+1}) - K^I \tilde{u}_{n+1} \tag{3.8}$$

L'équation de mouvement devient

$$\widehat{M} a_{n+1} = \hat{F}_{n+1} \tag{3.9}$$

Avec

$$\widehat{M} = M + \gamma \Delta t(1+\alpha)C + \beta \Delta t^2 (1+\alpha)K^I$$
$$\hat{F}_{n+1} = (1+\alpha)f_{n+1} - \alpha f_n + \alpha \tilde{R}_n - (1+\alpha)\tilde{R}_{n+1} + \alpha C v_n - (1+\alpha)C\tilde{v}_{n+1} + \alpha(\gamma \Delta t C + \beta \Delta t^2 K^I)a_n \tag{3.10}$$

Les deux paramètres β et γ sont choisis en fonction du paramètre α

$$\beta = \frac{(1-\alpha)^2}{4} \qquad \gamma = \frac{1-2\alpha}{2} \tag{3.11}$$

Les démarches de l'intégration numérique se résument ainsi

1. Initialiser K^I
2. Calculer $\widehat{M}$

Pour chaque pas de temps

3. Calculer $\tilde{u}_{n+1}$ et $\tilde{v}_{n+1}$
4. Appliquer $\tilde{u}_{n+1}$ à la structure et mesurer $\tilde{R}_{n+1}$
5. Calculer a_{n+1} grâce à l'équation (3.10)
6. Recalculer u_{n+1} et v_{n+1}

$$u_{n+1} = \tilde{u}_{n+1} + \Delta t^2 \beta a_{n+1}$$
$$v_{n+1} = \tilde{v}_{n+1} + \Delta t \gamma a_{n+1}$$

Essais Pseudodynamiques avec sous-structuration : Essais hybrides

L'utilisation de la sous-structuration est un des développements les plus importants dans la technique d'essai pseudodynamique. Avant les années 80, les essais pseudodynamiques s'effectuaient sur des tables vibrantes ou des murs de réaction. Même à l'échelle réduite, les tests sur structures complètes exigeaient de gros investissements financiers. Le plus grand avantage d'un essai avec sous-structuration permet d'éviter effectivement ce problème. En utilisant la sous-structuration, la structure étudiée peut être divisée en plusieurs parties qui sont interactives. La partie dont le comportement est complexe ou dans laquelle les phénomènes nonlinéaires se concentrent est testée expérimentalement. Le reste de la structure dont le comportement est mieux maîtrisé peut être simulé numériquement. Ce concept permet de concentrer les moyens expérimentaux dans les endroits nécessaires et de réduire la taille de la structure testée, donc le coût final. En temps dilaté sur un élément structural, le déroulement de l'essai est plus aisé à contrôler et la mesure ainsi que l'observation deviennent pratiquement plus simples et efficaces. Cette technique offre la possibilité d'étudier le comportement de grands ouvrages tels que des

bâtiments ou des ponts [Nakashima *et al.,* 1990], [Magonette, 2001], [Pinto *et al.,* 2004], [Molina *et al.,* 2002]. Le principe de la méthode hybride est présenté dans la figure 3.4.

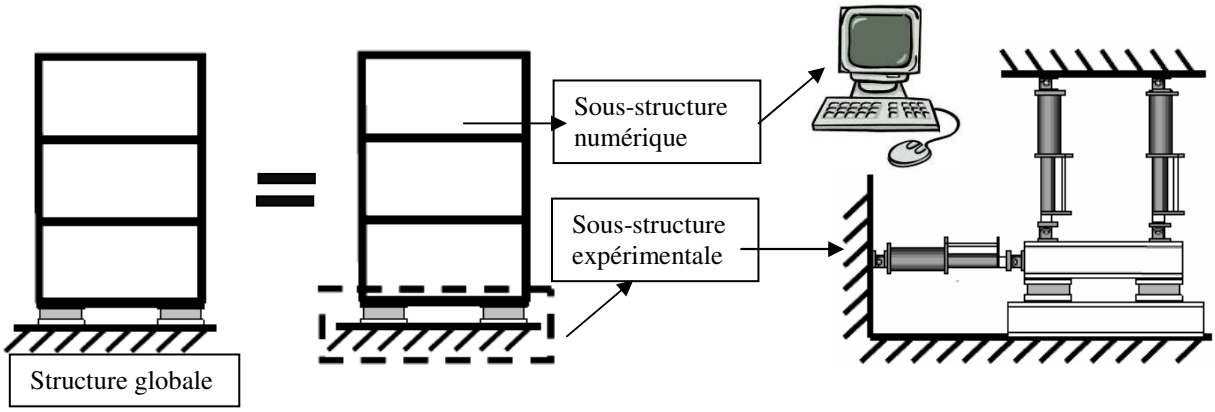


Figure 3.4 : Principe de la sous-structuration dans un essai hybride (Nakashima, 2008)

Il est bien important de noter que comme pour toutes les méthodes d'expérimentation, les essais pseudodynamiques ont aussi certaines limitations. La première concerne le schéma d'intégration. En effet le schéma explicite est toujours choisi pour résoudre rapidement les équations dynamiques. Cependant pour assurer la stabilité numérique, le pas de temps doit être petit. Cela pose des problèmes de pilotage et de mesure expérimentale, surtout quand le déplacement imposé n'est pas suffisamment important par rapport aux erreurs du système. Un autre problème provient intrinsèquement de la sous-structuration. Il faut s'assurer que la division de la structure globale en plusieurs sous-structures ne provoque pas de perte du point de vue physique de la structure d'origine. Une fois que la sous-structuration est faite, il faut déterminer comment imposer les conditions limites sur la partie expérimentale pour que le couplage reste représentatif du problème étudié.

Malgré ces limitations, la technique d'essai pseudodynamique est apte pour notre cas d'étude. Si les jonctions rupteurs sont les zones les plus sensibles et méconnues, le comportement d'un bâtiment courant est cependant bien maîtrisé. Plusieurs modèles numériques sont disponibles pour modéliser ce dernier. Au lieu de tester un bâtiment complet, nous pouvons tester uniquement les rupteurs et modéliser leur entourage qui est un bâtiment subissant des sollicitations sismiques. Cette configuration permet en même temps d'étudier le comportement des rupteurs dans leur environnement, et aussi l'influence de la présence de ces derniers sur la vulnérabilité des bâtiments. L'essai pseudodynamique est aussi choisi dans le cadre de cette thèse pour valider expérimentalement le modèle numérique proposé en chargement dynamique.

La classification des essais hybrides avec sous-structuration peut se réaliser suivant plusieurs critères. Parmi eux il faut mentionner la méthode de couplage entre la sous-structure expérimentale et la sous-structure numérique. Ce point va être détaillé dans la prochaine section.

Essais hybrides en temps réel

Sur la sous-structure physique des essais hybrides pseudodynamiques, les chargements sont imposés de manière quasi-statique. Le vérin applique le déplacement calculé sur le système expérimental, puis ce dernier stationne et attend la fin du calcul éléments finis de la partie numérique pour reprendre le pas de temps suivant. Le temps d'attente est plus ou moins long en fonction de la complexité de la sous-structure numérique et du schéma d'intégration choisi. Pour les matériaux dont le comportement est sensible aux effets de vitesse, la relaxation de la structure

n'est plus négligeable. Un essai pseudodynamique classique n'est plus apte à représenter le comportement dynamique de la structure. Afin d'éviter ce problème, la simulation hybride en temps réel a été proposée depuis les années 90 [Nakashima *et al.,* 1991] et ne cesse pas de se développer jusqu'à ce jour.

Un essai hybride en temps réel rassemble en même temps les problèmes d'un essai hybride et ceux d'un essai dynamique. En premier lieu, l'action sismique appliquée à la partie expérimentale n'est plus quasi-statique mais dynamique. Il faut donc des vérins dynamiques pouvant exercer des déplacements à une vitesse importante et un système de contrôle et de mesure adapté. La réduction du temps d'attente est faite aussi par la performance du système de communication et celle du calculateur. Les travaux actuels sur les essais en temps réel cherchent effectivement à améliorer soit les algorithmes d'intégration pour calculer la partie numérique [Blakeborough *et al., 2001*], [Bonnet *et al.,* 2007], [Bursi *et al.,* 1996] soit la stratégie d'échange entre les sous-structures [Darby *et al.,* 2001], [Wallace *et al.,* 2005].

Concernant la modélisation numérique, à part des outils de haute performance pour réaliser rapidement les calculs numériques, l'utilisation des modèles simplifiés ou des éléments finis comme éléments fibres ou macroéléments est aussi une solution pour réduire le nombre de points de Gauss, donc le temps de calcul. Un système d'exploitation particulier est indispensable pour gérer en temps réel la communication entre les sous-structures et synchroniser l'envoi et la réception des informations.

2. Méthodes de couplage d'analyse hybride

En profitant des avantages d'une modélisation numérique et d'un essai expérimental, l'analyse hybride permet d'étudier de manière réaliste le comportement des structures à coût modéré. Cette technique est surtout pertinente pour simuler des structures dans lesquelles la rupture se localise dans certaines zones de la structure lors d'un séisme. L'analyse hybride permet non seulement d'identifier la partie sensible de la structure globale mais aussi de valider le modèle numérique utilisé ou de réaliser des études paramétriques sans faire des essais sur la structure complète. En effet les moyens expérimentaux se concentrent sur l'élément structural le plus critique, le reste de la structure est modélisé numériquement. Ces derniers sont exécutés en parallèle en s'échangeant les informations après chaque pas. D'abord, un accélérogramme réel ou artificiel est appliqué sur la partie numérique pour démarrer l'algorithme pseudodynamique. Le déplacement du degré de liberté contrôlé est calculé pour un incrément de temps et cette valeur est ensuite imposée sur la partie physique par des vérins hydrauliques. La force nécessaire pour atteindre le déplacement demandé est mesurée et injectée dans la partie numérique comme conditions limites afin de prendre en compte le comportement expérimental de cette sous-structure.

En se basant sur le principe de diviser la structure en plusieurs parties, le point délicat dans une simulation hydride est d'assurer que la sous-structuration soit représentative du problème initial. Pour cela, il faut non seulement que la sous-structuration mais aussi la méthode de couplage soient adéquates. Ces dernières sont choisies en fonction de la nature de la structure simulée, des moyens expérimentaux disponibles et surtout des enjeux attendus. En même temps, la méthode adoptée doit faciliter la communication ainsi que la réalisation de l'expérimentation sans engendrer des problèmes de sur-endommagement. Dans cette section, différentes méthodes de couplage utilisées dans l'analyse hybride seront présentées permettant de nous guider vers le choix convenable à la problématique définie. En premier lieu, on s'intéresse aux méthodes

classiques avec décomposition de domaines. Ensuite, des approches globales et semi-globales seront abordées avec les dernières propositions adaptées à notre cas d'étude.

2.1. Méthodes de décomposition de domaines

L'idée de diviser la structure en plusieurs sous-structures évoque naturellement la technique de décomposition de domaines. Cette théorie sur la stratégie de couplage et de découplage est l'objet de recherche de plusieurs disciplines, notamment les mathématiques et le calcul numérique. Historiquement proposée par Schwarz, la méthode de décomposition sert à l'analyse des équations différentielles partielles en établissant des fonctions harmoniques dans les domaines aux frontières complexes. Elle s'est intégrée ensuite à la technique de sous-structuration du génie mécanique dans les années 60 pour les calculs éléments finis massifs [Craig et Chang, 1977], [Farhat *et al.,* 2000]. En effet, un grand problème est transformé en une série de problèmes plus petits qui s'adaptent mieux à la performance de la mémoire numérique allouée. Chacun est résolu indépendamment, simultanément ou en hiérarchie. Actuellement, avec les derniers développements, les méthodes de décomposition de domaines s'impliquent de plus en plus dans la technique de calcul pour de nombreuses raisons. Elles permettent de réaliser en parallèle des analyses et de coupler dans un calcul global plusieurs modèles numériques, voire différentes méthodes de discrétisation (éléments finis, éléments discrets, éléments de frontière) [Agouzal et Thomas, 1995], [Hsiao *et al.,* 1999], [Combescure et Gravouil, 2002], [Steinbach, 2003].

Dans les analyses hybrides, la sous-structuration peut s'effectuer par la décomposition de domaines, sauf que un (ou plusieurs) sous-domaine numérique sera remplacé par un sous-domaine expérimental. Sans s'immerger dans les différentes techniques de la méthode elle-même, nous analysons plutôt la capacité d'appliquer cette méthode dans les essais pseudodynamiques. Deux grandes familles de couplage seront exposées dans ce paragraphe: méthode primale et méthode duale.

Méthode primale

Du point de vue numérique, un problème dynamique peut être traité comme un problème statique équivalent, nous pouvons donc conserver l'équation classique suivante

$$Ku = f \tag{3.12}$$

Dans une méthode primale d'un problème de décomposition, les interfaces sont considérées comme des sous-domaines indépendants. Chaque nœud de la structure globale appartient à un seul et unique sous-domaine. Les termes $(x)_b$ concernent les quantités des interfaces et $(x)_i$ désignent les quantités des sous-domaines distincts. Pour simplifier l'expression du problème sans perdre le sens général, nous allons étudier une structure avec seulement deux sous-structures et un sous-domaine d'interface. Le problème se résout en calculant les déplacements de l'interface qui concernent la dernière ligne de notre équation.

$$\begin{pmatrix} K_{ii}^{(1)} & 0 & K_{ib}^{(1)}A^{(1)^T} \\ 0 & K_{ii}^{(2)} & K_{ib}^{(2)}A^{(2)^T} \\ A^{(1)}K_{bi}^{(1)} & A^{(2)}K_{bi}^{(2)} & \sum_s^2 A^{(s)}K_{bb}^{(s)}A^{(s)^T} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_i^{(1)} \\ u_i^{(2)} \\ u_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} f_i^{(1)} \\ f_i^{(2)} \\ \sum_j^2 A^{(s)}f_b^{(s)} \end{pmatrix} \tag{3.13}$$

avec $A^{(j)}$ les matrices de connectivité

$$A^{(1)} = \begin{pmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{pmatrix} \quad A^{(2)} = \begin{pmatrix} -1 & 0 \\ 0 & -1 \end{pmatrix} \tag{3.14}$$

On remarque qu'à part la dernière ligne, la matrice de raideur est diagonale. Elle se compose des matrices de chaque sous-domaine qui sont indépendantes. L'interaction entre elles se fait par les termes de l'interface qui dépendent par contre de ces sous-domaines indépendants. Pour calculer les déplacements inconnus de l'interface, on supprime tous les autres déplacements par une simple condensation

$$u_i^{(s)} = K_{ii}^{(s)^{-1}} \left(f_i^{(s)} - K_{ib}^{(s)} A^{(s)^T} u_b \right) \tag{3.15}$$

La dernière équation du problème global peut s'écrire en fonction des déplacements d'interface

$$\sum_j^2 A^{(s)} \underbrace{\left(K_{bb}^{(s)} - K_{bi}^{(s)} K_{ii}^{(s)^{-1}} K_{ib}^{(s)} \right)}_{S_p^{(s)}} A^{(s)^T} u_b = \sum_j^2 A^{(s)} \underbrace{\left(f_b^{(s)} - K_{bi}^{(s)} K_{ii}^{(s)^{-1}} f_i^{(s)} \right)}_{t_p^{(s)}} \tag{3.16}$$

ou $S_p u_b = t_p$.

L'équation (3.14) devient un système triangulaire dont les inconnues peuvent être calculées séparément.

$$\begin{pmatrix} K_{ii}^{(1)} & 0 & K_{ib}^{(1)} A^{(1)^T} \\ 0 & K_{ii}^{(2)} & K_{ib}^{(2)} A^{(2)^T} \\ 0 & 0 & S_p \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_i^{(1)} \\ u_i^{(2)} \\ u_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} f_i^{(1)} \\ f_i^{(2)} \\ t_p \end{pmatrix} \tag{3.17}$$

Pour un problème pseudodynamique, les termes $(x)^N$ désignent des grandeurs de la sous-structure numérique, $(x)^E$ désignent celles de la sous-structure expérimentale. L'équation dynamique (3.10) s'écrit donc

$$\begin{pmatrix} \widehat{M}_{ii}^N & 0 & \widehat{M}_{ib}^N A^{N^T} \\ 0 & \widehat{M}_{ii}^E & \widehat{M}_{ib}^E A^{E^T} \\ 0 & 0 & S_p \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_i^N \\ a_i^E \\ a_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} f_i^{(1)} \\ f_i^{(2)} \\ t_p \end{pmatrix} \tag{3.18}$$

avec $S_p = \sum_s^2 A^{(s)} S_p^{(s)} A^{(s)^T}$ dont $S_p^{(s)} = \widehat{M}_{bb}^{(s)} - \widehat{M}_{bi}^{(s)} \widehat{M}_{ii}^{(s)^{-1}} \widehat{M}_{ib}^{(s)}$

et $t_p = \sum_s^2 A^{(s)} t_p^{(s)}$ dont $t_p^{(s)} = \hat{f}_b^{(s)} - \widehat{M}_{bi}^{(s)} \widehat{M}_{ii}^{(s)^{-1}} \hat{f}_i^{(s)}$

Si la sous-structure 2 est expérimentale, nous avons en effet

$$t_p^E = t_p^2 = \hat{f}_b^E - \widehat{M}_{bi}^E \widehat{M}_{ii}^{E^{-1}} \hat{f}_i^E \tag{3.19}$$

Rappelons-nous l'expression de la pseudo-force dans la section 1.5 qui contient des termes expérimentaux R_b^E et R_i^E

$$t_p^E = f_b^E - R_b^E - (C.v)_b^E - \widehat{M}_{bi}^E \widehat{M}_{ii}^{E^{-1}} [f_i^E - R_i^E - (C.v)_i^E] \quad (3.20)$$

En réalité, ces efforts de réaction sont mesurés en appliquant le déplacement à l'instant *n* estimé en fonction des variables cinématiques à l'instant précédent.

Pour résoudre l'équation dynamique, nous devons connaître les matrices de pseudo-masse $\widehat{M}_{bi}^E$ et $\widehat{M}_{ii}^E$. Le problème est que ces matrices sont construites à partir de la matrice de masse M, d'amortissement C et de raideur K de la sous-structure expérimentale. Tandis que la dernière est une inconnue qu'on cherche à déterminer pendant l'essai. La version de base de cette méthode n'est pas applicable aux tests pseudodynamiques. Pour contourner le problème, on peut réaliser des condensations partielles. En fait, seule la sous-structure numérique est condensée sur l'interface, cela nous permet d'éviter de séparer les variables cinématiques de la sous-structure physique [Pegon et Pinto, 2000].

Il est important de noter que cette méthode donne une solution exacte du point de vue de la décomposition. Cependant elle nécessite le même schéma d'intégration pour toutes les sous-structures. Si on utilise un schéma explicite (qui est pratique dans la technique PsD), le pas de temps choisi doit être le minimum sur toute la structure globale afin d'assurer la stabilité globale. Cette obligation engendre des difficultés dans la pratique de l'expérimentation et amplifie le coût final du calcul.

Méthode duale

Dans une méthode duale pour un problème statique (ou dynamique équivalent à un problème statique), les interfaces sont intégrées dans les sous-domaines. L'interaction entre eux se réalise par force d'interface λ. Le problème est désormais considéré comme l'ensemble de deux sous-problèmes, un concernant la partie interne de chaque sous-domaine et un concernant la partie frontière [Farhat *et al.,* 1998a-b], [Farhat *et al.,* 2000]. Pour chaque sous-structure, l'expression (3.13) s'écrit ainsi

$$K^{(s)}u^{(s)} = f^{(s)} + \lambda^{(s)} \quad (3.21)$$

Les termes de frontière apparaissent dans deux ou plusieurs sous-structures. Par conséquent, le nombre total des nœuds des sous-domaines est supérieur à celui de la structure non décomposée. Pour résoudre le problème avec plus d'inconnues, il nous faut des équations supplémentaires qui sont en fait les conditions de l'équilibre aux interfaces lors du passage du niveau local au niveau global. Ce dernier respecte l'égalité imposée en prenant en compte les inconnues des interfaces présentes dans deux ou plusieurs équations.

$$\sum_N L^{(s)}u^{(s)} = 0 \quad (3.22)$$

avec $L^{(s)}$ qui sont les matrices de connectivité de déplacement. En même temps, il faut vérifier l'équilibre des forces d'interfaces

$$\sum_N \underline{L}^{(s)}\lambda^{(s)} = 0 \quad (3.23)$$

$\underline{L}^{(s)}$ sont aussi des matrices de connectivité de réaction et assurant que les signes des effort sont opposés.

En pratique, on sépare les déplacements inconnus dans chaque sous-domaine en deux groupes : les inconnues libres appartenant à la partie libre du sous-domaine u_f et les inconnues liées appartenant à la frontière u_l. Elles sont calculées par les équations suivantes

$$\begin{cases} K^{(s)} u_f^{(s)} = f^{(s)} \\ K^{(s)} u_l^{(s)} = \lambda^{(s)} \end{cases} \tag{3.24}$$

La condition de continuité cinématique devient

$$\sum_N \underline{L}^{(s)} \left(u_f^{(s)} + u_l^{(s)} \right) = 0 \tag{3.25}$$

La partie interne du sous-domaine peut être résolue de manière directe car les efforts d'interfaces sont absents. Une fois qu'on connaît cette solution incomplète, on peut donc exprimer la solution liée par la solution libre

$$\sum_N \underline{L}^{(s)} u_l^{(s)} = - \sum_N \underline{L}^{(s)} u_f^{(s)} \tag{3.26}$$

Pour une structure ayant deux sous-domaines, le problème lié (3.24) (3.25) (3.27) peut se résumer par l'équation

$$\begin{pmatrix} K^{(1)} & 0 & -1 & 0 \\ 0 & K^{(2)} & 0 & -1 \\ 0 & 0 & L^{(1)} & L^{(2)} \\ -\underline{L}^{(1)} & -\underline{L}^{(2)} & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_l^{(1)} \\ u_l^{(2)} \\ \lambda_l^{(1)} \\ \lambda_l^{(2)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \sum_{j=1}^{2} \underline{L}^{(j)} u_f^j \end{pmatrix} \tag{3.27}$$

La résolution du problème se déroule en deux étapes. La première consiste au calcul de la solution libre des sous-structures. A cette étape on peut réaliser les calculs en parallèle car les parties internes des sous-domaines sont indépendantes. Ensuite le problème d'interface est traité. Le point critique de cette méthode est l'augmentation du nombre de nœuds de l'ensemble des sous-domaines à cause du doublon des nœuds des interfaces qui exige un temps de calcul important. En plus, la décomposition doit être raisonnable pour que le parallélisme dans la première étape soit efficace.

Ces démarches sont également adoptées dans une analyse hybride. Cependant il faut choisir une variable parmi les trois : déplacement, vitesse, accélération pour imposer la condition de continuité cinématique. La vitesse est la meilleure pour assurer la convergence de calcul [Combescure et Gravouil, 2002]. Dans un premier temps, on calcule les variables des parties libres des sous-domaines. Ensuite on résout les problèmes liés en fonction du choix du schéma d'intégration temporel et la condition de continuité choisie. Dans une simulation hybride, la pseudo-matrice doit être connue ce qui nécessite l'utilisation d'un schéma explicite. A titre d'exemple, on illustre l'intégration par le schéma de Newmark explicite avec β=0, γ=1/2, à l'instant *n+1* avec la continuité en vitesse

$$u_{n+1} = \tilde{u}_{n+1} = u_{f\,n+1} = u_n + \Delta t v_n + \frac{1}{2}\Delta t^2 a_n$$
$$v_{n+1} = \tilde{v}_{n+1} + \frac{1}{2}\Delta t a_{f\,n+1} + \frac{1}{2}\Delta t a_{l\,n+1} \quad (3.28)$$

Pour chaque sous-structure, nous avons

$$\begin{cases} \widehat{M}^{(s)} a_{l\,n+1}^{(s)} = \lambda_{n+1}^{(s)} \\ \sum_N \underline{L}^{(s)} a_{n+1}^{(s)} = 0 \\ \sum_N L^{(s)} \lambda_{n+1}^{(s)} = 0 \end{cases} \quad (3.29)$$

En plus des premières équations résolues directement, il faut imposer des équations de continuité (en vitesse par exemple).

$$\sum_2 \underline{L}^{(k)} \frac{\Delta t}{2} a_{l\,n+1}^{(k)} = -\sum_2 \underline{L}^{(k)} v_{f\,n+1}^{(k)} \quad (3.30)$$

Ces conditions permettent de calculer les problèmes liés

$$\begin{pmatrix} \widehat{M}^{(1)} & 0 & -1 & 0 \\ 0 & \widehat{M}^{(2)} & 0 & -1 \\ 0 & 0 & L^{(1)} & L^{(2)} \\ -\frac{\Delta t}{2}\underline{L}^{(1)} & -\frac{\Delta t}{2}\underline{L}^{(2)} & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_{l\,n+1}^{(1)} \\ a_{l\,n+1}^{(2)} \\ \lambda_{l\,n+1}^{(1)} \\ \lambda_{l\,n+1}^{(2)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \sum_2 \underline{L}^{(j)} v_{f\,n+1}^{j} \end{pmatrix} \quad (3.31)$$

En effet pour les tests hybrides, si la décomposition de domaine se réalise directement sur un problème dynamique et les systèmes masse-ressort-amortisseur sont découplés, les sous-structures sont indépendantes au niveau du schéma d'intégration. La sous-structure expérimentale impose l'utilisation d'un schéma temporel explicite pour que les matrices soient connues et linéaires. Cependant, la partie numérique n'est pas obligée de suivre le même schéma que celui de l'expérimentation [Combescure *et al.,* 2003]. On peut donc utiliser un schéma implicite pour avoir une bonne convergence du calcul numérique [Pegon et Magonette, 2002]. Le fait de décomposer des domaines aux équations dynamiques offre la liberté de choisir le schéma optimal à chaque sous-structure, donc une meilleure performance et une plus grande facilité. On peut aussi profiter des schémas existants dans les codes de calcul numérique. Il est possible également d'utiliser un pas de temps adapté à chaque sous-domaine sans gêner la convergence des autres.

Schémas de couplage

Ce paragraphe consiste à faire un bref rappel sur certaines procédures de communication entre les sous-structures dans un essai pseudodynamique. Pour échanger les informations concernant les variables cinématiques ou des efforts, on doit adopter une stratégie en fonction du problème envisagé. En premier lieu, un schéma parallèle explicite est abordé. Dans ce schéma,

un échange se réalise à la fin de chaque pas de temps. Il s'adapte aux essais pseudodynamiques continus dans lesquels on accepte le temps d'attente. Afin d'améliorer le test, les sous-structures peuvent s'itérer avec les sous pas de temps comme dans la figure au-dessus [Pegon et Magonette, 2002], [Pinto *et al.,* 2002], [Pinto et *al.,* 2004]. L'avantage de ce schéma est que les sous-structures sont exécutées en parallèle. La partie expérimentale ne doit pas attendre la fin de la procédure numérique pour se lancer.

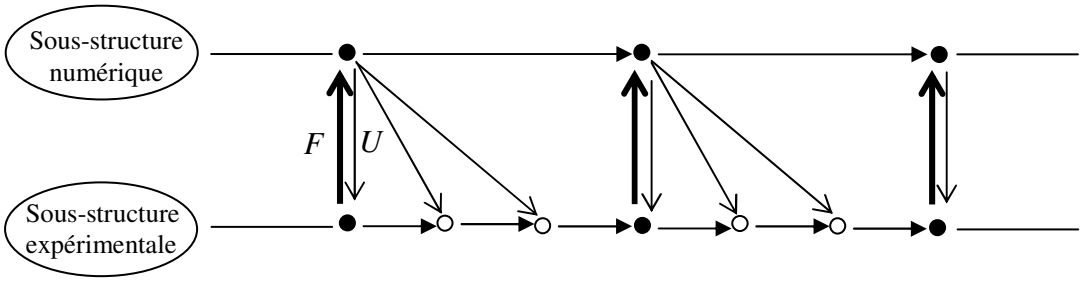


Figure 3.5 : Schéma de communication explicite parallèle (Pinto *et al.,* 2004)

Une autre méthode classique de communication est le schéma explicite synchronisé. Le test se réalise en séquentiel sur les sous-structures. Le calcul de la partie numérique peut être explicite ou implicite. Pour le cas implicite, ce dernier itère jusqu'à la convergence et donne un déplacement d'interface. Cette valeur est envoyée à la sous-structure testée pour piloter les vérins hydrauliques. La force de réaction est mesurée et renvoyée à la sous-structure numérique pour actualiser les conditions de force à l'interface. La mise en œuvre de ce schéma est relativement simple. Cependant l'énergie à l'interface n'est pas conservée. Pour assurer la convergence globale du couplage, il est nécessaire avoir des pas de temps suffisamment petit.

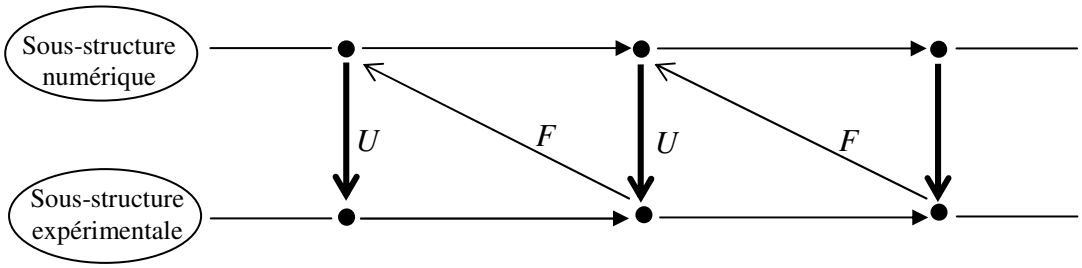


Figure 3.6 : Schéma de communication explicite synchrone

Le dernier schéma présenté est le schéma explicite asynchrone. Le calcul de la sous-structure numérique et le test sur la partie expérimentale se réalisent de manière décalée en temps. Souvent rencontrée dans des problèmes interaction fluide-structure, cette technique permet d'améliorer la précision et d'obtenir une meilleure continuité de l'énergie à l'interface. Elle n'est par contre pas utilisable pour les essais pseudodynamiques continus.

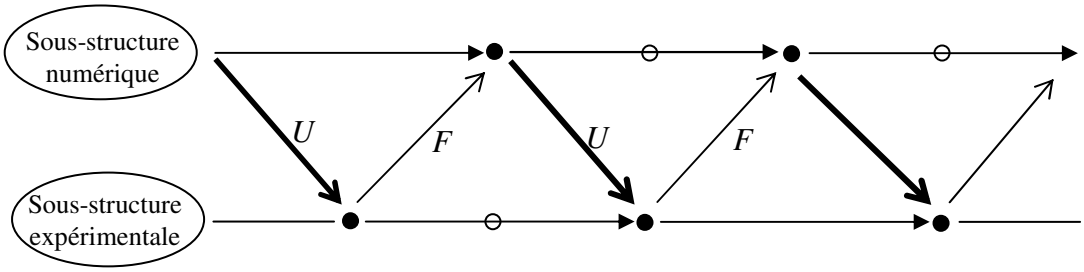


Figure 3.7 : Schéma de communication explicite asynchrone

2.2. Méthode de couplage global (semi-global)

Cette section présente une autre façon de réaliser la sous-structuration dans une analyse hybride. Au lieu de découpler la structure en sous-domaines, dans une méthode globale, l'ensemble de la structure origine dont la sous-structure physique et la sous-structure numérique est modélisée dans un code d'éléments finis, dans laquelle une partie de la sous-structure expérimentale est simulée avec la sous-structure numérique dans un couplage semi-global. L'élément critique est un élément hybride qui se présente dans les deux parties avec le même nombre de degrés de liberté. Cependant, la sous-structure numérique ne possède pas de loi de comportement mais une routine qui fait appel à la sous-structure testée pour récupérer la raideur expérimentale à chaque pas de temps. Les effets d'inertie et visqueux sont donc pris en compte dans le calcul de la partie numérique [Takanashi *et al.,* 1975], [Mahin *et al.,* 1989], [Shing *et al.,* 1996], [Pegon, 1996], [Pegon et Pinto, 2000]. Pour une analyse hybride en temps dilaté, le test est simplement un essai statique classique. Cette technique rend la gestion de la communication entre les sous-domaines beaucoup plus aisée en évitant des problèmes de la continuité à l'interface.

Les études paramétriques montrent que dans un couplage global ou semi-global la grandeur des erreurs provenant du calcul numérique dépend non seulement du schéma d'intégration, du schéma de couplage et du pas de temps mais aussi de la répartition de raideur entre sous-structures [Lebon, 2011]. Plus la raideur de l'élément hybride est importante par rapport à la raideur totale, plus l'erreur est prononcée. Il est donc pertinent d'utiliser ce schéma dans le cas où l'élément structural testé représente une petite partie de la structure globale. En pratique, les méthodes de couplage global doivent être utilisées avec précautions car elles peuvent provoquer des 'overshoot'. Si on estime mal les raideurs dans la modélisation, les déplacements à l'interface pourraient être surestimés. On risque de surcharger et endommager trop tôt la sous-structure expérimentale avant de pouvoir évaluer les phénomènes essentiels. Afin d'éviter ce problème, une technique de couplage basée sur la surestimation de raideur [Lebon, 2011]. Une adaptation de cette méthode avec l'actualisation de la raideur surestimée dans l'essai pseudodynamique sera aussi présentée.

Analyse hybride par pénalisation

Comme dans une approche globale, la structure étudiée est modélisée dans son ensemble. La sous-structure testée est aussi simulée dans la modélisation par un élément élastique mais avec une raideur volontairement surestimée. L'idée est d'imposer un système d'effort de pénalisation qui itère pour qu'à un déplacement égal, la structure testée et l'élément hybride dans la structure modélisée aient le même effort de réaction. Cette technique permet d'éviter l'overshoot car on s'approche de la solution par un déplacement inférieur au déplacement final atteint. Les démarches d'un essai avec un seul degré de liberté sont détaillées. En premier lieu, pour chaque pas de temps, on envoie un accélérogramme à la structure simulée avec la raideur surestimée K_{sur} de l'élément hybride et on calcule le déplacement U au degré de liberté de l'interface. Ce dernier est évidemment inférieur à la valeur que l'on peut atteindre dans une simulation avec la raideur réelle pour éviter l'overshoot'. On applique ce déplacement à la sous-structure physique et on mesure l'effort de réaction F_E correspondant. Des efforts de pénalisation F_p basés sur la différence des efforts de réaction numérique F_N et expérimentale F_E sont imposés à l'élément hybride dans la modélisation afin de l'affaiblir. Cette méthode est illustrée par le schéma de couplage de deux sous-structures.

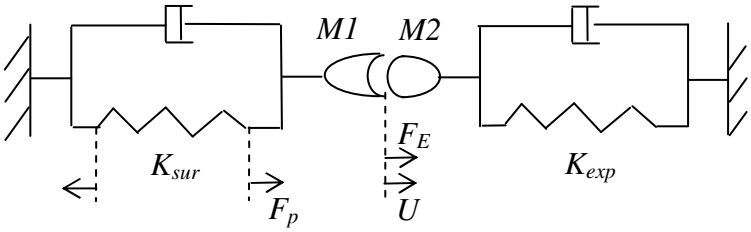


Figure 3.8 : Schéma de décomposition par pénalisation

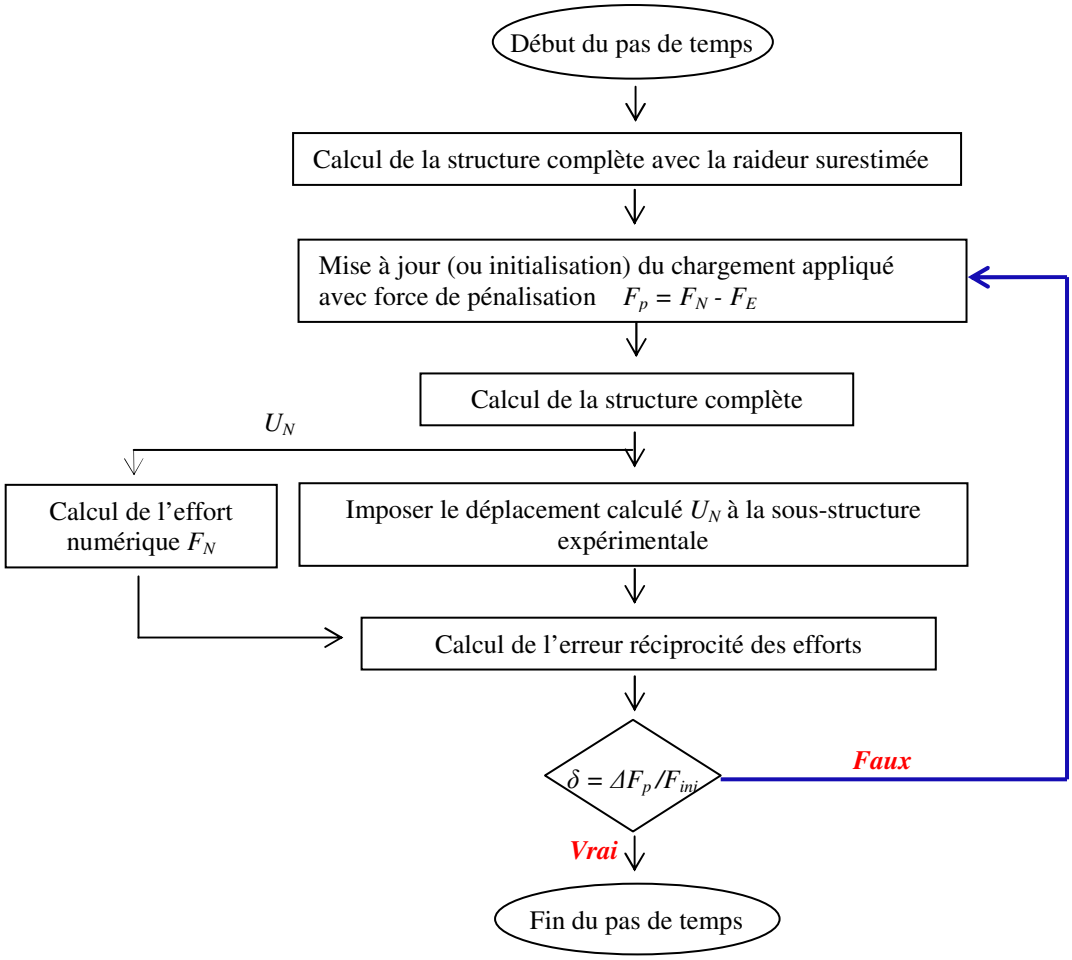


Figure 3.9 : Organigramme de la méthode par pénalisation

A la fin de cette procédure, on approche la solution de référence malgré la surestimation de raideur de l'élément numérique représentant la partie expérimentale car les efforts de pénalisation assouplissent l'élément surestimé. La boucle d'itération s'arrête si on atteint un critère de convergence δ. Dans notre étude, le critère se porte sur le rapport entre la différence entre les efforts de pénalisation auto-équilibrés de deux pas de temps consécutifs et l'effort élastique initialement estimé F_{ini}. Cela rend le critère indépendant du coefficient de surestimation de raideur k. Les démarches de cette technique sont présentées dans l'organigramme 3.9.

$$\delta = \frac{\Delta F_p}{F_{ini}}$$

Avec la même sous-structuration, la vitesse de la convergence dépend de deux paramètres principaux. En premier lieu, il s'agit du coefficient de surestimation *k*. Afin de choisir une valeur raisonnable pour assurer l'efficacité de la simulation globale, il nous faut donc avant tout avoir une approximation de la raideur de l'élément testé. Pour une structure adoucissante, on peut compter sur sa raideur élastique. Dans le cas où son comportement n'est pas bien connu, il est nécessaire de réaliser des essais d'identification préliminaires ou d'utiliser un coefficient plus important pour ne pas surcharger la structure expérimentale. Dans tous les cas, il faut s'assurer que la raideur surestimée soit supérieure à la raideur maximale que la structure expérimentale peut subir pendant l'essai. En même temps, nous ne pouvons pas trop amplifier ce coefficient car bien qu'une surestimation trop importante nous mette à l'abri de la surcharge, on risque d'être pénalisé par le nombre d'itérations internes pour arriver à la convergence. Le deuxième paramètre est le critère de convergence. Si δ est trop grand, les erreurs cumulées entrainent une divergence de la solution. En revanche, une valeur trop petite conduit à un déplacement additionné inférieur à la précision des équipements de mesure et des vérins, le système ne peut pas donc réaliser ce déplacement.

Schéma de pénalisation avec l'actualisation de raideur

La méthode de couplage par pénalisation permet d'éviter les problèmes d'overshoot' en adoptant un coefficient de surestimation. En réalité, une fois la structure entrée dans la phase adoucissante, la raideur sécante expérimentale peut devenir beaucoup plus petite par rapport à la raideur élastique. Tandis que la procédure de pénalisation fonctionne toujours avec la raideur initiale, ce qui conduit à un nombre d'itérations important pour atteindre la convergence globale. Dans l'objectif d'améliorer ce schéma, nous proposons une actualisation de raideur surestimée après chaque pas de temps en respectant le principe d'une approximation 'par le bas'. En effet, on réalise le calcul de la structure complète avec une raideur surestimée se basant sur la raideur expérimentale mesurée à la fin du pas de temps précédent. Cette dernière est à priori moins importante que celle en élasticité et permet de réduire le décalage entre les efforts de réaction numérique et expérimental. Par conséquent, le système converge plus rapidement. Autrement dit, on remplace une évolution linéaire de l'effort de pénalisation par une évolution nonlinéaire entre les pas de temps. La correction est donc en fonction du comportement expérimental de la structure testée. Pourtant, afin d'éviter une éventuelle sous-estimation de la raideur expérimentale qui pourrait avoir lieu (à cause d'un problème technique de mesure par exemple), une condition est appliquée à la correction de la raideur. Si l'essai révèle une raideur suspicieusement trop faible ou trop élevée par rapport à celle du pas de temps précédent, le calcul reprend la raideur du dernier pas. On peut clarifier cette méthode par l'organigramme dans la figure 3.10.

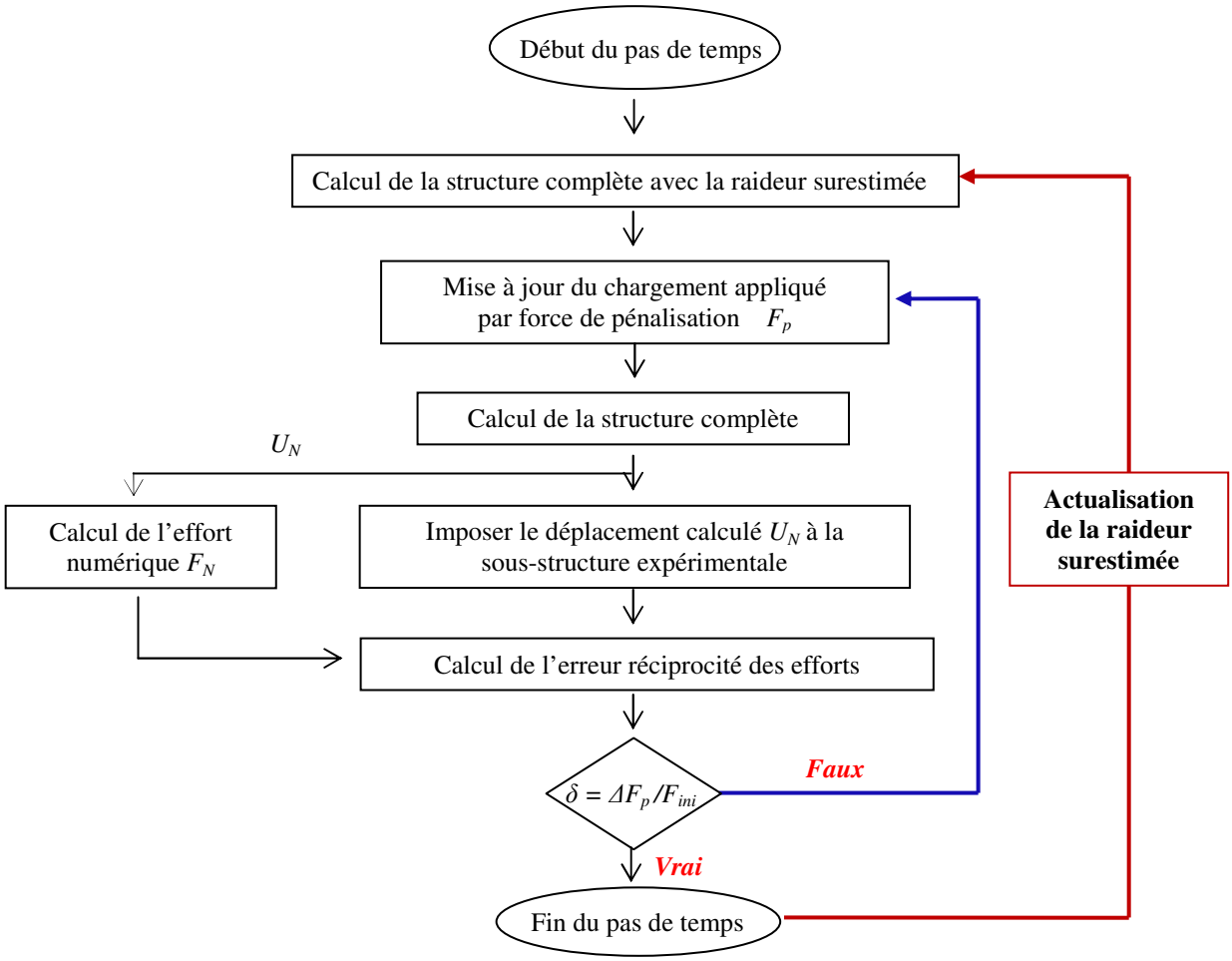
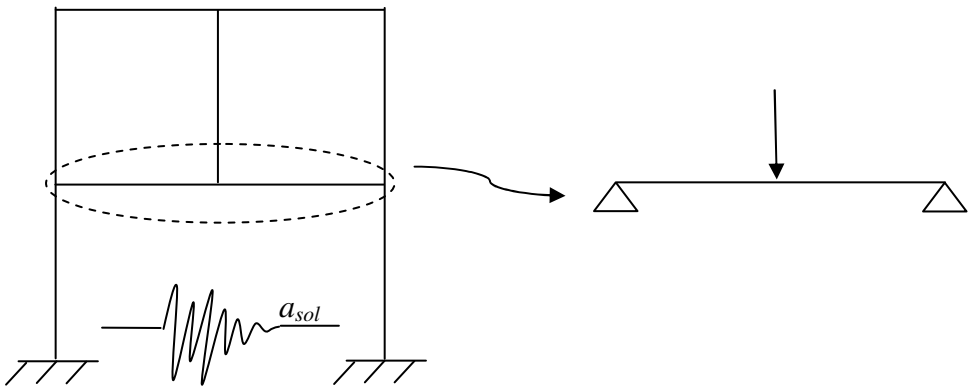


Figure 3.10 : Organigramme de la méthode par pénalisation actualisée

Afin de montrer l'efficacité de ce schéma par rapport au schéma initial, nous avons réalisé un couplage avec deux sous-structures numériques. La partie expérimentale est représentée par un modèle EF. L'exemple est réalisé sur un même portique simple, avec les mêmes conditions limites, le même coefficient de surestimation et le même critère de convergence. La poutre hybride dans la sous-structure 'expérimentale' numérique 2 se comporte de manière adoucissante. On peut remarquer que le schéma avec l'actualisation de la raideur améliore nettement la vitesse de convergence de la procédure de pénalisation.



Structure complète 1 Sous-structure hybride 2

Figure 3.11 : Structure testée de la convergence des schémas : deux structures numériques

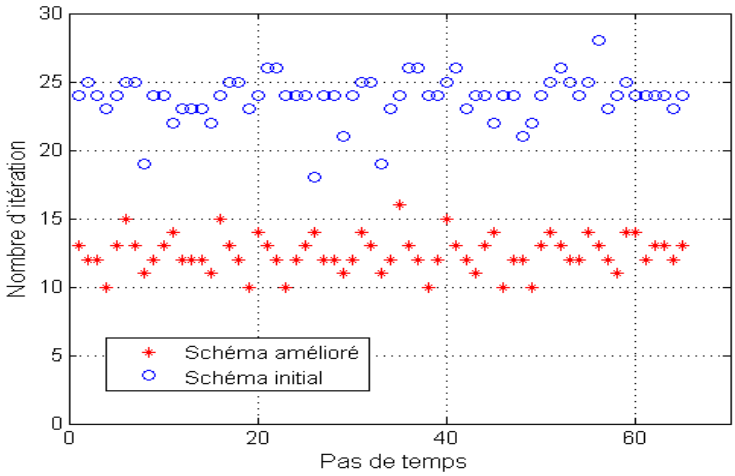


Figure 3.12 : Comparaison du nombre d'itération à la convergence

3. Validations : Essais pseudodynamiques sur les rupteurs thermiques

Ce chapitre consiste à présenter la mise en oeuvre des essais pseudodynamiques sur les rupteurs de ponts thermiques. Dans ces analyses hybrides, les rupteurs thermiques jouent le rôle de la sous-structure physique tandis que le bâtiment dans lequel ils se trouvent est modélisé numériquement. Réalisés au CSTB, les essais ont été menés avec de nombreux objectifs. Premièrement, ils nous permettent d'apprécier la vulnérabilité sismique des bâtiments comportant des rupteurs. Ils permettent également de valider expérimentalement que le modèle développé précédemment est apte à modéliser non seulement le rupteur thermique dans un bâtiment subissant des chargements statiques mais aussi des chargements sismiques. Enfin, les essais confirment la possibilité de réaliser des essais pseudodynamiques par des matériels statiques et offrent une nouvelle approche expérimentale dans le monde industriel avec une instrumentation relativement simple.

Les raisons pour lesquelles nous avons choisi cette technique sont multiples. Elles proviennent d'abord de notre motivation d'étudier expérimentalement les rupteurs thermiques à l'échelle du bâtiment. Si les essais sur l'élément structural ne nous permettent que de comprendre son comportement individuel, les essais sur la structure globale offriront la possibilité de simuler le rupteur dans son environnement. L'influence de l'ensemble du bâtiment sur les rupteurs subissant un séisme peut être prise en compte. A l'inverse, il est possible d'évaluer la modification du comportement des bâtiments due à la présence des rupteurs thermiques. Ainsi pour contourner les problèmes concernant la lourdeur des essais dynamiques conventionnels sur un bâtiment à l'échelle réelle avec rupteurs, nous profitons des avantages d'une analyse hybride dans laquelle les moyens expérimentaux sont concentrés sur les rupteurs et le bâtiment est simulé avec des signaux de séismes. Cela permet donc de réduire considérablement le coût final des essais. (Des essais sur un bâtiment comportant des rupteurs thermiques à l'échelle réduite sous l'effet de forte distorsion sont programmés dans le projet européen ENISTAT). Cette approche est également choisie car elle est particulièrement pertinente pour notre cas d'étude. En réalité, le rupteur est le point le plus sensible et méconnu de la structure sur lequel nous avons le plus besoin d'information tandis que de nombreux outils numériques sont disponibles pour modéliser des bâtiments courants. Une analyse hybride bénéficiera du réalisme du test sur les rupteurs et du coût modéré d'une modélisation numérique. Les essais pseudodynamiques sont en temps dilaté car nous estimons que l'effet de la vitesse

n'est pas prépondérant dans les structures en béton armé. La méthode de couplage global par pénalisation est adoptée en considérant les difficultés d'une décomposition de domaines.

En premier lieu, on justifie le choix de la sous-structure numérique qui est un modèle de bâtiment simple ainsi que les chargements sismiques appliqués. Une description concernant le déroulement des essais sera ensuite présentée. Les résultats des essais seront exposés et comparés aux modélisations numériques par le modèle de rupteur afin de valider ce dernier.

3.1. Sous-structures des tests pseudodynamiques

Afin de prendre en compte les effets structuraux dans le comportement des rupteurs en zone sismique, des essais couplés des rupteurs et un modèle numérique de bâtiment ont été réalisés. Si le choix de la sous-structure testée est toujours fixé, celui de la sous-structure numérique est plus vaste. Le fil conducteur de ce choix était de travailler sur une structure représentative des bâtiments réels, mais relativement simple pour être couplée à la sous-structure physique. Un portique classique R+4 semble répondre à notre exigence. Le portique numérique, ayant des dimensions d'un bâtiment courant, comporte des éléments hybrides aux jonctions voile-plancher du dernier étage. Ces éléments hybrides ne contiennent pas une loi de comportement particulière mais restent en élasticité. Ils sont liés à la sous-structure testée par la procédure de pénalisation et prennent le comportement expérimental relevé au cours des essais. A cause d'un nombre de bancs expérimentaux limité, nous testons uniquement les rupteurs du dernier étage, les éléments rupteurs d'autres étages sont en élasticité.

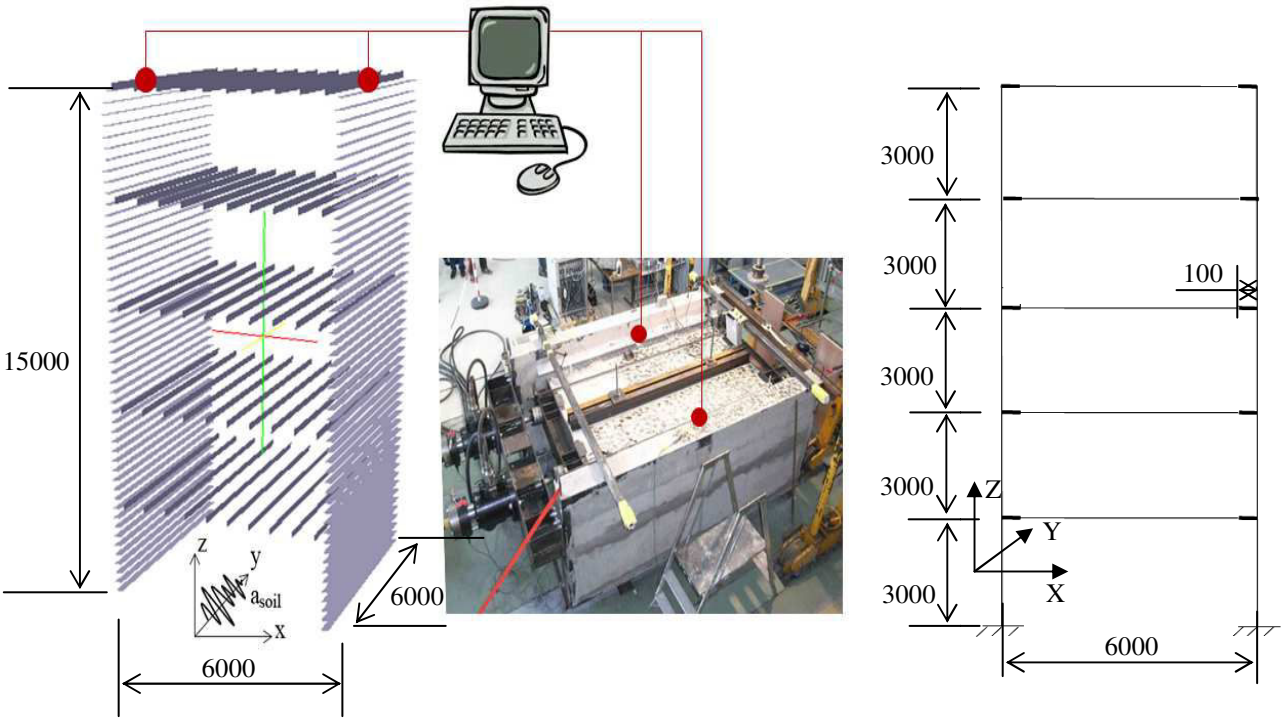


Figure 3.13 : Dimensions du portique modélisé : vue en multifibre et en 2D

La partie expérimentale des tests hybrides est un double assemblage mur-plancher réalisé par les rupteurs Rutherma. Ce type de rupteur a été choisi afin de pouvoir profiter des essais statiques réalisés auparavant sur le même corps d'épreuve comme essais préliminaires. La description de l'éprouvette et du dispositif est détaillée dans le chapitre 1. Dans les essais

pseudodynamiques, pour simplifier le problème en étudiant un seul degré de liberté, le système de chargement vertical est enlevé. Le plancher ne se déplace que dans le plan horizontal par rapport à la plate-forme. Avec deux rupteurs de chaque côté, en termes d'effort de réaction, l'élément testé équivaut à un mur de quatre mètres de longueur. Le pilotage de la partie expérimentale est assuré par un système de communication qui sera exposé ultérieurement.

Nous avons décidé d'utiliser le schéma de couplage global par pénalisation qui s'adapte à notre structure étudiée. De plus, dans le portique, le rapport entre la raideur des rupteurs et celle des autres éléments est faible ce qui réduit les erreurs lors d'un couplage global [Lebon, 2011].

Les dimensions globales du portique sont présentées sur la figure 3.13. Les éléments hybrides dans la modélisation sont les éléments poutres représentant des rupteurs aux jonctions du quatrième étage. On estime que les rupteurs au dernier étage sont les plus sollicités dans les premiers modes de vibration. La longueur de 0,1m de ces éléments est celle du jeu entre le mur et le plancher dans un assemblage par rupteur. Leur module d'élasticité est choisi de manière qu'avec section conventionnelle, la raideur en flexion dans la direction Y des éléments hybrides soit la raideur élastique surestimée (qui est une simple multiplication de la raideur élastique expérimentale). La hauteur et la portée de chaque étage sont respectivement 3m et 6m. L'épaisseur des murs et des voiles est 20 cm. Les voiles et les planchers du portique numérique sont modélisés par des éléments poutres multifibres de Timoshenko pour prendre en compte les effets dus à l'effort tranchant. Sur la section des poutres Timoshenko des voiles et des planchers, les armatures longitudinales sont modélisées par les rectangles répartis régulièrement. Leur aire totale est calculée pour avoir un taux approximatif en masse de 60 kg/m^3 de béton. La loi élastoplastique parfait est choisie pour l'acier. Quant au béton, on utilise le modèle unilatéral [La-Borderie, 1991]. Les paramètres des matériaux sont présentés dans le tableau suivant (voir Notice de Castem pour la signification des paramètres). Les sections des voiles et des planchers sont modélisées sur 6m de profondeur correspondant aux 6 rupteurs le long du mur pour avoir une raideur dans la direction de sollicitation, tandis que notre éprouvette est composée de 4 rupteurs. Pour assurer une équivalence entre la raideur du portique numérique et celle de l'éprouvette lors de la communication, un facteur de multiplication est appliqué sur l'effort de réaction obtenu dans l'essai expérimental (6/4 dans cette étude). Des éprouvettes de grandes dimensions sont complexes à réaliser (chacune pèse 6 T). Seuls deux échantillons ont pu donc être testés lors de notre étude.

	E (GPa)	μ	YS1	YS2	A1	A2	B1	B2	Beta1	Beta2	SigF
Béton	31	0.2	127	4.0 E4	9.0 E-3	0.53 E-5	1.2	1.4	1.0 E6	-4.0 E7	3.5 E6
Acier	E = 200 GPa ; μ = 0.3 ; σ_y =500 MPa										

Table 3.3 : Paramètres des modèles numériques

Le logiciel EF Castem calcule automatiquement les masses des éléments. A part le poids propre, les masses additionnelles sont ajoutées sur le plancher de chaque étage afin de reproduire l'état de chargement réel d'une structure avec les chargements de service. En se basant sur les charges règlementaires pour un bâtiment courant, nous adoptons 150 kg/m^2 de charges permanentes et 150 kg/m^2 de charges d'exploitation. Sur une surface de 36 m^2, la masse ajoutée à chaque étage est 10,8 T. Cette masse est répartie régulièrement sur les points de Gauss des éléments planchers. En effet l'essai pseudodynamique sur la partie expérimentale néglige les effets inertiels dans les rupteurs mais ce point n'est pas de première importance car la masse des rupteurs est aussi négligeable par rapport à la masse des autres éléments.

$$M_{ajoutée} = 36 \times (0{,}15 + 0{,}15) = 10{,}8(T) \tag{3.32}$$

Le portique est complètement bloqué aux pieds des voiles par des encastrements. Dans le cadre de la thèse, on s'intéresse particulièrement au comportement des rupteurs dans la direction Y, le corps d'épreuve sera sollicité dans cette direction. Les conditions cinématiques imposées à la partie numérique doivent être compatibles à celles de la partie expérimentale pour que le couplage puisse se réaliser au seul degré de liberté choisi. Le portique est donc bloqué dans la direction horizontale X. Les signaux sismiques sont appliqués dans la direction Y pour cisailler la structure dans la même direction que dans l'essai sur la sous-structure physique.

Avant de lancer des essais PsDs avec sous-structuration dans lesquels la qualité de la modélisation est primordiale sur le résultat global du problème étudié, il nous semblait important d'effectuer une analyse modale de la structure. Cette démarche permet de vérifier la fiabilité de la partie numérique, surtout au niveau de la raideur globale ainsi que la répartition de la raideur dans le bâtiment et les conditions limites. Grâce à cette étape, nous pouvons vérifier que la modélisation répond aux idées des concepteurs. Ces informations doivent être compatibles également avec celles de la partie expérimentale. L'analyse modale joue un rôle important pour déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure étudiée. Dans un calcul dynamique temporel par le code Castem, on utilise l'amortissement de type Rayleigh qui est un mixte entre l'amortissement proportionnel à la raideur et l'amortissement proportionnel à la masse.

$$C = \alpha M + \beta K \tag{3.33}$$

où M et K sont respectivement la matrice de masse et de rigidité (sans les conditions limites). Les paramètres α et β sont déterminés dans la suite.

L'amortissement réduit ζ_n peut s'exprimer en fonction de la pulsation ω_n

$$\zeta_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \tag{3.34}$$

En pratique, on suppose que l'amortissement reste constant sur la gamme de fréquences que l'on étudie. Il nous faut deux fréquences pour déterminer les deux paramètres α et β. Si cet amortissement réduit est identique aux deux fréquences, on a

$$\alpha = \frac{2\zeta\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \qquad \beta = \frac{2\zeta}{\omega_1 + \omega_2} \tag{3.35}$$

Nous profitons de cette analyse modale pour déterminer les deux paramètres α et β avec une valeur donnée ζ. Ces derniers vont influencer directement la réponse dynamique de la partie numérique donc l'ensemble des tests PsD. Dans ces simulations, ζ est pris égal à 0,5%. Le reste de la dissipation est pris en compte par le comportement nonlinéaire des matériaux.

La première analyse modale est réalisée sur ce portique, encastré en pieds, le haut étant libre de se déplacer dans toutes les directions, nous avons conscience que ces conditions limites ne correspondent pas à celles de notre portique (bloqué également en direction UX) mais elles sont plus comparables aux conditions d'une structure ordinaire. Les premières fréquences

propres ont un ordre de grandeur classique de bâtiment. La première est par contre légèrement inférieure à celle d'un bâtiment réel de même taille car les rupteurs introduisent des points de souplesse dans la structure. L'analyse modale avec une situation classique nous permet de vérifier les paramètres concernant la raideur, la masse et la géométrie du modèle numérique.

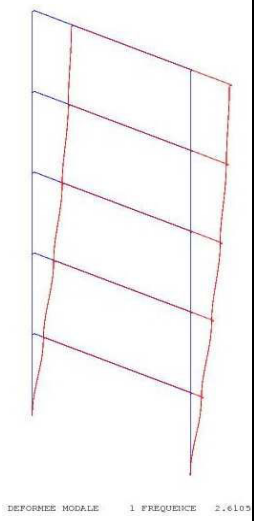
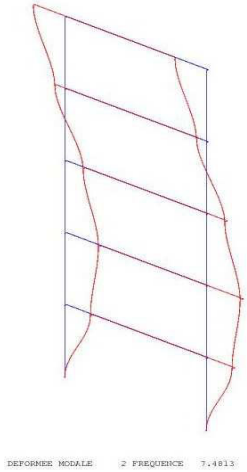
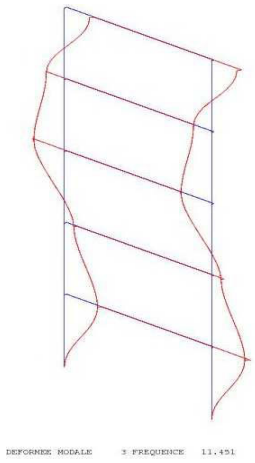
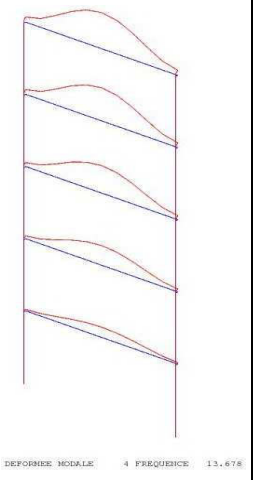
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
Déformée				
Fréquence (Hz)	2,61	7,48	11,45	13,68

Table 3.4 : Premières fréquences propres d'un portique classique

Pourtant, ces premiers modes ne correspondent pas à notre étude dans laquelle nous voulons solliciter les rupteurs dans leur direction sensible UY. La deuxième analyse ciblée sur les modes horizontaux dans la direction UY correspondant à la sollicitation sur la partie expérimentale a été réalisée sur le portique bloqué en UX et UZ. Par conséquent les modes verticaux et des modes dans le plan XOZ s'annulent. On remarque que les premières fréquences propres sont beaucoup plus importantes par rapport à un portique dans le cas général. Cela s'explique par le blocage des déplacements qui rend la structure plus rigide. Le même résultat est obtenu dans une analyse modale sur un portique maillé par les éléments finis tridimensionnels.

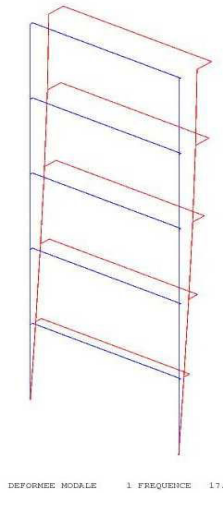
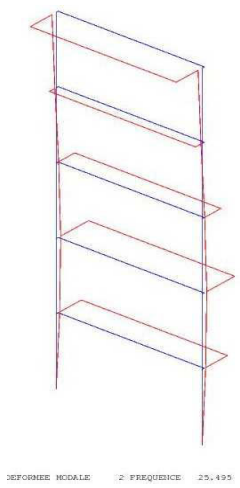
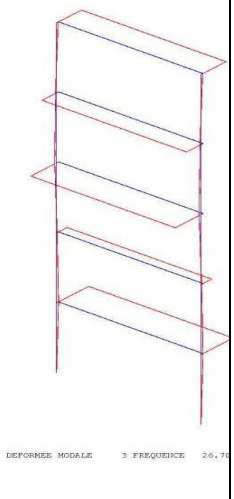
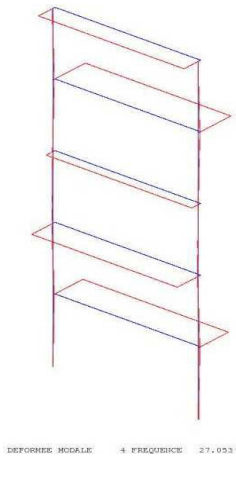
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
Déformée				
Fréquence (Hz)	17,54	25,0	26,70	27,05

Table 3.5 : Premières fréquences propres de flexion selon le plan des murs

3.2. Chargements

Afin d'observer la tenue sismique d'un bâtiment comportant des rupteurs thermiques, deux séries d'essais pseudodynamiques ont été réalisées. Au lieu d'appliquer des signaux directement sur la base d'une éprouvette représentative d'un bâtiment (à l'échelle réelle ou réduite) sur la table vibrante, dans un essai hybride, les accélérogrammes sont envoyés au portique numérique pour démarrer la procédure de sous-structuration. Dans l'objectif de tester la structure avec un séisme 'naturel', l'accélérogramme San Francisco 1957 N10E a été choisi. Le spectre d'accélération de ce dernier correspond à un séisme dit 'proche' (par rapport à l'épicentre) qui s'est produit en 1957.

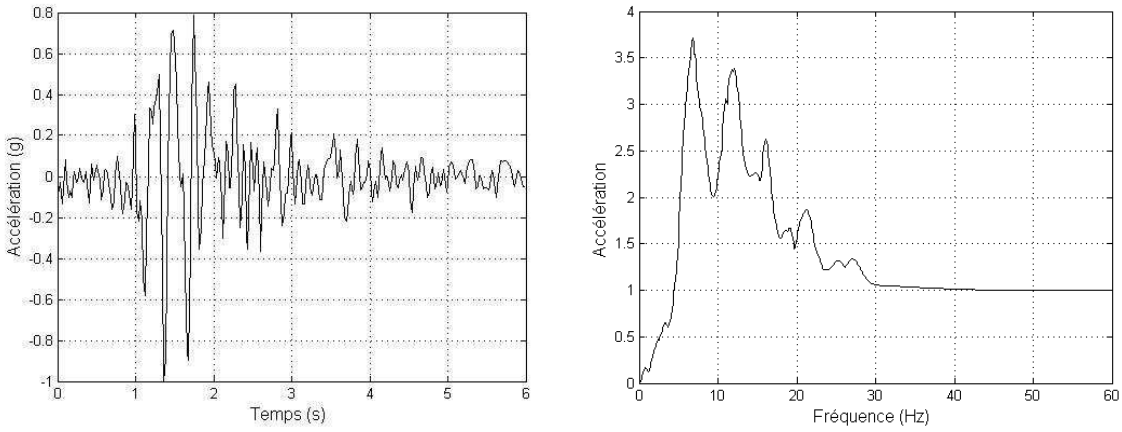


Figure 3.14 : Signal et spectre du séisme utilisé (normalisé en g)

En réalité, ces essais sont les premiers obtenus sur la performance parasismique des rupteurs thermiques. A part des analyses prédictives fournies par le modèle numérique

développé, nous n'avons pas d'autres archives pour juger du niveau de séisme qu'il faut appliquer sur le portique. Par précaution, le premier test est réalisé avec le signal du séisme choisi mais avec des amplitudes progressivement croissantes. Pour démarrer, un accélérogramme ayant une très faible amplitude est utilisé pour vérifier les dispositifs et pour avoir une première estimation sur le déplacement atteint ainsi que sur la raideur du système. Ensuite, pour déterminer le niveau de séisme maximal que les rupteurs peuvent supporter, on augmente l'amplitude du séisme appliqué jusqu'à l'apparition d'une importante déformation soit des rupteurs soit du portique. Pour cela, le test débute par un séisme à 0,1g, ensuite à 0,25g et finit par 0,4g. Pourtant, l'utilisation d'une chaîne d'accélérogramme d'amplitude croissante pourrait endommager progressivement la structure avant le passage des séismes ultérieurs. On risque donc de sous-estimer la capacité portante des rupteurs à cause d'une cumulation de l'endommagement. Dans le deuxième test, il paraît donc judicieux d'appliquer directement le séisme d'amplitude la plus importante trouvée dans le premier test sur une éprouvette vierge. Ce dernier permet d'évaluer également l'influence de l'historique de chargement sur le comportement des rupteurs thermiques. Enfin, après que les structures s'endommagent de manière importante, des essais cycliques statiques sont réalisés sur les rupteurs sans couplage hybride pour déterminer l'effort et le déplacement à la rupture. Ces informations servent à la calibration des paramètres du modèle numérique développé afin de justifier la validation de ce dernier.

3.3. Instrumentation et Protocole expérimental

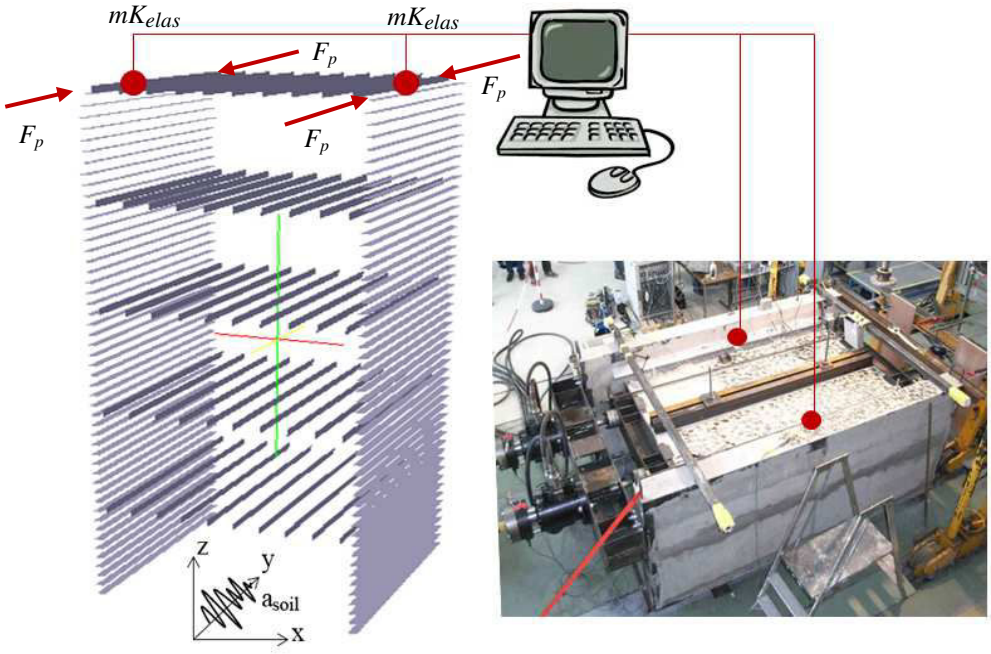


Figure 3.15 : Sous-structuration du test pseudodynamique de rupteur

L'instrumentation de la partie expérimentale est identique à celle de l'essai statique cyclique. Une description détaillée se trouve dans le chapitre 1. L'éprouvette se compose de deux murs fixés sur la plate-forme par deux cadres métalliques, d'un plancher lié aux murs par les rupteurs Rutherma DF6/10 h200 CSI-REI900 et Rutherma ESi. Le déplacement horizontal est appliqué sur le plancher à l'aide de deux vérins appuyés sur les cadres métalliques. Afin d'éviter les jeux de rotules importants dans les vérins, les essais sont asservis par le moyen sur

deux capteurs de déplacement externes qui sont effectivement pilotés par le calcul numérique du portique.

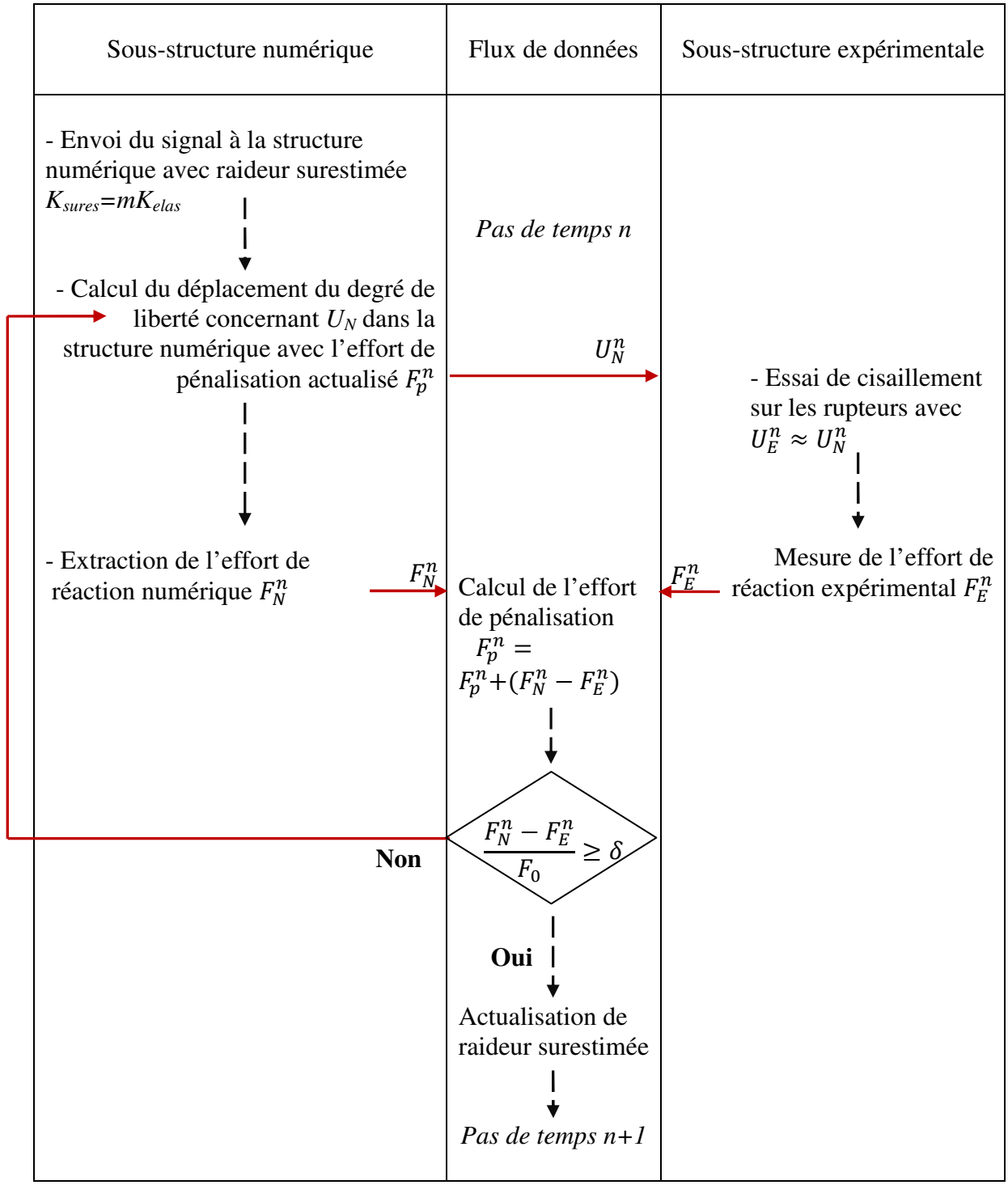


Table 3.6 : Schéma de couplage par pénalisation

Un point essentiel d'un essai pseudodynamique avec sous-structuration est le couplage expérimental-numérique. Avec la méthode de pénalisation, on ajoute à chaque pas de temps des forces externes auto-équilibres F_p aux éléments hybrides numériques de raideur surestimée mK_{elas} (avec K_{elas} qui est la raideur élastique des rupteurs) pour les affaiblir artificiellement.

L'application des efforts de pénalisation est illustrée sur la figure 3.15. L'objectif est d'assurer qu'au même déplacement, l'effort de réaction de l'élément expérimental soit suffisamment proche de celui de l'élément numérique correspondant. L'itération ne s'arrête que si l'erreur est inférieure au critère de convergence imposé. Il y a donc deux niveaux de convergence. Le premier concerne la convergence du calcul PASAPAS du calculateur Castem, le deuxième est celle de la boucle de pénalisation. La convergence globale d'un pas de temps de séisme est conditionnée par toutes ces deux dernières. L'algorithme de pénalisation se résume dans le schéma table 3.6.

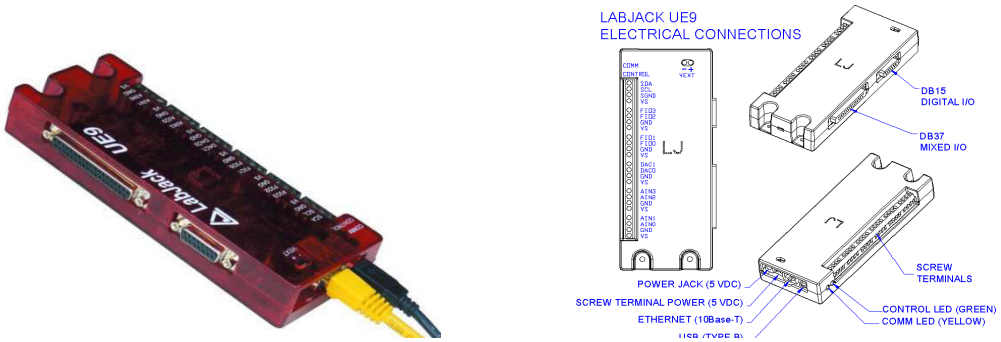


Figure 3.16 : Carte de communication Labjack UE9

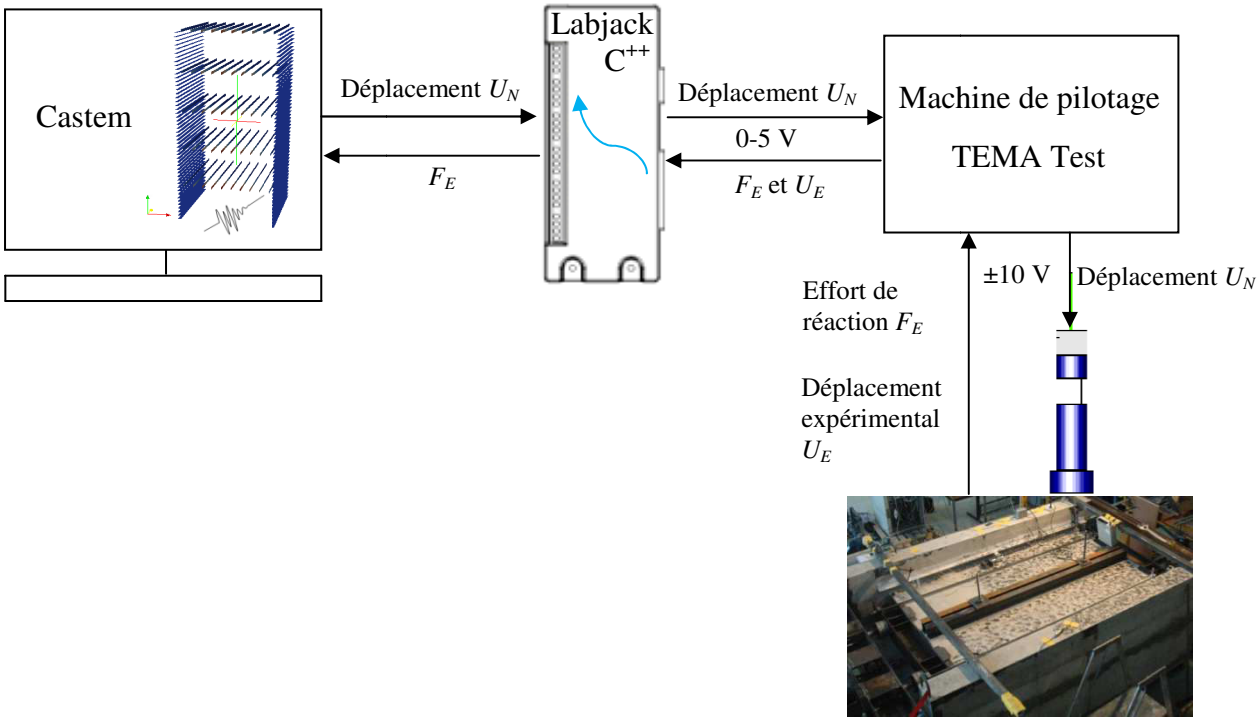


Figure 3.17 : Communication calcul-essai via Labjack

Au niveau de la communication, il s'agit des échanges d'informations entre les sous-structures numérique et expérimentale. Dans nos tests PsDs, le déplacement imposé sur l'éprouvette est en effet le déplacement relatif entre deux extrémités de l'élément rupteur calculé dans le portique complet. A chaque itération, ce déplacement numérique doit être envoyé aux vérins pour effectuer la partie physique du test. Ensuite, la force de réaction mesurée expérimentalement est renvoyée à Castem pour calculer la force de pénalisation à imposer dans la prochaine itération. Pour effectuer ces échanges, il faut que le logiciel soit capable d'envoyer

et de recevoir des données. Or l'opérateur 'exte' de Castem (à partir de la version 2010) assume cette fonctionnalité en permettant d'ouvrir un port de communication avec un programme externe. Dans un même temps, cette étape d'échange peut être vue simplement comme des conversions numérique – analogique ou analogique-numérique. Le flux de données va passer par une carte de conversion Labjack qui joue le rôle d'interface informatique entre les sous-structures (figure 3.16). Cette carte codée sur 12 bits possède des entrées et sorties analogiques et un programme en C^{++}. Ce dernier a pour but de gérer l'envoi et la réception des données passées par la carte d'une façon automatique. Concrètement, il permet de créer et d'envoyer un signal de sortie sous forme d'une rampe de déplacement à la machine électronique à partir du déplacement calculé. La machine est équipée du logiciel TEMA Test qui pilote les vérins dans l'environnement Windows. Inversement, le programme reçoit des mesures de l'effort de réaction et le déplacement expérimental, ensuite les renvoie à Castem. Ces données sont également stockées dans la carte pour la prochaine rampe. La carte est branchée à l'ordinateur de calcul par un port Ethernet et le code C^{++} est relié à Castem comme un programme externe. De l'autre côté, la carte est raccordée à la machine TEMA. Une conversion est nécessaire puisque la carte et la TEMA fonctionnant sous deux différentes tensions (0-5 V pour Labjack et ±10 V pour TEMA). Le protocole de couplage est illustré dans la figure 3.17.

Le pilotage des vérins est effectué par les capteurs externes qui mesurent le déplacement relatif du plancher par rapport aux voiles pour exclure les jeux de rotules dans les vérins (une vérification affirme que les murs ne se déplacent pas). L'effort de réaction est la somme des deux capteurs d'effort de ces vérins. Pour réduire les bruits expérimentaux sur les signaux de déplacement imposés, un filtre est placé entre la carte Labjack et la baie TEMA Test. Avec ce système d'asservissement, un pilotage des vérins de haute précision peut s'effectuer. A vide, les vérins peuvent réaliser des déplacements de l'ordre du µm. Quant à l'effort de cisaillement, une moyenne réalisée sur 5 mesures est renvoyée à la sous-structure numérique pour éviter des problèmes concernant l'effet de vitesse [Lebon, 2011].

3.4. Analyse des résultats

Cette section présente les résultats obtenus par les essais hybrides. Du fait de la lourdeur de la mise en place expérimentale, les essais sont limités à deux éprouvettes identiques. Elles sont fabriquées en même temps et dans les mêmes conditions. Sur ces éprouvettes, deux stratégies différentes de chargement sont adoptées.

- La première est testée avec des signaux d'amplitude croissante jusqu'à un niveau de déplacement significatif des rupteurs.

- La dernière amplitude de la première série est appliquée directement au deuxième corps d'épreuve pour mettre en évidence l'éventuel impact de l'historique de chargement.

Concernant le traitement des résultats, on s'intéresse particulièrement aux deux quantités : déplacement relatif entre les extrémités des rupteurs et effort de cisaillement produit dans ces éléments pendant le séisme. Le premier est en effet le déplacement qui sollicite des rupteurs en excluant le déplacement absolu des voiles et le deuxième révèle la raideur de la jonction. L'analyse des résultats s'oriente effectivement vers trois missions majeures. La première concerne l'évaluation de la résistance des rupteurs Ruthema sous différents niveaux de séisme en tenant compte des effets structuraux dus à la présence du portique, en termes d'effort et de déplacement. Deuxièmement, avec deux manières d'appliquer les signaux de séisme (directement et progressivement), une comparaison des réponses de deux tests sous le même

niveau de séisme 0,4g met en évidence l'influence de l'historique de chargement sur le comportement des rupteurs. En dernier lieu, une confrontation des résultats des essais hybrides aux ceux d'une modélisation par le modèle numérique développé dans le chapitre 2 permet de valider expérimentalement le modèle dans le cas de chargement dynamique.

Dans tous les essais PsDs, la partie numérique est modélisée avec les mêmes paramètres matériaux et les mêmes conditions limites. Pour la sous-structure expérimentale, il n'y a pas de modification volontaire sur les conditions expérimentales entre les essais. Pourtant on ne peut pas éviter l'éventuelle sensibilité des réponses expérimentales au changement des capteurs ou aux différences des éprouvettes. La raideur initiale des rupteurs est calculée en se basant sur le résultat de l'essai statique (chapitre 1) et le coefficient de surestimation de la raideur est égal à 2 pour tous les tests.

Sur la première éprouvette, l'essai a été démarré avec le signal du séisme de San Francisco 1957 avec une amplitude égale à 0,1 g. L'objectif du premier test est de vérifier les dispositifs expérimentaux et le couplage numérique-expérimental. L'essai a été réalisé sur un signal de séisme de 4 secondes. En parallèle, une modélisation d'un portique complet identique a été réalisée. Dans ce calcul, toutes les conditions limites sont conservées. Pourtant à la place des éléments hybrides représentant des rupteurs dans un essai PsD, des macroéléments avec la loi de comportement de rupteur thermique développée précédemment sont utilisés dans la modélisation. Les paramètres de ce modèle sont calibrés en se basant sur le résultat expérimental des rupteurs Rutherma sous chargement cyclique (voir section 2.2, chapitre 1). La confrontation de deux différentes simulations est présentée dans la figure 3.18. Concernant le déplacement relatif entre les extrémités des rupteurs, une bonne concordance est remarquée dans deux premières secondes avant le pic maximal. Un décalage plus important est apparu dans l'autre moitié de la durée de chargement. Les deux spectres de déplacement relatif entre les deux extrémités des éléments rupteurs sont également assez proches.

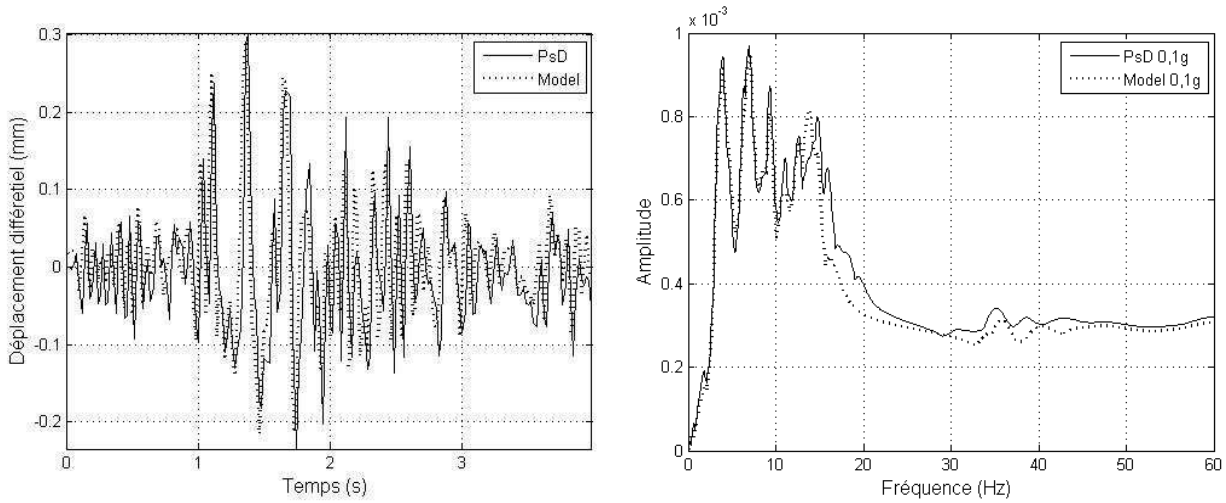


Figure 3.18 : Déplacement relatif des rupteurs au 4^e étage à 0,1g: par essai PsD et modèle macro

En traçant la courbe de l'effort en fonction du déplacement, on remarque qu'à l'amplitude de 0,1 g, le comportement est linéaire. Ce point correspond au résultat de l'essai cyclique statique dans lequel à 0,3 mm de déplacement, les rupteurs restent dans la zone élastique. Aucun endommagement n'est détecté dans le portique numérique. Notamment la cohérence entre la modélisation et le test hybride nous donne plus de confiance quant aux calculs prédictifs fournis par le modèle numérique proposé. Cette remarque nous permet de réaliser

l'essai PsD avec deux amplitudes de séisme plus importantes c'est à dire 0,25g et 0,4g. La première valeur de l'accélération du sol est couramment utilisée dans la pratique du dimensionnement des bâtiments en zones sismiques en France. A ce niveau, on estime que les rupteurs commencent à se plastifier sans subir une déformation importante. Pourtant, un pic de l'effort et un déplacement significatif sont attendus à l'amplitude de 0,4g.

Les deux essais suivants sur la première éprouvette sont également présentés et comparés à la modélisation par le modèle numérique simplifié de rupteur. En effet, selon la courbe enveloppe de l'effort en fonction du déplacement, on remarque que les rupteurs entrent dans la phase nonlinéaire sous l'action sismique d'amplitude 0,25g. Le pic du déplacement relatif expérimental engendré par le séisme de 0,25g reste modeste à 1,05 mm. Au même endroit, l'effort de cisaillent au pic le plus important atteint 496 kN (pour l'ensemble des rupteurs sur 6 mètres de voile). Pourtant le déplacement donné par la modélisation est plus important que celui de l'essai (figure 3.19). Une différence est observée sur les efforts de cisaillement dans le sens inverse (figure 3.20). L'effort calculé est légèrement inférieur à l'effort de réaction mesuré dans le test PsD. Cela montre un décalage entre les raideurs numérique et expérimentale des rupteurs. Une explication de cette différence pourrait être que l'identification des paramètres du modèle numérique, effectuée sur la réponse d'un seul essai statique. Ce problème sera abordé de manière quantitative ultérieurement dans la figure 3.25.

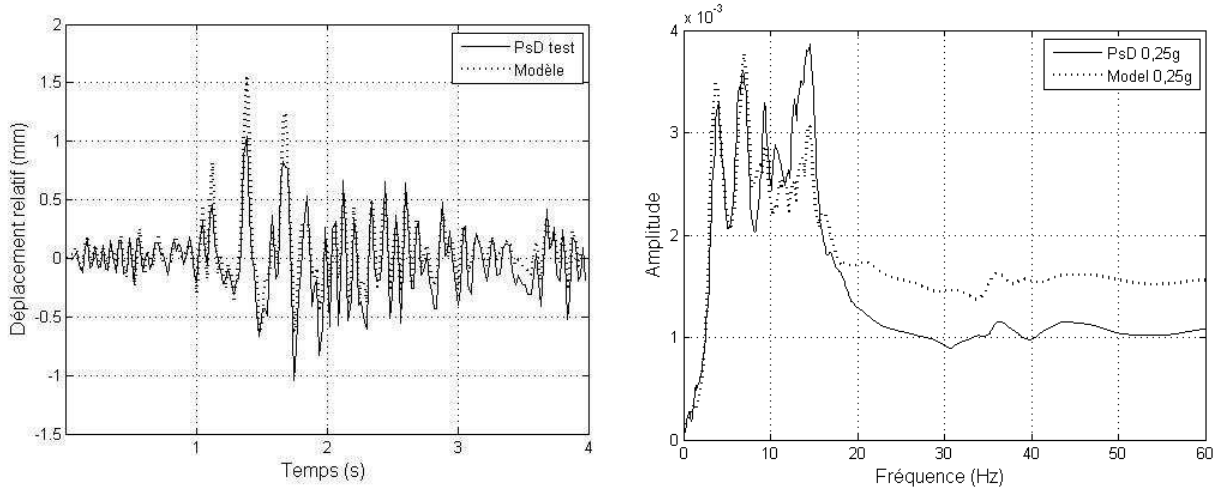


Figure 3.19 : Déplacement relatif des rupteurs au 4^{e} étage à 0,25g

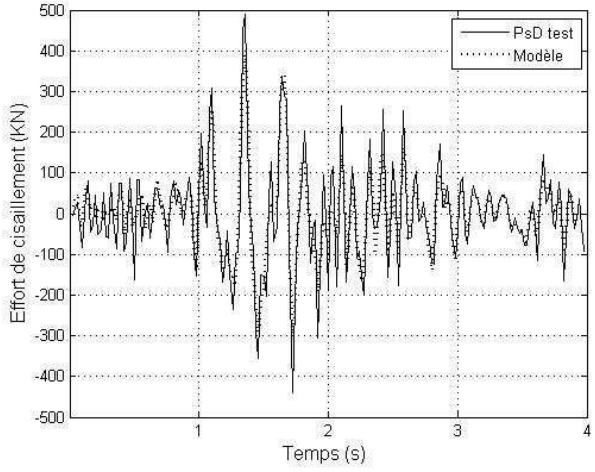


Figure 3.20 : Effort de cisaillement total des rupteurs au 4^{e} étage à 0,25g

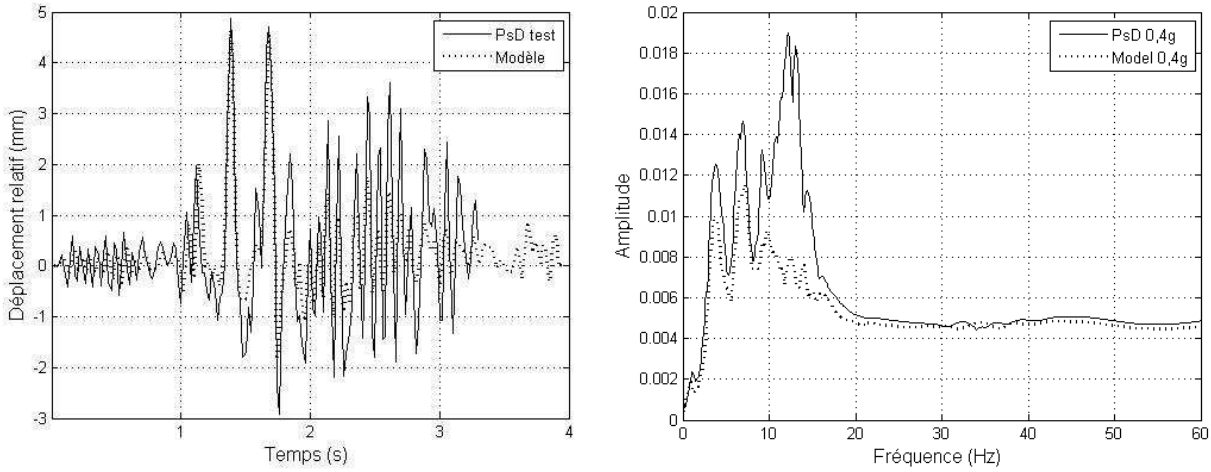


Figure 3.21 : Déplacement relatif des rupteurs au 4e étage à 0,4g

Les résultats sur le déplacement relatif et l'effort de cisaillement engendrés dans les rupteurs confirment que pour la configuration de portique choisie, les rupteurs composés de rupteurs ordinaires et d'éléments sismiques conservent un bon état sous un séisme de 0,25 g. Cependant un séisme de 0,4g conduit à un important déplacement significatif de 4,7 mm dans les rupteurs. A cause d'un problème technique, cet essai s'est arrêté à 3,3 secondes. Une bonne adéquation est observée sur les courbes de déplacement jusqu'au pic le plus important. Après ce pic, le déplacement de la modélisation est moins important que celui de l'essai PsD. Les efforts de cisaillement dans les deux simulations sont assez proches. La valeur au pic est de 499 kN pour 4 rupteurs testés (équivalent à 749 kN pour l'ensemble des rupteurs sur 6 mètres dans la simulation hybride). Cet effort dépassait l'effort de cisaillement maximal enregistré dans l'essai statique cyclique. La raideur des rupteurs dans cet essai PsD est plus élevée que celle des éléments macro dans la modélisation. Cette remarque explique le décalage entre les deux spectres de déplacement dans la figure 3.21. En effet, les rupteurs modélisés sont plus souples par rapport aux rupteurs de ce premier essai PsD, ils ne représentent pas bien les hautes fréquences.

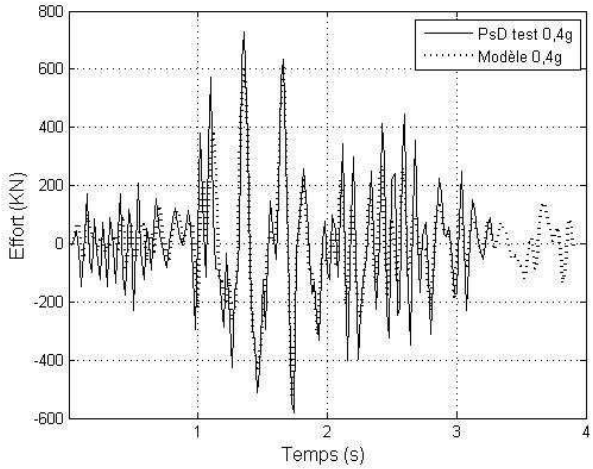


Figure 3.22 : Effort de cisaillement des rupteurs au 4e étage à 0,4g

En observant le corps d'épreuve après ce dernier chargement, on aperçoit que le béton enrobant les barres sismiques commence à se dégrader. Les barres sismiques en croix flambent

en compression de manière observable. Cette série d'essais s'arrête à 0,4g car lorsque les rupteurs atteignent le pic d'effort et commencent à glisser sur le plateau ductile, les essais suivants n'ont plus vraiment de sens mécanique.

Sur la deuxième éprouvette, on s'intéresse au comportement des rupteurs sous l'application directe d'un signal de séisme d'amplitude 0,4g sans passer par les amplitudes inférieures. L'idéal est de comparer le comportement des rupteurs vierges et celui des rupteurs pré-endommagés par les séismes moins importants sous un même niveau de sollicitation. Cela permet d'estimer l'impact de l'historique de chargement sur la réponse des rupteurs. En effet à 0,4g, une déformation prononcée est observée pour les rupteurs ayant été chargés préalablement par des séismes de 0,1g et 0,25g. De plus, une fois les rupteurs entrés dans la phase ductile, le déplacement peut accélérer très rapidement sur le plateau même sous un petit incrément d'amplitude. Cette remarque est confirmée par un calcul préliminaire avec le modèle numérique dans le cadre duquel un déplacement de l'ordre 20mm est envisagé à 0,6g. Par précaution, cette amplitude est considérée comme la limite de chargement avec laquelle on teste la dernière éprouvette.

Sur les courbes de déplacement relatif des rupteurs, un important décalage entre les résultats des deux essais est remarqué. Au plus grand pic, le déplacement engendré par l'application directe du signal de 0,4g est de 2,3 mm tandis qu'une valeur deux fois plus grande est enregistrée par l'essai enchaîné (de 0,4g après deux plus faibles sollicitations). Ce résultat est logique et confirme notre prédiction dans le sens que le déplacement sur la deuxième éprouvette est moins important que celui de la première car la structure est moins dégradée sous un chargement direct sans être pré-endommagée précédemment. Pourtant une bonne cohérence est obtenue en effort de cisaillement qui met donc en évidence un écart prononcé entre les raideurs expérimentales des deux éprouvettes. Cette constatation met en question non seulement l'influence de l'historique de chargement mais aussi une éventuelle variation entre les éprouvettes en termes de raideur. Pour cette raison les courbes d'enveloppe sont tracées (figure 3.25). On peut s'apercevoir que la raideur des rupteurs dans le second essai est beaucoup plus importante que celle du premier. Ainsi cette dernière est supérieure à la raideur révélée dans l'essai statique, même en élasticité. Pourtant un jugement de l'impact de l'historique de chargement sur le comportement des rupteurs n'est fiable que si les éprouvettes sont complètement identiques.

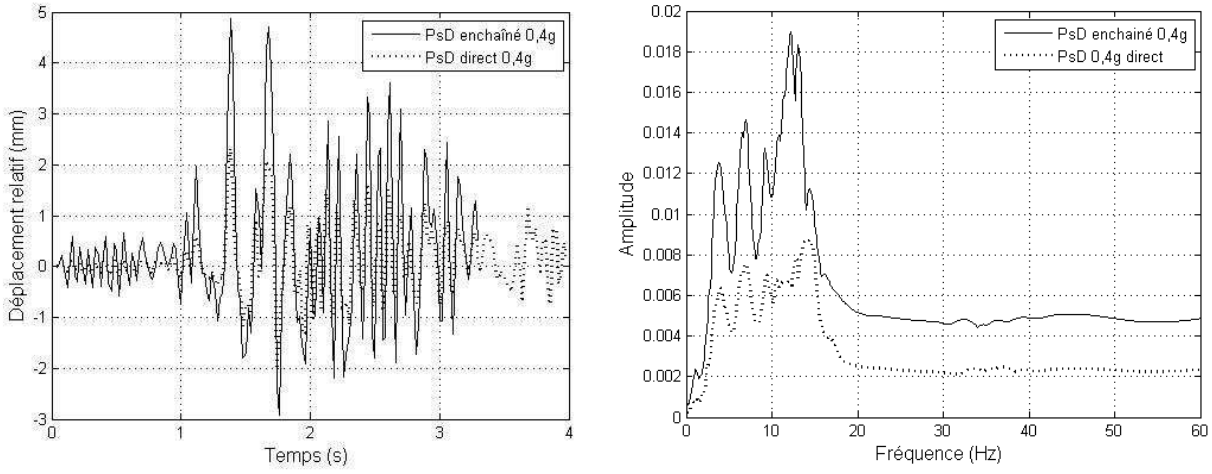


Figure 3.23 : Déplacement relatif des rupteurs au 4^{e} étage à 0,4g: application directe et progressive

La confrontation des courbes enveloppes dans la figure 3.25 permet également de justifier le décalage entre les résultats à 0,25g de l'essai PsD et ceux de la modélisation avec le modèle numérique (figure 3.19). Nous remarquons que le déplacement numérique est plus important que celui de l'expérimentation. Cela peut s'expliquer par une raideur numérique inférieure à la raideur expérimentale. Ce problème provient effectivement de l'identification des paramètres du modèle macroélément dans le calcul numérique. En raison d'un nombre limité d'essais d'identification, cette dernière se base sur le comportement des rupteurs dans un seul essai statique. Tandis que la réponse expérimentale des rupteurs varie entre les éprouvettes testées comme nous l'avons prouvé sur nos trois essais réalisés (figure 3.25). Le fait de généraliser le comportement des rupteurs par le résultat sur une seule éprouvette est donc délicat et peu judicieux. Il est nécessaire de réaliser un certain nombre d'essais d'identification pour réduire l'impact aléatoire sur les paramètres du modèle numérique.

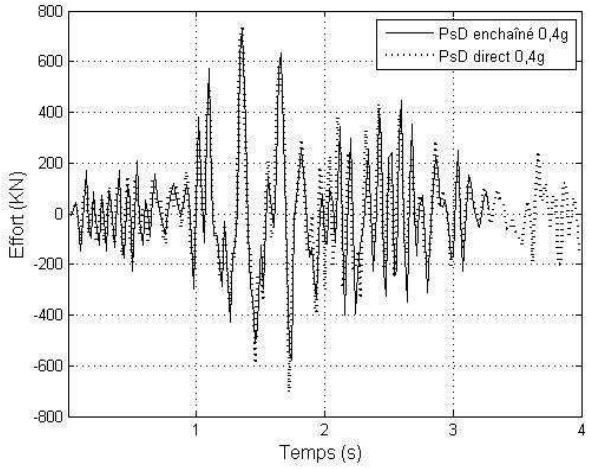


Figure 3.24 : Effort de cisaillement des rupteurs au 4^{e} étage à 0,4g : applications directe et progressive

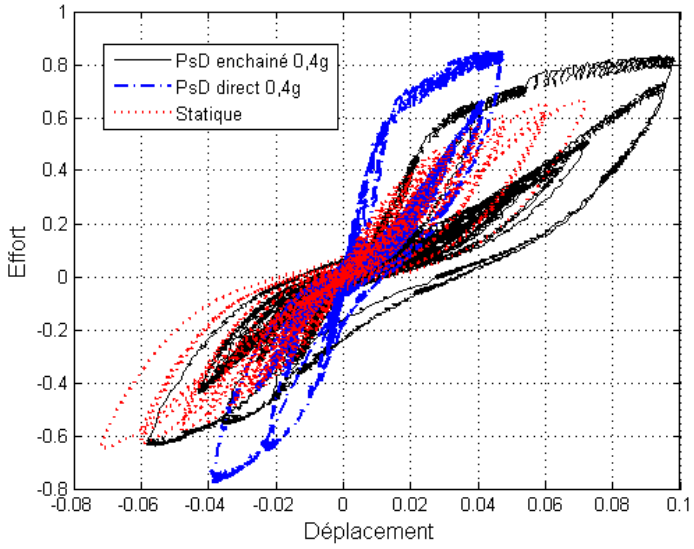


Figure 3.25 : Extrait des courbes enveloppe expérimentales (adimensionné): applications directe, progressive et statique

Dans tous les essais pseudodynamiques réalisés sous l'action sismique horizontale, aucun endommagement n'est apparu dans le portique de la sous-structure numérique (suivant les

critères du modèle unilatéral [La-Borderie, 1991]). Cela signifie que les rupteurs sont les éléments les plus sensibles de la structure globale dans lesquels la défaillance se concentre.

Après des essais PsDs, les rupteurs sont testés de manière individuelle sans couplage hybride par des signaux de déplacement d'amplitude croissante jusqu'à la rupture. Conformément aux résultats des essais hybrides, l'effort de cisaillement maximal atteint F pour les 4 rupteurs de la deuxième éprouvette (équivalent à 1,5F pour 6 rupteurs dans les simulations PsDs). Pourtant cette valeur est de 0,8F sur la première éprouvette et de 0,67F dans l'essai statique. Dans tous les cas, on remarque un long plateau ductile et la rupture se trouve autour de 40 mm de déplacement imposé.

3.5. Conclusion sur les essais pseudodynamiques

Au total quatre essais pseudodynamiques ont été réalisés sur deux éprouvettes composées des rupteurs thermiques ordinaires et sismiques. Ce sont les premiers essais qui prennent en compte en même temps les effets dynamiques du chargement et les effets structuraux de la structure globale sur les rupteurs. En premier lieu, les résultats nous permettent d'avoir un ordre de grandeur sur le niveau de séisme pour un spectre donné qu'un portique comportant des rupteurs peut supporter. Autrement dit, les essais proposent des premières estimations sur la raideur (effort, déplacement) des rupteurs sous un signal sismique donné. En second lieu, la capacité ainsi que l'efficacité de l'utilisation d'un couplage global par pénalisation et actualisation de raideur dans un essai hybride sont confirmées.

Une relative adéquation entre la réponse expérimentale et celle de la modélisation par le modèle développé est obtenue dans la plupart des tests. Le modèle est apte à décrire le comportement des rupteurs sous sollicitations sismiques. Une fois le modèle validé dans un cadre dynamique, nous pouvons l'utiliser pour réaliser rapidement et efficacement un nombre important de simulations à l'échelle du bâtiment qui sert ensuite aux analyses probabilistes. Pourtant une telle difficulté n'est pas ignorée dans l'interprétation des résultats à cause d'un nombre trop limité d'essais statiques et dynamiques.

Concernant l'influence de l'historique du chargement sur le comportement des rupteurs, un jugement solide est pourtant difficile à se faire s'il il faut prendre en compte la variation entre les éprouvettes testées. Le résultat ne pourrait être significatif que si nous avons un nombre suffisamment important de données expérimentales. Cette variabilité expérimentale justifie d'autant plus le choix de développer des modèles capables de réaliser des analyses probabilistes.

4. Conclusion

Ce chapitre avait pour but de valider le modèle numérique des rupteurs sous sollicitations sismiques développé dans le chapitre 2. En premier lieu, un état de l'art sur les diverses méthodes d'expérimentation a été présenté. Cette section nous a permis de positionner notre problème ainsi que de justifier le choix sur l'approche adoptée. La technique de l'essai pseudodynamique répond à l'objectif d'étudier le comportement des rupteurs dans son environnement à l'échelle réelle sous des signaux sismiques. De plus elle s'adapte à notre moyen expérimental disponible. Différentes méthodes pour réaliser le couplage hybride numérique-expérimental ont été également présentées. Le couplage global par pénalisation est utilisé en tenant compte des difficultés d'une décomposition de domaines. En même temps, ce schéma assure une bonne convergence sans devoir définir précisément les paramètres de la partie

numérique. L'extension de cette technique de couplage par l'actualisation de raideur en fonction du résultat expérimental 'in situ' est également testée pour atteindre plus rapidement la convergence globale entre les sous-structures.

Les essais PsDs confirment l'opportunité d'utiliser cette nouvelle approche expérimentale dans une étude d'un bâtiment de taille réelle comportant des éléments innovants sous sollicitations sismiques. La technique pseudodynamique avec sous-structuration permet de réduire considérablement le coût final des essais et prouve donc la possibilité de réaliser des essais dynamiques avec les moyens expérimentaux statiques.

Concernant les résultats des essais, aucun endommagement n'a été constaté dans les portiques même sous les signaux de forte intensité. La concentration de l'endommagement dans les rupteurs signifie que la présence des rupteurs affaiblit la structure globale dans la direction testée (parallèlement à la jonction).

Enfin, la confrontation des résultats numériques et expérimentaux, avec une bonne concordance entre eux, permet de valider le modèle numérique développé. Ce dernier est capable de modéliser les rupteurs non seulement sous chargements statiques mais aussi sous chargements sismiques. Basé sur le concept de macroélément, le modèle permet de réaliser efficacement des calculs nonlinéaires de bâtiments pour aboutir à des analyses probabilistes, par exemple pour l'élaboration des courbes de fragilité. En revanche, une étude soigneuse avec un nombre suffisant de données expérimentales est nécessaire pour identifier les paramètres du modèle.

Chapitre 4

Vers l'étude de vulnérabilité :

Application à la courbe de fragilité

En visant la finalité de la thèse qui est d'élaborer un outil permettant l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments comportant des rupteurs thermiques, applicable dans le dimensionnement et l'évaluation technique industrielle, ce chapitre a pour but de compléter la dernière partie d'une méthodologie analysant le comportement des rupteurs. Après avoir étudié expérimentalement la liaison, un modèle numérique a été développé et validé sous chargements statique et sismique. L'objectif est désormais de montrer la capacité d'utiliser ce modèle pour réaliser un nombre important de calculs nonlinéaires à l'échelle du bâtiment. Ce dernier servira comme base de données pour des analyses de vulnérabilité basées sur des estimations probabilistes en tenant compte des aspects aléatoires. Sans s'immerger dans diverses méthodes d'analyse de vulnérabilité, la construction des courbes de fragilité sera présentée de manière illustrative.

Une section présentant la généralité des études de vulnérabilité sera exposée en premier lieu. Ensuite, une méthode simple est adoptée pour établir des courbes de fragilité à partir des calculs d'un bâtiment avec le modèle de rupteur subissant des signaux sismiques aléatoires.

Sommaire

1. Analyse de la vulnérabilité des bâtiments 125
2. Exemple d'élaboration des courbes de fragilité 130
3. Conclusion 134

1. Analyse de la vulnérabilité des bâtiments

L'étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments est une approche majeure dans le génie parasismique. En réalité, la perte des vies et les dégâts économiques enregistrés après un tremblement de terre ne proviennent pas intrinsèquement de la catastrophe mais de la dégradation des infrastructures (surtout les bâtiments) provoquée par cet événement. Il faut donc s'assurer qu'une telle structure résiste à un niveau de séisme probable dans la région. C'est la raison pour laquelle des études de vulnérabilité sont indispensables dans le dimensionnement des nouveaux ouvrages, notamment pour les bâtiments intégrant des rupteurs thermiques qui sont des points de faiblesse.

L'étude de la vulnérabilité sismique consiste en l'estimation du dommage d'une structure, d'une ville ou d'une région sous l'action d'un séisme donné. Le dommage peut être exprimé suivant plusieurs indices, souvent sur une échelle de dommage (Risk-UE 2003, GNDT 1986), en perte économique (FEMA 1999), en perte de vies humaines ou de divers indices de vulnérabilité définis dans chaque méthode. L'étude de vulnérabilité peut s'effectuer à deux échelles différentes : échelle urbaine (CETE Méditerrané, Vulneralp, FEMA) ou échelle du bâtiment (Risk-UE 2003, Battier AFPS, Zacek 1993). A l'échelle urbaine, l'analyse est plutôt statistique car les informations concernant le diagnostic de chaque bâtiment sont rares. Par contre, une estimation à l'échelle de la structure est souvent déterministe et correspond à un bâtiment avec des propriétés mécaniques définies. En fonction de l'application, l'analyse de vulnérabilité peut s'orienter vers la requalification des bâtiments existants ou assurer un certain niveau de sécurité dans le dimensionnement des bâtiments neufs. Dans tous les cas, l'évaluation des dommages sismiques est précédée par une multitude d'informations concernant quatre groupes principaux

- Caractéristiques de l'action sismique : probabilité d'apparition d'un événement sismique à un tel niveau dans la région, base de données sur l'accélération enregistrée.
- Caractéristiques du sol : la position de la région sur la carte sismique, type de sol, topographie du terrain, spectre de réponse
- Caractéristiques structurales : données relatives aux fonctions de la structure, type de bâtiment, taille, hauteur, nombre d'étage, type de fondation, système structural, caractéristiques des matériaux.
- Méthode d'analyse : modèle mathématique d'estimation de dommage, courbe de capacité, courbe de fragilité, dégât économique,…

Une liste exhaustive des méthodes d'analyse est présentée dans [Verrhiest *et al.*, 2008]. En fonction de la technique d'analyse, les approches pour évaluer la vulnérabilité des structures de génie civil au séisme peuvent se classifier en quatre familles :

- Relevé post-sismique (retour d'expérience)
- Enregistrement in situ
- Test au laboratoire
- Modélisation numérique

La méthode de retour d'expérience consiste à observer à grande échelle le dommage lié à un séisme ayant eu lieu correspondant à une amplitude, une région, une nature géotechnique. La

mission est d'expertiser la vulnérabilité en fonction des caractéristiques structurales des structures : matériaux, taille, forme. Ayant un sens à grande échelle, cette méthode permet de faire une évaluation réaliste, plutôt au niveau urbain, sans établir une relation directe entre la résistance des structures et le tremblement de terre (CETE Méditerranée). Le retour d'expérience est toujours irremplaçable pour enrichir les archives sur la conséquence d'un séisme. Pourtant il est nécessaire de réaliser cette analyse sur un nombre important de bâtiments, ce qui rend la méthode coûteuse.

La deuxième méthode par enregistrement 'in situ', par exemple des vibrations ambiantes des bâtiments, permet de déterminer les fréquences propres et les paramètres comme l'amortissement, les déformées modales. Ces informations ont un lien direct avec la vulnérabilité sismique des bâtiments [Crawford et Ward, 1964], [Celebi et Safak, 1991], [Boutin *et al.,* 2005]. Pourtant, l'interprétation des résultats obtenus en petite déformation (vibration ambiante) et extrapolés aux grandes déformations lors d'un séisme est complexe. L'utilisation d'une telle méthode reste peu courante et la base de données disponible est plutôt limitée.

Les tests en laboratoire et la modélisation numérique sont les méthodes les plus utilisées et les plus pratiques pour évaluer la vulnérabilité des bâtiments sous sollicitations sismiques. Les développements importants non seulement de la puissance mais aussi de la qualité des dispositifs expérimentaux comme les tables vibrantes, les murs de réaction, les vérins dynamiques permettent de simuler le dégât structural lors d'un séisme et de tester la structure (à taille réduite ou réelle) jusqu'à la rupture. Cependant, en ce qui concerne l'investissement financier, la mise en œuvre d'un tel scénario reste hors de la portée de la plupart des établissements. D'ailleurs, il existe des modèles numériques qui permettent de modéliser le comportement sismique des bâtiments ainsi que la vulnérabilité à grande échelle (HAZUS 1999, Risk-UE 2003). A grande échelle, l'étude est en général coûteuse et il faut adopter de nombreuses hypothèses sur le plan des constructions et la résistance des structures. A l'échelle de la structure, le travail s'effectue souvent sur les modèles simplifiés car l'utilisation d'une description EF sophistiquée demande un travail conséquent concernant la construction du maillage et le temps de calcul aussi une puissance importante des calculateurs et de la mémoire des ordinateurs.

Les approches pour évaluer la vulnérabilité peuvent être classées également en fonction du type de bâtiment : bâtiments existants ou bâtiments neufs. Les premiers sont l'objet de recherche de plusieurs programmes dans le monde entier tels que RADIUS, GEMITIS (1990, 2000), ATC-13 (1985), ATC-40 (1996), HAZUS (1997 et 1999) ou Risk-UE (2003). Les scénarios de tremblement de terre définis par l'utilisateur sont simulés à l'aide des modélisations. Pour les bâtiments neufs, l'évaluation agit dans deux sens. L'objectif peut consister à estimer quel niveau de séisme peut supporter la structure envisagée ou dans le sens inverse, comment dimensionner la structure pour qu'elle soit fonctionnelle pour une intensité définie.

Dans la pratique d'ingénierie du bâtiment, il est important d'avoir des outils prédéveloppés qui permettent d'évaluer la vulnérabilité des ouvrages sans passer par les analyses détaillées citées précédemment. Par conséquent, il existe des courbes de capacité ou des courbes d'endommagement qui sont les résultats finaux des analyses de la vulnérabilité. Basées sur les méthodes d'analyse nonlinéaire des bâtiments pour déterminer leurs performances, le plus grand avantage de l'utilisation de ces courbes est la capacité à estimer directement la capacité portante de la structure correspondant à un scénario sismique. Pour cette raison, ces courbes font partie des outils du dimensionnement à l'échelle industrielle.

La courbe de capacité est une expression de base de la résistance des bâtiments. Elle définit le comportement de la structure sous une action sismique ainsi que la performance de cette dernière jusqu'à la rupture. Souvent exprimée en accélération spectrale en fonction du déplacement spectral, la courbe est placée avec la courbe de sollicitation du séisme (spectre de réponse). Cette dernière peut être la réponse d'un séisme quelconque ou une enveloppe des spectres de plusieurs séismes. L'intersection entre les courbes est appelée 'point de performance' qui caractérise l'état de la structure correspondant à un niveau de tremblement de terre. Dans certaines méthodes, cette relation est représentée par une simple relation bilinéaire (HAZUS, Risk-UE). La courbe de capacité est transformée à partir d'une relation entre l'effort tranchant à la base de la structure et le déplacement correspondant. L'élaboration des courbes peut être basée sur plusieurs méthodes. On peut y citer les analyses mécaniques nonlinéaires de type 'Push-over', les essais sur table vibrante, les modèles mathématiques des caractéristiques ou des modélisations mécaniques numériques des structures. Certains aspects aléatoires structuraux peuvent être pris en compte en moyennant sur les résultats d'un grand nombre de calculs du même type de bâtiment.

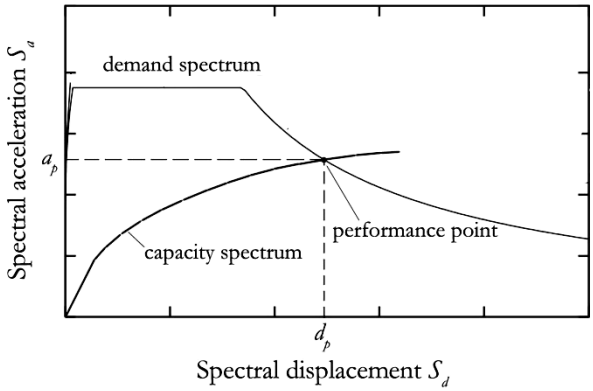


Figure 4.1 : Exemple de la courbe de capacité (Selena Ris-e)

L'étude de la performance d'une structure résistant à un séisme par courbe de capacité est déterministe. Pourtant il est impossible de prévenir l'arrivée d'un événement tel qu'un tremblement de terre avec certitude. De plus, le fait de considérer uniquement la première fréquence propre de la structure dans le spectre de réponse n'est que relativement convenable. Il est donc pertinent d'exprimer la vulnérabilité des bâtiments par une approche prenant en compte des aléas concernant les caractéristiques structurelles, ceux du sol ou du signal de séisme. Il s'agit de l'évaluation par courbes de fragilité auxquelles nous nous intéressons dans ce chapitre. En effet, les courbes de fragilité définissent la probabilité pour une structure ou un élément d'atteindre ou de dépasser un niveau de dommage structurel ou non structurel défini. Cette probabilité est exprimée en fonction des paramètres représentant l'agression du mouvement sismique tels que l'accélération maximale du sol PGA (Peak Ground Acceleration), le déplacement spectral maximal du sol PGD (Peak Ground Spectral Displacement), ou la vitesse absolue cumulée CAV (Cumulative Absolute Velocity). La fonction de probabilité peut s'exprimer par la formule générale

$$P_f(D) = P(défaillance \setminus D) = P(A < D) \tag{4.1}$$

où P_f est la probabilité de défaillance, D est la demande sismique qui caractérise l'intensité du séisme envisagé (en PGA, PDG ou CAV), A est la capacité de la structure qui sera détaillée

ultérieurement. Un exemple des courbes de fragilité en déplacement spectral est présenté dans la figure 4.2.

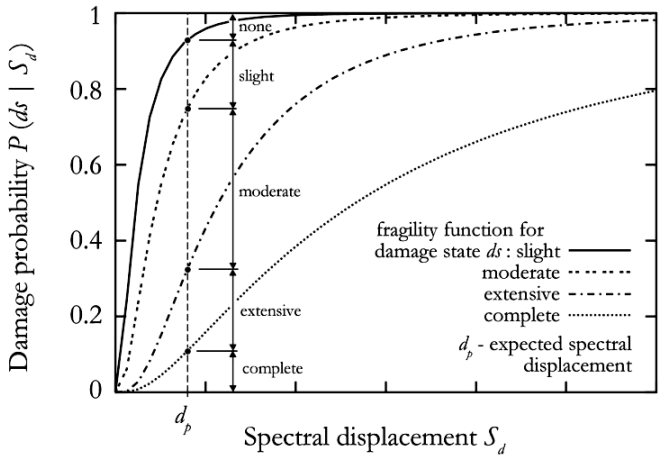


Figure 4.2 : Exemple des courbes de fragilité (Selena Ris-e)

La fragilité d'une structure ne peut qu'être évaluée en se basant sur sa capacité A. Cette dernière est définie par une limite de l'intensité de séisme que la structure peut supporter avant atteindre d'un critère de défaillance. Pour déterminer cette capacité, toutes les méthodes d'analyse de comportement mécanique classiques sont adoptées. Dans certains programmes, l'élaboration des courbes est réalisée à l'aide de tests au laboratoire et d'observations de dommages, ensuite calibrée par les données recueillies par le retour d'expérience (ATC 1985). Plus courantes sont les méthodes basées sur les analyses nonlinéaires des bâtiments. On peut y citer la méthode 'Pushover' qui établit une courbe de capacité étant une relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet correspondant. La structure est chargée statiquement jusqu'à la ruine. La méthode d'analyse dynamique incrémentale temporelle peut également être utilisée pour prendre en compte les effets dynamiques et de la modification de caractéristiques structurales pendant un chargement dynamique. D'autres techniques récemment développées permettent également d'estimer les paramètres de vulnérabilité basés sur les enregistrements 'in situ'.

Indépendamment de la méthode d'analyse choisie, une étude de vulnérabilité par courbe de fragilité respecte en général les démarches suivantes

- Caractérisation du bâtiment selon les typologies.
- Choix des variables aléatoires.
- Choix du (ou des) critère de défaillance.
- Analyse du comportement des structures.
- Construction des courbes de fragilité en se basant sur la base de données obtenue dans l'étape précédente.

L'évaluation s'effectue souvent sur un type de bâtiment défini car l'estimation de la fragilité des structures sans considérer les caractéristiques structurales spécifiques n'a pas de sens. D'ailleurs il est impossible de généraliser sur tous les types de bâtiment. Les bâtiments peuvent donc être classés suivant plusieurs critères structuraux comme dans une analyse de la vulnérabilité générale : matériaux, hauteur, superficie, système structural, système de résistance latérale, fondation. A cause des incertitudes de la nature des actions sismiques ainsi que de

diverses caractéristiques des structures, la courbe de fragilité n'est pas donc construite pour un scénario précis mais prendra en compte des aspects aléatoires. Chaque courbe peut mettre l'accent sur une variable aléatoire et les analyses de capacité seront réalisées autour de cette dernière. Le choix de la variable dépend des enjeux de l'étude. On s'intéresse en général à la nature du séisme (amplitude, spectre, historique temporel, etc) aux caractéristiques de la structure (paramètres des matériaux, amortissement, masse et sa répartition,…) ou aux caractéristiques relatives du sol (type, résistance, topographie du terrain…) Ces variables peuvent également intervenir simultanément aux analyses.

Le terme 'niveau de dommage' dans les courbes de fragilité évoque naturellement des critères de défaillance. Les critères permettent de définir les seuils de défaillance pour la structure. Ces derniers concernent deux aspects essentiels : les indices caractérisant l'état de dommage de la structure et les seuils qui distinguent les niveaux de dommage. Pour les bâtiments, plusieurs indices peuvent être utilisés : déplacement différentiel maximal, angle de rotation différentielle maximal entre deux étages consécutifs, déplacement maximal au sommet, ou chute de fréquence propre [Cornell *et al.,* 2002], [Yun *et al.,* 2002] [Kinali et Ellingwood, 2007]. D'ailleurs, les critères peuvent se porter sur le plan de la sécurité des vies humaine. En fonction de l'indice choisi, on peut imposer les seuils de dommage. Par exemple, suivant la baisse de fréquence propre, on peut considérer que le bâtiment est dans un léger dommage avec une perte de moins de 15%, dommage contrôlé à moins de 30% et dommage important jusqu'à 50% [Zentner *et al.,* 2009].

L'évaluation du comportement des structures représente le plus grand travail de la construction des courbes de fragilité. Si l'étude de la fragilité est statistique et probabiliste, l'analyse du comportement des structures est par contre déterministe pour chaque scénario précis : sur un bâtiment concret et avec un chargement défini. Le nombre de scénarios peut être conséquent pour pouvoir couvrir une certaine plage des paramètres d'entrée. Il faut réaliser d'une simulation à chaque valeur en fonction de la variable choisie. L'ensemble des résultats est la base de données pour construire des courbes de fragilité en prenant compte des aléas.

La dernière étape consiste à synthétiser le comportement de la structure par les courbes de fragilité. Concrètement il s'agit d'un calcul mathématique de la probabilité de la structure d'atteindre (ou de dépasser) un seuil de dommage défini précédemment. Cette probabilité est conditionnée directement par la réponse de la structure sous divers scénario simulés. De plus, plusieurs paramètres probabilistes peuvent y participer dus à la nature aléatoire de toutes les estimations réalisées. Pour rester dans une analyse en séparant la capacité et la demande sismique, on peut classer les aléas en trois éléments : aléa concernant la présence de l'événement correspondant à un niveau d'agression du séisme, aléa de la demande sismique et celui la capacité des structures [Kennedy *et al.,* 1980], [Cornell *et al.,* 2002], [Kinali et Ellingwood 2007], [Zentner *et al.,* 2008]. Les deux premiers éléments ne concernent que l'action sismique sans avoir aucun lien avec la structure. Ils sont résumés dans la courbe de vulnérabilité aléatoire $H_D(d)$ qui exprime la probabilité de la demande sismique D de dépasser une valeur spécifique d à l'intensité de séisme $a = a_i$ (exprimant par le premier terme du côté droit de l'équation 4.2) ainsi que la probabilité d'apparition d'un événement à l'intensité a_i (terme $P[a=a_i]$). Cette probabilité s'écrit par le théorème de la probabilité totale comme dans la formule suivante [Benjamin et Cornell, 1970], [Cornell *et al.,* 2002] pour toutes les intensités de mouvement du sol

$$H_D(d) = P(D \geq d) = \sum_{\forall a_i} P[D \geq d \setminus a = a_i]\, P[a = a_i] \qquad (4.2)$$

Avec a et a_i qui sont respectivement la variable de l'intensité du séisme et une valeur spécifique de cette variable. Cette courbe $H_D(d)$ doit se combiner avec le dernier élément concernant la capacité de la structure P_f présentée (4.1). L'expression finale de la courbe de fragilité de la structure prend la forme complète ci-dessous

$$P_f(D) = P(A < D) = \sum_{\forall d_i} P[A < D \backslash D = d_i] P[D = d_i] \tag{4.3}$$

Le premier terme exprime la probabilité que la capacité soit inférieure à une valeur donnée d et le deuxième terme signifie la probabilité de la demande sismique soit égale à cette valeur. Cette dernière est déterminée par la courbe $H_D(d)$ précédente. Pour certains cas, on s'intéresse uniquement à la probabilité concernant la capacité de la structure.

En ce qui concernant la méthode pour estimer la probabilité, différentes techniques mathématique et statistique de traitement des données peuvent être utilisées. On peut y citer des méthodes classiques dans l'étude de vulnérabilité comme les modèles log-normale, l'estimation de Monte-Carlo, l'échantillonnage par hypercube latin. Sans s'immerger en détail sur les méthodes, on adoptera dans la suite une simple technique pour construire des courbes de fragilité afin de démontrer la capacité de réaliser ce type d'analyse avec le modèle numérique développé.

2. Exemple d'élaboration des courbes de fragilité

Parmi les différentes méthodes d'analyse pour construire des courbes de fragilité, l'utilisation des modélisations numériques est l'approche la plus accessible grâce à leur coût modéré. Afin d'étudier le comportement des structures en prenant en compte les variables aléatoires structurales, il est nécessaire d'effectuer un nombre important de calculs. L'ensemble de tous scénarios dont chacun correspond à une valeur de la variable aléatoire permet de constituer une estimation probabiliste de la capacité de la structure. Pour rendre la réalisation d'une quantité conséquente d'analyses faisable, le calcul nonlinéaire pour chaque scénario doit être robuste en termes de temps de calcul, d'occupation de mémoire sans ignorer la qualité de la description. A l'échelle du bâtiment, une analyse sophistiquée telle que l'expérimentation ou les modèles d'éléments finis tridimensionnels est peu envisageable. Cette section consiste donc à prouver que le modèle macroélément de rupteur est apte à ce genre d'analyse.

A titre d'exemple, une analyse de vulnérabilité par courbes de fragilité a été réalisée. La structure à laquelle on s'intéresse est un portique simple ayant les caractéristiques structurales identiques que celles de la simulation hybride. Les dimensions de ce portique sont rappelées dans la figure 4.3. Les voiles et les planchers sont modélisés par des éléments poutre multifibre de Timoshenko. Les sections de ces derniers sont constituées par des éléments d'acier élastoplastique parfait et des éléments de béton endommageable unilatéral [La-Borderie, 1991]. Les paramètres des modèles et les conditions limites sont détaillés dans le chapitre 3.

L'indicateur de dommage choisi est le déplacement différentiel maximal d'inter-étages aux jonctions voile-plancher dans la direction de chargement OY. Les seuils qui différencient des niveaux de dommage sont définis comme suivant [Zentner *et al.,* 2009]. Ces valeurs sont définies de manière qualitative correspondant à différents niveaux d'endommagement des rupteurs remarqués dans les essais.

- Léger dommage : $\Delta U < h/400 = 7{,}5$ mm

- Dommage contrôlé : $h/400 \leq \Delta U < h/200 = 15$ mm
- Dommage important : $h/200 \leq \Delta U < h/100 = 30$ mm

où *h* est la hauteur d'un étage qui équivaut à 3m.

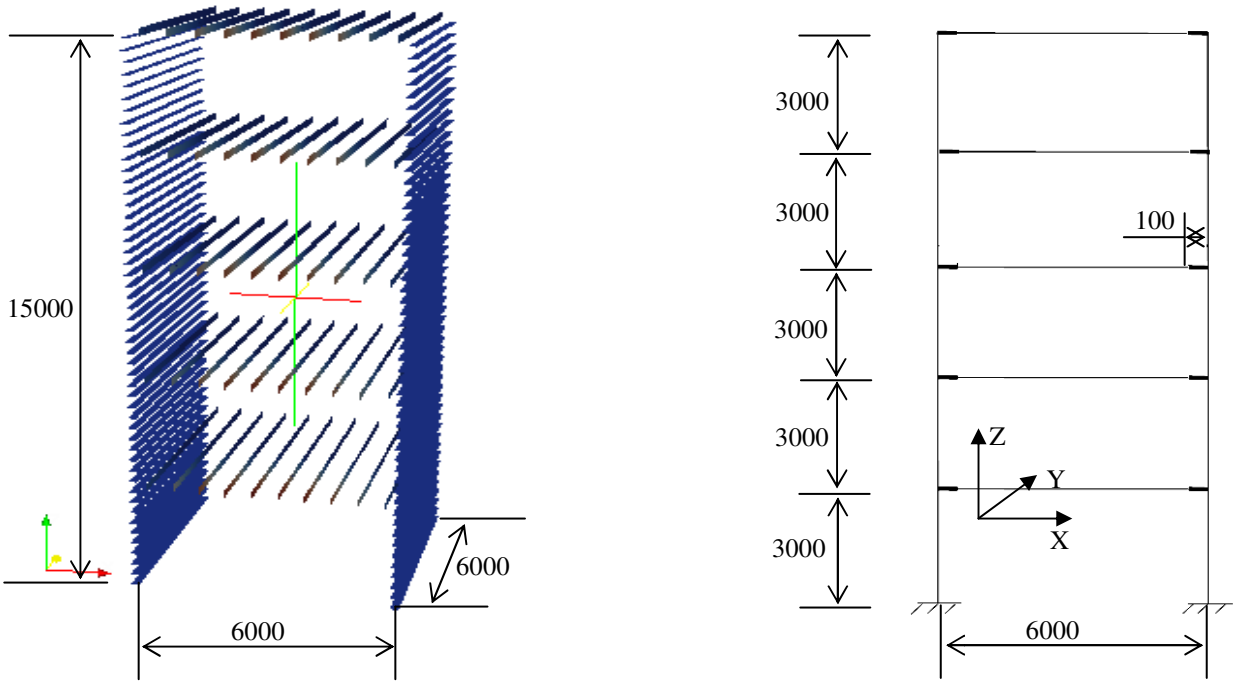


Figure 4.3 : Dimensions du portique modélisé : vue en multifibre et en 2D

Le chargement appliqué aux portiques est un set de cinquante signaux étant pris aléatoirement dans une base de données des signaux de séisme du CEA. Les accélérogrammes sont synthétiques et normés. Le niveau d'agression des séismes se caractérise par l'accélération maximale du sol PGA. L'amplitude des signaux varie entre 0 et 0,8 g. Selon l'objectif de ce chapitre, ce paramètre est choisi de manière illustrative sans avoir un véritable lien avec les tremblements de terre en France.

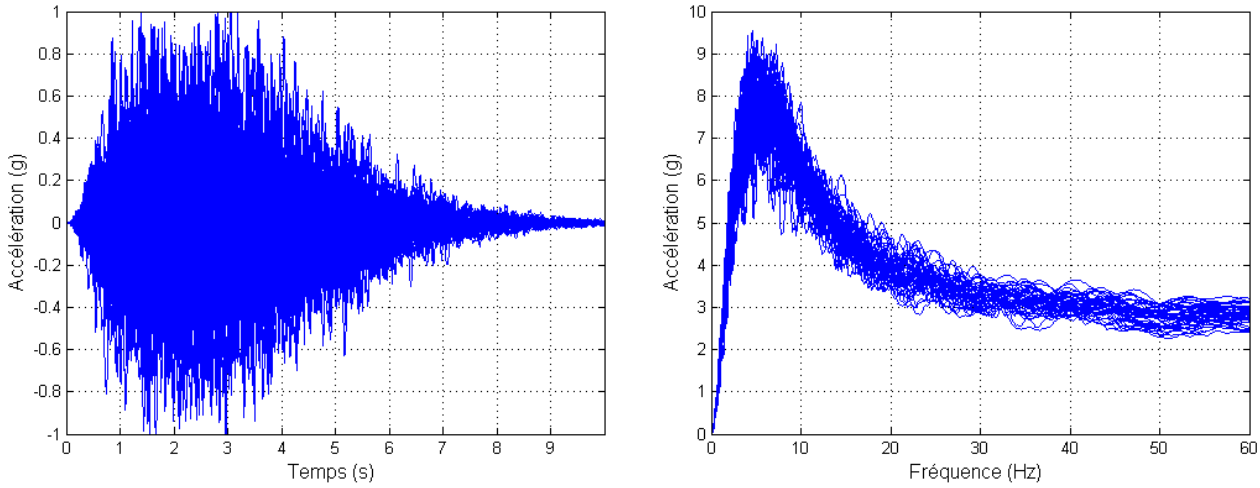


Figure 4.4 : Signaux et spectres de 50 séismes appliqués

Concernant les variables incertaines, à part l'aléa des signaux sismiques, on considère une propriété structurale comme variable aléatoire. Pour le portique avec des rupteurs, il s'agit d'un paramètre du modèle de rupteur car ces éléments sont la partie la plus sensible de la structure sous chargement sismique horizontal. Le choix nous semble le plus naturel est la raideur élastique des rupteurs. Ce paramètre influence le comportement des rupteurs dans toutes les phases, en élasticité ainsi qu'en état adoucissant. En raison de la confidentialité, la moyenne de ce paramètre est dénoté K et l'écart-type est de 6% de K. La propagation de l'incertitude de ce paramètre suit un échantillonnage aléatoire de Monte- Carlo. Les signaux sismiques appliqués sont choisis de manière aléatoire dans le set de 50 signaux. Chaque réalisation est ensuite déterministe.

Dans cette étude, seule la probabilité concernant la résistance de la structure est abordée. L'incertitude (ou la fréquence) de l'apparition de l'événement sismique ni de la demande sismique n'est pas prise en compte. De cette manière, la probabilité de défaillance de la structure peut s'écrire suivant l'expression 4.1

$$P_f(D) = P(défaillance \setminus D) = P(A < D)$$

où la variable de la demande sismique *D* est considérée comme déterministe à chaque niveau de dommage.

Comme l'action sismique est caractérisée par l'accélération maximale du sol, la capacité ainsi que la demande sismique sont également exprimées en PGA. En général, la capacité de la structure est supposée suivre une distribution log-normale [Kennedy *et al.,* 1980], [Reed *et al.,* 1994], [Wakefield *et al.,* 2003]. La probabilité d'atteindre la défaillance à l'amplitude de mouvement du sol demandée D est déterminée par la fonction de répartition de la capacité A

$$P_f(D) = \Phi\left(\frac{\ln\left(D/A_m\right)}{\beta}\right) \tag{4.4}$$

avec $\Phi(.)$ qui est la fonction de distribution Gaussienne. Cette dernière se caractérise par deux paramètres A_m et β de la courbe de fragilité à déterminer. A_m signifie la moyenne de la capacité sismique de la structure s'exprimant en PGA et β est l'écart type correspondant. Ces paramètres peuvent être évalués par différentes méthodes d'estimation comme l'utilisation du maximum de vraisemblance [Kennedy *et al.,* 1980], [Shinozuka *et al.,* 2000], [Kim et Shinozuka, 2004] ou l'analyse par régression [Hamburger *et al.,* 2003], [Kinali et Ellingwood, 2007], [Zentner *et al.,* 2009].

Dans ce paragraphe, on adopte une méthode simple pour déterminer ces deux paramètres en réalisant une régression linéaire. Cette estimation est effectuée sur un échantillon de cinquante scénarios. Avec 50 réalisations, on obtient 50 valeurs de donnée de sortie $Y(Y_1,\ldots,Y_{50})$ correspondant à 50 signaux de séisme $\theta(\theta_1,\ldots\ \theta_{50})$. On suppose que la réponse de la structure *Y* et l'intensité de séisme sont liées par la relation 4.5 [Cornell *et al.,* 2002], FEMA, [Kinali et Ellingwood, 2007].

$$Y = \tilde{a}\theta^b\tilde{\varepsilon} \tag{4.5}$$

où $\tilde{a}$ et b sont les paramètres caractérisant cette relation et $\tilde{\varepsilon}$ est une variable aléatoire suivant la distribution log-normale avec sa moyenne égale à 1 et son écart-type de σ_ε. Comme *Y* est supposé être une distribution log-normale, *ln(Y)* est donc une variable aléatoire de distribution

normale. En mettant l'équation au-dessus à l'échelle log naturelle, nous avons une fonction de *ln(Y)* et *ln(θ)* sous une forme linéaire

$$\ln Y = a + b\ln(\theta) + \varepsilon \tag{4.6}$$

où $a = ln\tilde{a}$ et $\varepsilon = ln(\tilde{\varepsilon})$. ε est donc une distribution normale avec la moyenne égal à 0 et l'écart-type égale à $\sigma_{ln\varepsilon}$. Les deux paramètres a et b permettent d'évaluer directement la moyenne de la capacité sismique A_m à partir de la valeur critique de la réponse Y_{crit} correspondant à un niveau de dommage de manière suivante

$$\frac{\ln(Y_{crit}) - a}{b} = \ln(A_m) \tag{4.7}$$

L'écart-type β est simplement l'écart-type $\sigma_{ln\varepsilon}$ de la variable aléatoire ε. Avec l'estimation des paramètres A_m et β, la courbe de fragilité est construite par la fonction (4.4). L'avantage majeur de cette méthode est sa capacité à obtenir une estimation avec un nombre restreint de calculs (moins de 100 réalisations suffisent).

La régression linéaire est réalisée sur le déplacement différentiel maximal d'inter-étages (données de sortie Y) et le niveau d'agression du séisme (PGA) à l'échelle log naturelle. Cette régression effectuée sur 50 scénarios déterministes dont le résultat est représenté par les croix en bleu permet de déterminer les trois paramètres *a, b* et $\sigma_{ln\varepsilon}$ dans la figure 4.5.

$$a = 4{,}5039 \qquad b = 3{,}1123 \qquad \sigma_{\ln\varepsilon} = 0{,}2408 \tag{4.8}$$

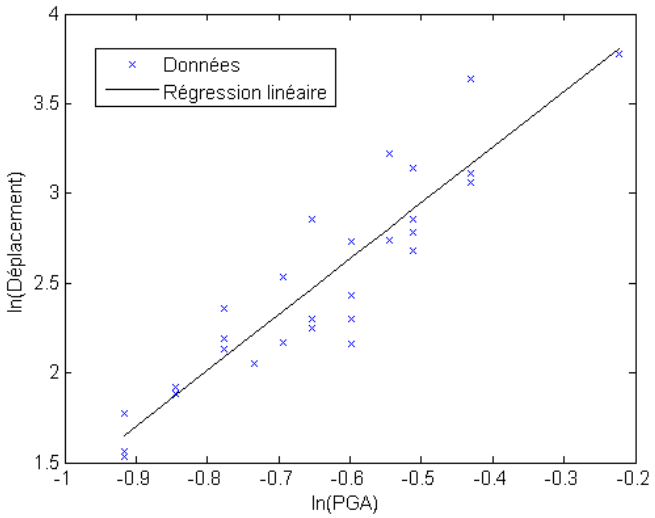


Figure 4.5 : Régression linéaire à l'échelle log naturelle

Avec ces paramètres, la moyenne estimée à chaque niveau de dommage est calculée par l'équation (4.7)

- Léger dommage : $A_m = 0{,}449g$
- Dommage contrôlé: $A_m = 0{,}562\ g$
- Dommage important: $A_m = 0{,}702\ g$

Les courbes de fragilité correspondantes aux trois niveaux de dommage sont présentées dans la figure 4.6. Le fait que les courbes sont assez proches peut s'expliquer par le

comportement ductile de ce type de rupteur. Une fois que les rupteurs arrivent sur le plateau ductile, leur déplacement s'accroît de manière rapide sous un incrément de l'intensité de séisme.

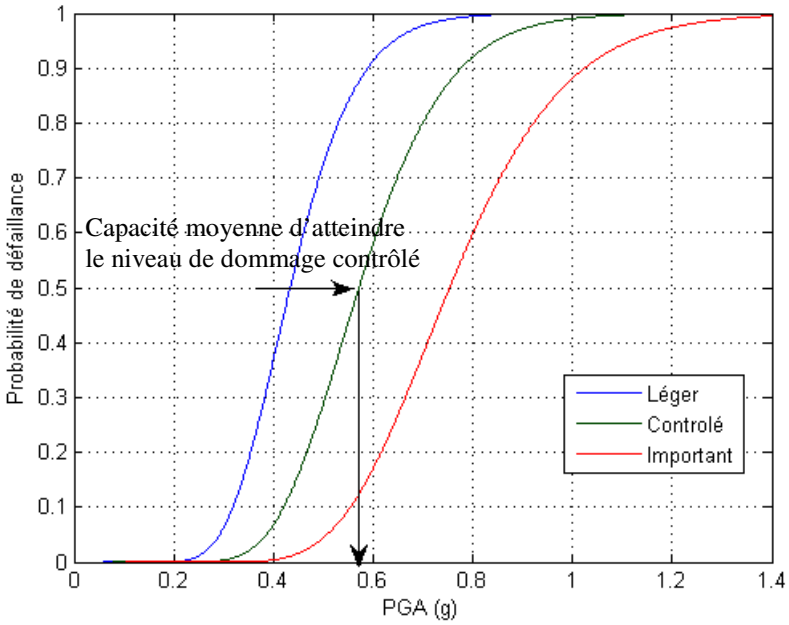


Figure 4.6: Courbes de fragilité

3. Conclusion

A titre d'exemple, trois courbes de fragilité d'un portique composé de rupteurs thermiques ont été construites. L'élaboration des courbes met en évidence la faisabilité d'utiliser le modèle numérique développé dans une analyse de vulnérabilité. Ces courbes, bien connues dans la pratique de l'ingénierie, donnent une évaluation directe sur la capacité des structures correspondant à un niveau de dommage. En effet, la description par les variables généralisées permet de réduire spectaculairement le nombre de degrés de liberté, donc d'effectuer rapidement des calculs nonlinéaires. Dans ce chapitre, l'ensemble de cinquante calculs sur le portique en multifibre avec le modèle macroélément ont été réalisés en moins de 90 minutes (1000 pas de temps) sur un nœud de Cluster 32G-RAM. Cette efficacité offre la capacité à accomplir un nombre important de calculs nécessaire pour prendre en compte différents aléas structurels ou non structurels.

Dans cet exemple, le travail ne consiste pas à étudier en détail la technique d'établissement des courbes de fragilité mais plutôt à illustrer la possibilité d'utiliser le modèle pour ce type d'analyse. C'est la raison pour laquelle les variables aléatoires ainsi que la méthode de construction des courbes sont choisies de manière subjective et simple. La régression linéaire est adoptée pour sa simplicité. Au niveau des données incertaines, uniquement la variation de la raideur élastique des rupteurs et l'aléa des signaux sismiques sont pris en compte. Pourtant, dans une étude plus approfondie appliquée à la pratique de dimensionnement des ingénieurs, il est conseillé d'utiliser aussi d'autres méthodes probabilistes de traitement de résultats. Diverses variables aléatoires peuvent également être considérées, par exemple d'autres paramètres du modèle rupteur, ceux des modèles de matériaux (béton et acier). Il est important de varier le type de bâtiment ainsi que le type du sol (en intégrant l'interaction sol-structure à la base des bâtiments) pour avoir une vision plus complète sur la vulnérabilité des structures.

Conclusion et Perspectives

Cette étude propose une méthodologie pour évaluer le comportement des rupteurs thermiques sous sollicitations sismiques. Les objectifs globaux définis par le CSTB sont interprétés et concrétisés par une étude scientifique au laboratoire de recherche dont le fruit est applicable dans l'activité de l'évaluation technique de l'industrie. Un protocole d'étude du comportement sismique des rupteurs a été développé, sur plusieurs échelles: des analyses micromécaniques au modèle macroélément, du comportement individuel des rupteurs à la réponse des bâtiments comportant ces éléments, des essais à l'échelle de l'élément de structure aux essais PsD à l'échelle globale. Réalisé dans le cadre d'une thèse CIFRE en collaboration entre le CSTB et le LMT Cachan, ce travail a bénéficié du savoir-faire tant numérique qu'expérimental des deux établissements.

La plus grande contribution de la thèse est le modèle numérique des rupteurs thermiques. Cette proposition répond au besoin d'un outil numérique, capable de modéliser le comportement complexe des rupteurs mais aussi efficace et robuste pour réaliser un nombre important de calculs servant aux analyses de sensibilité. Evitant les problèmes d'une description éléments finis tridimensionnels, le modèle, écrit en variables généralisées, apporte un gain important à la pratique de la modélisation. Basé sur le concept macroélément, le comportement des rupteurs est intégré dans un point représentatif qui permet de simplifier la réalisation du maillage, de réduire le nombre de degrés de liberté, donc le temps de calcul, d'utiliser des outils informatiques ordinaires et d'économiser le temps de traitement des résultats. Etant une loi de fonctionnement, le modèle exprime une relation entre le déplacement macroscopique et l'effort résultant. Cette dernière est construite à partir des analyses micromécaniques mettant en évidence de diverses sources de nonlinéralité intervenant lors de l'endommagement de l'assemblage. Le point crucial dans le développement de ce modèle macroélément est le passage de l'échelle locale à l'échelle globale. Des analyses numériques et expérimentales micromécaniques mises en place permettent

d'interpréter et de transmettre des mécanismes irréversibles locaux dans la loi de fonctionnement nonlinéaire.

Pour ne pas perdre de vue la physique, le modèle a été développé sur la base de la thermodynamique des processus irréversibles. Plusieurs phénomènes nonlinéaires sont intégrés. Le mécanisme d'endommagement est jugé responsable de la dégradation de l'élément. Pourtant, comme les rupteurs sont constitués de matériaux adoucissants, le choix de la variable d'endommagement est très délicat. Sans s'engager dans une description complexe, deux variables d'endommagement ont été choisies pour prendre en compte l'apparition indépendamment des fissures dans des zones distinctes de l'élément lors des chargements cycliques. Cela permet de reproduire de manière simple le comportement symétrique des rupteurs. Une analyse numérique sur le Ruptal évoque une éventuelle anisotropie de l'endommagement. L'effet hystérétique dû aux frottement et glissement entre des éléments et entre les surfaces des macro-fissures est pris en compte. Le couplage de ce dernier avec l'endommagement est justifiable physiquement car l'apparition des fissures et le glissement entre elles sont conditionnés par la dégradation du béton. Les barres d'acier suivent simplement une loi élastoplastique avec écrouissage cinématique. Ayant conscience qu'un rupteur générique est en général composé de deux matériaux essentiels: béton et métal, ce modèle couplant le comportement de ces derniers permet de s'adapter aux nombreux types de rupteurs existants.

Le développement du modèle est initialisé par une série d'analyses numériques et expérimentales micromécaniques. Les essais d'identification ont été réalisés à l'échelle réelle de l'élément structure au LMT Cachan et au CSTB. De taille importante, ils sont représentatifs de la réalité du fonctionnement des rupteurs. Les résultats de ces derniers aident également à valider le modèle sous chargements statiques. Pour le cas des chargements sismiques, une technique d'expérimentation typique a été adoptée. Il s'agit de l'essai PsD couplant l'expérimentation et la modélisation. Les effets dynamiques sont modélisés permettant donc de réaliser des essais sismiques avec les dispositifs statiques. Avec la sous-structuration, les rupteurs, élément préjugé le plus fragile dans la structure sont testés expérimentalement et le reste du bâtiment en principe moins endommagé est simulé numériquement. Cette technique a de multiples avantages. En premier lieu, elle permet de tester les rupteurs dans son environnement, de prendre donc en compte des effets structuraux dus à la présence du portique. De plus, le comportement en dynamique est révélé en utilisant des signaux sismiques dans la modélisation. L'idée de concentrer les matériels expérimentaux dans une seule zone sensible de la structure réduit considérablement le coût final de l'étude, donc rend les tests à l'échelle globale accessible à plus d'établissements. Le réalisme d'un essai et le coût modéré d'une modélisation unissent dans une seule simulation.

Une amélioration concernant le schéma de couplage numérique-expérimental a été proposée. Le schéma par pénalisation [Lebon, 2011] se base initialement sur la surestimation de la raideur de l'élément hybride dans la partie numérique. Le but est de charger la sous-structure expérimentale par un déplacement inférieur au déplacement correspondant à la sollicitation pour éviter le problème d'overshoot'. Ce dernier peut entraîner des endommagements excessifs involontairement dans la partie physique. Un système d'efforts auto-équilibrés est imposé pour assurer une convergence globale numérique-expérimental. L'avantage majeur de ce schéma est sa faible intrusivité qui rend le schéma compatible avec la plupart des logiciels. Pourtant dans ce schéma, la correction des forces de pénalisation est basée sur une seule raideur surestimée qui est multiplicatrice de la raideur élastique initiale de la structure. Cette valeur peut nuire à la performance de la convergence globale une fois que la structure s'introduit dans la phase adoucissante où la raideur sécante est beaucoup plus petite par rapport à la raideur surestimée

initiale. Dans cette thèse, une actualisation de la raideur surestimée en fonction de la raideur réelle après chaque pas de temps permet d'éviter l'overshoot' et d'avoir une meilleure convergence entre la partie numérique et la partie expérimentale. Deux essais PsD réalisés au CSTB avec ce schéma de couplage valident le modèle numérique développé et offrent l'opportunité d'exporter cette technique à l'extérieur du LMT.

La validation du modèle dans le cas des chargements sismiques permet d'apprécier le comportement des rupteurs en présence du bâtiment. Cet aspect est abordé également dans le dernier chapitre. Pour illustrer le potentiel de l'application dans une analyse de la vulnérabilité sismique des bâtiments, des courbes de fragilité construites par les calculs des portiques avec le modèle numérique ont été élaborées. L'objectif de ce type d'analyse fiabiliste est de prendre en compte l'incertitude des variables structurelles comme les paramètres des matériaux, les types de structures, les types du sol ainsi que les aspects aléatoires de l'événement. La courbe de fragilité est choisie dans notre étude car cette approche offre une évaluation directe de la vulnérabilité des structures et couramment utilisée dans le dimensionnement à l'échelle industrielle. L'exemple des courbes met en évidence la capacité de réaliser dans un temps raisonnable un nombre important de calculs à l'échelle du bâtiment, qui est d'ailleurs très restreinte avec les modèles EF sophistiqués existants.

Deux différentes techniques d'expérimentation sont utilisées dans la thèse, une statique classique et une relativement moderne avec le concept couplé numérique-expérimental. Le modèle est également validé tant sous chargement statique que sous chargement dynamique. La thèse cerne donc une méthodologie permettant d'étudier le comportement des rupteurs thermiques sous sollicitations sismiques : de l'identification à la proposition d'un modèle simplifié et son application à l'analyse de vulnérabilité.

Perspectives

Le modèle développé permet de modéliser le comportement des rupteurs thermiques sous sollicitations sismiques horizontales. En couplant le comportement endommageable du béton et la plasticité de l'acier, il est capable de représenter plusieurs types de rupteurs. Toutefois, tous les mécanismes macroscopiques ne sont pas pris en compte, notamment les effets visqueux dus aux chargements sismiques ainsi que la dégradation en cyclique au même niveau de déplacement. Ces derniers pourraient être plus conséquents dans les rupteurs dont le taux d'acier est plus important. Le deuxième aspect important est le couplage des directions. Dans ce travail, le comportement des rupteurs est découplé pour les chargements vertical et horizontal. Cependant en réalité les rupteurs travaillent sous l'action simultanée de ces deux derniers. Une forme d'anisotropie de l'endommagement est aussi mise en évidence dans l'analyse sur le Ruptal. Pourtant ce point n'a pas pu être traité dans cette thèse. Des analyses numériques et expérimentales multidirectionnelles seront nécessaires pour interpréter ce phénomène. Egalement concernant l'endommagement, un passage brutal correspondant à la refermeture et la réouverture des fissures est adopté au moment du changement des signes des chargements. Pourtant les résultats expérimentaux montrent plutôt une activation progressive de ce mécanisme au cours des décharges-recharges. Toutefois, une telle amélioration dans le modèle peut également pénaliser la simplicité, donc la performance du modèle.

Concernant la partie expérimentale, des essais sur les rupteurs Ruptal ont été réalisés sur un seul plot de Ductal à chaque côté pour s'adapter à capacité des vérins. Cette configuration provoque des rotations des murs qui ne correspondent pas à la réalité. Quant aux essais PsDs réalisés avec la carte de communication Labjack (en 0-5 Volts sur 12 bits), la précision et la compatibilité aux machines de pilotage sont relativement limitées. Ce problème serait amélioré en utilisant une carte de 16 bits en ±10 Volts.

Dans l'ambition d'étudier de la vulnérabilité des bâtiments, de nombreux aspects aléatoires peuvent être considérés. Par exemple, les caractéristiques mécaniques des matériaux comme le module élastique du béton, le seuil de contrainte élastique de l'acier, de différents paramètres des rupteurs…La nature du bâtiment joue aussi un rôle important : structure en maçonnerie, en bois, en béton armé, nombre des étages, présence d'autres éléments structuraux… Un aspect intéressant est les propriétés du sol qui pourrait intégrées par le biais d'un modèle d'interaction sol-structure à la base des modèles des bâtiments. Une méthode probabiliste plus sophistiquée est favorisée pour les analyses de vulnérabilité.

Bibliographie

[Allahabadi, 1988] ALLAHABADI, R., POWELLG.H., (1988). Drain - 2DX User guide. *Report UCB/EERC -88/06. College of Engineering, University of California, Berkeley.*

[Anagnostopoulos, 1981] ANAGNOSTOPOULOS, S.A., (1972). Nonlinear dynamic response and ductility requirements of building structures subjected to earthquakes. *Rechearch Report N° R72-54, Departement of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.*

[Agouzal et Thomas, 1995] AGOUZAL, A., THOMAS, J-M., (1995). Une méthode d'éléments finis hybrides en décomposition de domaines. *Math. Modell. Numer. Anal. 29 (1995) 749–764.*

[Arede, 1997] AREDE, A., (1997). Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based element. *PhD Thesi, Universidade do Porto, préparée au JRC Ispra.*

[Armstrong et Frederick, 1966]. ARMSTRONG, P.J, FREDERICK, C.O, (1966). A Mathematical Representation of the Multiaxial Bauschinger Effect*„ G.E.G.B. Report RD/B/N 731.*

[Bairrao, 1986] BAIRRAO, R., (1986). Modèle de comportement à la ruine de structures constituées des poutres en béton armé : Prise en compte des phénomènes d'endommagement et de plasticité. *Thèse de doctorat, Université de Paris 6.*

[Bazant et Gambarova, 1984] BAZANT, Z. P. et GAMBAROVA, P. (1984). Crack shear in concrete : crack band microplane model. *Journal of Engineering Mechanics*, *110: 2015–2035.*

[Belytschko *et al.,* 2000] BELYTSCHKO, T., LIU, W. K., MORAN, B., (2000) Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures. *Wiley, England.*

[Benjamin et Cornell, 1970] BENJAMIN, J.R., CORNELL, C.A., (1970). Probability, statistics, and decision for civil engineers. *MacGraw-Hill, New York.*

[Bonelli et Bursi, 2004] BONELLI, A. et BURSI, O. S. (2004). Generalized-alpha methods for seismic structural testing. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, *33:pp 1067–1102.*

[Bonnet *et al.,* 2006] BONNET, P.A., LIM, C.N., WILLIAMS, M.S., BLAKEBOROUGH, A., NEILD, S.A., STOTEN, D.P., TAYLOR, C.A., (2006). Real-time hybrid experiments with Newmark integration, MCSmd outer-loop control and multi-tasking strategies. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, *36: pp 119-141.*

[Boutin *et al.,* 2005] BOUTIN, C., HANS, S., IBRAIM, E., ROUSSILLON, P., (2005). In Situ experiments and seismic analysis of existing buildings - Part II: Seismic integrity threshold. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(12):1531–1546, 2005.*

[Burlion, 1997] BURLION, N. (1997). Compaction des bétons : éléments de modélisation et caractérisation expérimentale. *Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.*

[Bursi *et al.,* 1996] BURSI, O.S., SHING, P.S., (1996). Evaluation of some implicit time-stepping algorithms for pseudodynamique tests. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, *25:pp 333-355.*

[Carvalho, 1998] CARVALHO, E. C., (1998). Seismic testing of structures. *In Proc. 11th Eur. Conf. on Earthquake Engineering, pp 53–64, Paris. Rotterdam, Balkema.*

[Carvalho *et al.,* 1999] CARVALHO, E. C., COELHO, E., CAMPOS-COSTA, A., (1999). Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames. Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions, *ICONS Report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network, LNEC.*

[Celebi et Safak, 1991] CELEBI, M., SAFAK, E., (1991). Seismic response of Transamerica building I : Data and preliminary analysis. *Journal of Structural Engineering, 117(8).*

[Chaboche, 1979] CHABOCHE, J.L. (1979). The continuous damage mechanics. a tool to describe phenomena before crack initiation. *Nuclear Engineering Design*.

[Chaboche, 1993] CHABOCHE, J-L., (1993). Cyclic Viscoplastic Constitutive Equations, Part 1: A Thermodynamically Consistent formulation", *J. Applied Mechanics, Vol 60, pp. 8 13 -82 1.*

[Chaboche, 1996] CHABOCHE, J-L., CAILLETAUD, G., (1996) Integration methods for complex plastic constitutive equations. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., 133, pp. 125- 155.*

[Challamel, 2005] CHALLAMEL (2005). Strain-based anisotropic damage modelling and unilateral effects. *International Journal of Mechanical Sciences*, *47.*

[Chambart, 2009] CHAMBART, M. (2009). Endommagement anisotrope et comportement dynamique des structures en béton armé jusqu'à la ruine. *Thèse de doctorat, ENS Cachan.*

[Cipollina *et al*., 1995] CIPOLLINA, A., LOPEZ-INOJOSA, A., FLOREZ-LOPEZ, J., (1995). A simplified damage mechanics approach to nonlinear analysis of frames. *Computers & Structures Vol. 54, No. 6, pp. 1113-1126.*

[Clough *et al.,* 1965] CLOUGH, R-W., BENUSKA, K.L., WILSON, E.L., (1965). Inelastic earthquake response of tall building. *Proc. of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Vol. 11.*

[Clough et Johnston, 1966] CLOUGH, R-W., JOHNSTON, S-B. (1966). Effects of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. *Proc. Of Japan Earthquake of Engineering Symposium, Tokyo.*

[Combescure, 1996] COMBESCURE, D., PEGON, P., (1996). Introduction of two new global models in Castem 2000 for seismic analysis of civil engineering structures. J*RC Special Publication N°I.96.34, Ispra,.*

[Combescure, 2000]. COMBESCURE, A., (2000). Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem2000. *Rapport DM2S SEMT/EMSI/RT/01-008/A, Commissariat de l'Energie Atomique.*

[Combescure *et al.*, 2003] COMBESCURE, A., GRAVOUIL, A. et HERRY, B. (2003). An algorithm to solve transcient structural non-linear problems for non-matching timespace domains. *Computers & Structures, 81:1211–1222.*

[Cornell *et al.*, 2002] CORNELL, C.A., JALEYER, F., HAMBURGER, R.O.,, FOUTCH, D.A., (2002). Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *J. Struct. Engng. April 2002: pp 526-533.*

[Craig et Chang, 1977] CRAIG, R. et CHANG, C.-J. (1977). On the use of attachment modes in substructure coupling for dynamic analysis. *In Proc 18th Structures, Structural Dynamics and Materials Conf.*

[Crawford et Ward, 1964] CRAWFORD, R., WARD, H-S., (1964). Determination of the natural periods of buildings. *Bulletin of the Seismological Society of America, 54(6): pp 1743–1756*.

[Crémer, 2001] CREMER, C., (2001). Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séismes : Macro-élément d'interaction sol-structrure. *Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.*

[Darby *et al.,* 2001] DARBY, A.P., BLAKEBOROUGH, A., WILLIAMS, M.S., (2001). Improved control algorithm for real-time substructuring testing. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, *30:pp 431–448.*

[Degiovanni *et al.,* 2009] DEGIOVANNI, P-J., RIVILLON, P., THIRIET, C., (2009). Performance des rupteurs sous chargement cyclique alterné. *Rapport d'étude CSTB-DSSF-EEM*, *RE_09_RNA_08, 49 pages.*

[Davenne, 1998]. DAVENNE, L., (1998). Analysis of seismic response of reinforced concrete frames with macroelements. *Proc. 11th Eur. Conf. Earth. Engng., Paris. Balkema (ed.). Rotterdam.*

[Davenne, 2007]. DAVENNE, L., (2007). Modélisation de structures de génie civil soumises à des sollicitations extrêmes : génie parasismique et incendie. *Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, Université Marne la Vallée.*

[Dermitzakis et Mahin, 1985] DERMITZAKIS, S. et MAHIN, S. (1985). Development of substructuring techniques for on-line computer controlled seismic performance testing. *Earthquake Engineering Research Center, UCB, UCB/EERC-85/04.*

[Desmorat, 2004] DESMORAT, R., (2004) : Modèle d'endommagement anisotrope avec forte dissymétrie traction/compression. *In (RF)2B - 5es Journées Scientifiques du Regroupement Francophone pour la Recherche et la Formation sur le Béton*.

[Desmorat, 2006] DESMORAT, R. (2006). Positivité de la dissipation intrinsèque d'une classe de modèles d'endommagement anisotrope non standards. *Compte-rendus de mécanique, 334: pp 587–592.*

[Dragon *et al.*, 2000] DRAGON, A., HALM, D. et DESOYER, T. (2000). Anisotropic damage in quasi-brittle solids : modelling, computational issues and applications. *Computer methods in applied mechanics and engineering, 183:pp 331–352.*

[Farhat *et al.*, 1998a] FARHAT, C., MANDEL, J., (1998). The two-level FETI method Part I: An optimal iterative solver for biharmonic. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 155: pp 129-151.*

[Farhat *et al.*, 1998b] FARHAT, C., CHEN, P-S., MANDEL, J., ROUX, J-F. (1998). The two-level FETI method Part II: Extension to shell problems, parallel implementation and performance results. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 155: pp 153-179.*

[Farhat *et al.*, 2000] FARHAT, C., PIERSON, K. et LESOINNE, M. (2000). The second generation feti methods and their application to the parallel solution of large-scale linear and geometrically non-linear structural analysis problems. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, *184:pp 333–374.*

[FEMA, 1999] FEMA. HAZUS Earthquake loss estimation methodology. *Federal Emergency Management Agency,Washington, D.C.*

[Florez-Lopez, 1998] FLOREZ-LOPEZ, J., (1998). Frames analysis and continuum damage mechanics. *Eur. .J. Mech.. A/Solids, 17, no 2. Pp 269-283.*

[Fiches de Ductal, 2007] LAFARGE CIMENTS. Fiches de caractéristiques techniques : Ductal FM Gris Feu, Formulation 2GM2.0F (anciennement IS1000F) (2007), Ductal FO Blanc, Formulation 3BO4.3 (2007), Dutal FM Gris, Formulation G2 (2010). *http://www.ductal-lafarge.com/wps/portal/ductal/fr/6_2-Products_and_technical_datasheet.*

[Fishinger *et al.,* 1991] FISHINGER, M., VIDIC, T., FAJFAR, P., (1991). Evaluation of WC building with a structural wall designed according to Eurocode 8th , *Conf. Int., Bâtiment à murs porteurs en béton en zone simique, Paris.*

[Fléjou, 1993] FLEJOU, J-L., (1993). Comportement mécanique des structures de Génie Civil avec liaisons semi-rigides. *Thèse de doctorat, Université de Paris 6.*

[Fritschi, 2004] FRITSCHI, H., Procès-verbal d'essais (2004). *Schöck*

[Giberson, 1967] GIBERSON, M., (1967). The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitations. *Earthquake Engineering Rechearch Laboratory, Pasadena.*

[GNDT] GNDT (1986). Instruzioni per la Compilazione de lla Sceda di Relivamento Esposizione e Vulnerabilità Sismica Degli Edifici. *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Regione Emilia Romagna y Regione Toscana, Italy. in Italian.*

[Grange, 2008] GRANGE, S., (2008). Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure : application au génie parasismique. *Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble.*

[Guedes *et al,* 1994] GUEDES, J., PEGON, P., PINTO, A. V. (1994). A fiber/timoshenko beam element in Castem2000. *Special publication 1.94.34, JRC Ispra.*

[Guéguen *et al.,* 2007], GUEGUEN, P., MICHEL, C., LE CORRE, L., (2007). A simplified approach for vulnerability assessment in moderate-to-low seismic hazard regions : application to Grenoble (France). Bulletin of Earthquake Engineering, 5(3) : pp 467–490.

[Halm et Dragon, 1998] HALM, D. et DRAGON, A. (1998). An anisotropic model of damage and frictional sliding for brittle materials. *European J. of Mechanics and Solids*, *3:pp 439–460.*

[Hamburger *et al.,* 2003] HAMBURGER, R.O., FOUTCH, D.A., CORNELL, C.A., (2003). Translating Research to Practice: FEMA/SAC Performance-based Design Procedures. *Earthquake Spectra 19 (2), pp 255-267.*

[Hilbert *et al.*, 1977] HILBERT, H., HUGHES, T., TAYLOR, R. (1977). Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. *Earthquake Engng. Struct. Dyn., 5: pp 283–292.*

[Hild, 2002] Hild, F. (2002). CORRELI^{LMT}: A software for displacement field measurements by digital image correlation, *Internal report N° 254. LMT-Cachan.*

[Hrennikoff , 1941] HRENNIKOFF, A. (1991). Solution of problems of elasticity by the framework method. *J. of Applied Mechanics, 196-175.*

[Hsiao *et al.,* 1999] HSIAO, G. C., SCHNACK, E., WENDLAND, W. L., (1999). A hybrid coupled finite–boundary element method in elasticity. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 173: pp 287–316.*

[Infomind Sàrl, 2003] INFOMIND SARL, 8004 Zurich (2003). Catalogue des ponts thermiques. *Office fédéral de l'énergie OFEN.*

[Jung et Shing, 2006] JUNG,, R.-Y., SHING, P.B., (2006). Performance evaluation of a real-time pseudodynamic test system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics 35(7): 789–810.*

[Kachanov, 1958] KACHANOV, L-M., (1958). Time of the rupture process under creep conditions. *Isv. Akad. Nauk SSA Otd. Tekh.*

[Kennedy *et al.,* 1980] KENNEDY, R.P., CORNELL, C.A., CAMPBELL, R.D., CAPMAN, S., PERLA, H.F., (1980). Probabiliste seismic safely study of an existing nuclear power plant. *Nuclear Engng. et Design, 59 : pp 315-358.*

[Kiefer et Kreuser, 2002] KIEFER, D., KREUSER, K., Procès-verbal d'essais (2002-2003). *Institut pour l'étude de la construction en dur et la technologie des matériaux de construction, université de Karlsruhe.*

[Kim et Shinozuka, 2003] KIM, S-H, SHINOZUKA, M., (2003). Effects of seismically induced pounding at expansion joints of concrete bridges. *J Eng Mech ASCE 2003,129(11): pp 1225–34.*

[Kinali et Ellingwood, 2007] KINALI, K., ELLINGWOOK, B.R, (2007). Seismic fragility assessment of steel frames for consequence-based engineering: A case study for Memphis, TN. *Engineering Structures 29: pp 1115–1127.*

[Kim *et al.,* 2008] KIM, C.Y., PARK, Y.S., KIM, J.K., (2008). Hybrid testing facilities in Korea. Hybrid Simulation: Theory, Implementation and Applications. *Proc. and Monographs in Engineering, Water and Earth Sciences, BALKEMA, pp 92-98.*

[Kotronis, 2000] KOTRONIS, P., (2000). Cisaillement mécanique des murs en béton armé : Modèles simplifiés 2D et 3D. *Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.*

[Krajcinovic et Mastilovic, 1995] KRAJCINOVIC, D., MASTILOVIC, S. (1995). Some fundamental issues of damage mechanics. *Mechanics of materials, 21:pp 217–230.*

[LaBorderie, 1991] LABORDERIE, C. (1991). Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structure en béton. *Thèse de doctorat, Université de Paris 6.*

[Lai *et al.,* 1984] LAI, S., WILL, G., OTANI, S., (1984). Model of inelastic biaxial bending of concrete members. *J. of Structural Engineering, ASCE, 110(ST11), pp 2563-2584.*

[Lampert et Thurlimann, 1968] LAMPERT, P., THURLIMANN, B., (1968) Torsion tests of reinforced concrete beams. *Rep. No. 6506-2, Intitut für Baustatik, ETH, Zurich, Switzerland.*

[Lavarenne, 1994] LAVARENNE, S., (1994). Développement d'éléments globaux pour l'étude du comportement sismique des structures en béton armé. *Rapport CEA, DMT/94-110.*

[Lebon, 2011] LEBON, G., (2011). Analyse de l'endommagement des structures de génie civil : Techniques de sous-structuration hybride couplées à un modèle d'endommagement anisotrope. *Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.*

[Leguillon, 2009] LEGUILLON, F. (2009). Procédés structuraux améliorant l'isolation thermique. Action de recherche RNA 05. Tâche N° 4 Calculs thermiques. *Rapport d'étude CSTB-DSSF-VTI*, *RE_08_RNA_10.*

[Lemaître et Chaboche, 1985] LEMAITRE J., CHABOCHE, J-L., (1985): Mécanique des matériaux solides. *Dunod.*

[Lemaitre *et al.*, 1999] LEMAITRE, J., DESMORAT, R. et SAUZAY, M. (1999). Anisotropic damage law of evolution. *C. R. de l'Académie des Sciences. Paris, Mécanique des solides et des structures*, *327:pp 1231–1236.*

[Magonette, 2001] MAGONETTE, G., (2001). Development and application of large-scale continuous pseudo-dynamic testing techniques. *Phil. Trans. R. Soc. Lond. A., 359: pp 1771-1799.*

[Mahin *et al.,* 1989] MAHIN, S. A., SHING, P. B., THEWALT, C.R., HANSON, R.D., (1989). Pseudodynamic test method: current status and future directions. *Struct. Engng.*, *115 :2113–2128.*

[Marante et Florez-Lopez, 2004] MARANTE, M.E., FLOREZ-LOPEZ, J., (2004). Three-dimensional analysis of reinforced concrete frames based on lumped damage mechanics. *International Journal of Solids and Structures 40 : pp 5109–5123.*

[Marigo, 1981] MARIGO, J-J., (1981) Formulation d'une loi d'endommagement d'un matériau élastique. *C. R. de l'académie des Sciences, Série II, 292:pp 1309–1312*.

[Marquis, 1989] MARQUIS D., (1989). Phénoménologie et thermodynamique : couplages entre thermoélasticité, plasticité, vieillissement et endommagement. *Thèse de doctorat d'état, Université Paris 6.*

[Matallah et Borderie, 2006] MATALLAH, M. et BORDERIE, C. L. (2006). Modélisation numérique de l'endommagement anisotrope et unilatéral dans les structures en béton. *24e rencontre Univeristaires de Génie Civil*.

[Mazars, 1984] 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, Université de Paris 6.*

[Menegotto et Pinto, 1973] MENEGOTTO, M., PINTO, P., (1973) Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *IABSE Symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, Lisbon.*

[Molina *et al.,* 2002] MOLINA, F-J., VERZELETTI, G., MAGONETTE, G., BUCHET, P., RENDA., V., GERADIN, M., PARDUCCI, A., MEZZI, M., PACCHIAROTTI, A., FEDERICI, L., MASCELLONI, A., (2001). Pseudodynamique tests on rubber base isolators with numerical substructuring of the superstructure and strain-rate effect compensation. *Earthquake Engng. Struct. Dyn., 31 : pp 1563-1582.*

[Monti *et al.,* 1993] MONTI, G., SPACONE, E., FILIPPOU, F-C., (1993). Model of anchored reinforcing bars under seismic excitations. *Report EERC, 93-08, Earthquake Engineering Rechearch Center, University of California, Berkeley.*

[Morsch, 1909] MORSCH, E., (1909). Concrete-steel construction. *MacGr aw-Hill, New York.*

[Murakami, 1996] MURAKAMI, S., KAMIYA, K., (1996). Constitutive and damage evolution equations of elastic-brittle materials based on thermodynamics. *In. J. Mechanical Sciences*, *39:pp 459–473.*

[Nakashima *et al.,* 1990] NAKASHIMA, M., KAMINOSONO, T., ISHIDA, M., ANDO, K., Integration techniques for substructure pseudodynamic test. *Proc. of the 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Palm Springs, California: 515–524.*

[Nakashima *et al*., 1992] NAKASHIMA, M., KATO, H., TAKAOKA, E., Development of real-time pseudo dynamic testing. *Earthquake Engng. Struct. Dyn., vol. 21, pp 79-92.*

[Nakashima *et al.,* 2008] NAKASHIMA, M., MCCORMICK, J., WANG, T., (2008). Hybrid simulation: A historical perspective. Hybrid Simulation: Theory, Implementation and Applications. *Proc. and Monographs in Engineering, Water and Earth Sciences, BALKEMA, pp 3-13.*

[Ortiz et Simo, 1986] ORTIZ, M., SIMO, J.C., An analysis of a new class of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations. *Znt. J. Numer. Methods. Eng. Vol. 23: pp 353-366.*

[Papa et Taliercio, 1996] PAPA, E. et TALIERCIO, A. (1996). Anisotropic damage model for the multiaxial static and fatigue behaviour of plain concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, *55:pp 163–179.*

[Pegon, 1996] PEGON, P. (1996). Pseudo-dynamic testing with substructuring : the case of asynchronous motion. *Special publication, I.96.42.*

[Pegon et Pinto, 2000] PEGON, P., PINTO, A. V., (2000). Pseudo-dynamic testing with substructuring at the elsa laboratory. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, *29: pp 905–925.*

[Pegon et Magonette, 2002] PEGON, P. et MAGONETTE, G. (2002). Continuous psd testing with non-linear substructuring: Presentation of a stable parallel inter-field procedure. *European Commission*, 29.

[Pijaudier-Cabot, 1985] PIJAUDIER-CABOT, G., (1985). Caractérisation et modélisation du béton par un essai multiaxial automatique. *Thèse de doctorat, Université de Paris 6.*

[Pinho, 2007] PINHO, R., (2007). Nonlinear Dynamic Analysis of Structures Subjected to Seismic Action. *Advanced Earthquake Engineering Analysis. Courses and Lectures N° 494. Springer Wien New York, pp 63-90.*

[Pinto *et al.,* 2002] PINTO, A. V., PEGON, P., MAGONETTE, G., MOLINA, J., BUCHET, P., TSIONIS, G., (2002). Pseudodynamique tests on a large-scale model of an existing RC bridge using nonlinear substructuring and asynchronous motion. *Institute for the Protection and Security of Citizen European Laboratory for Structural Assessment (ELSA), Italy.*

[Pinto *et al.,* 2004] PINTO, A. V., PEGON, P., MAGONETTE, G., TSIONIS, G., (2004). Pseudo-dynamic testing of bridges using nonlinear substructuring. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, *33: pp 1125–1146.*

[Pinto *et al.*, 2006] PINTO, A. V., VERZELETTI, G., PEGON, P., MAGONETTE, G., NEGRO, P., GUEDES, J. (2006). Pseudo-dynamic testing of large-scale r/c bridges. *ELSA*, *Special publication I.02.167.*

[Prat, 1995] PRAT, M., BISCH P., MESTAT, P., MILLARD, A., PIJAUDIER-CABOT G., (1995). La modélisation des ouvrages. *Collection AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil. Editions Hermès, Paris, 770 p.*

[Qi et Pantazopolou, 1991] QI, X., PANTAZOPOLOU, S.J., (1991). Response of RC frame under lateral loads. *J. of Structural Engineering, ASCE. American Society of Civil Engineers,117, 4, pp 1167-1188.*

[Qiu, 2001] QIU, F., LI, W., PAN, P., QIAN, J., (2001). Experimental tests on reinforced concrete columns under biaxial quasi-static loading. *Engineering Structures 24, pp 419–428.*

[Ramtani 1990] RAMTANI, S., Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral, *Thèse de doctorat, Université Paris 6.*

[Ragueneau, 1999] RAGUENEAU, F., (1999). Fonctionnement dynamique des structures en béton : Influence des comportements hystérésis locaux. *Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.*

[Ragueneau et Pinelli, 2009] RAGUENEAU, F., PINELLI, X., (2009) Analyse expérimentale du comportement sous chargements sismiques de rupteurs thermiques en Ductal. *Rapport d'essais*

[Rapports CSTB, 2008] CSTB (2008). Essais de chargement en cisaillement sur rupteurs thermiques (2008). *Rapports d'essais N° EEM 08 26010098/A, Rapports d'essais N° EEM 08 26010098/B.*

[Reed et Kennedy, 1994] REED, J.W., KENNEDY, R.P., (1994). Methodology for Developing Seismic Fragilities. *Final Report TR-103959, EPRI.*

[Richard, 2001] RICHARD, N., (2001). Approche multi-échelles pour la modélisation des structures en bois sous sollicitations sismiques. *Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.*

[Richard *et al.,* 1999] RICHARD, N., DAUDEVILLE, L., DAVENNE, L., (1999). Simulation par éléments finis de la réponse sismique de murs de contreventement de structures a ossature en bois. *Proc.V^e Coll. Nat. Afps, Cachan. 2: pp 574-582.*

[Richard, 2010] RICHARD, B., (2010). Comportement des éléments des structures en béton armé dégradés par corrosion : La problématique de la modélisation de l'interface acier/béton en présence de corrosion. *Thèse de doctorat, Université Paris Est.*

[Risk-UE, 2003] Risk-UE, (2003). An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. WP4: Vulnerability of current buildings. European Project.

[Ritter, 1899] RITTER, W., (1899) Die bauweise hennebique. *Schweizerisch Bauzeitung, 33(7), 59-61.*

[RT 2005] Arrêté du 24 mai 2006 relatif aux caractéristiques thermiques des bâtiments nouveaux et des parties nouvelles de bâtiments (2006). *Ministère de l'Emploi, de la Cohésion sociale et du Logement. 28 pages.*

[Saiidi, 1981] SAIIDI, M., SOZEN, M.A., (1981). Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures. *J. of the Structural Division. Proc. f the American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 107, ST5.*

[Shing *et al.*, 1996] SHING, P., NAKASHIMA, M. et BURSI, O. S. (1996). Application of pseudodynamic test method to structural research. *Earthquake spectra*, *12: pp29–56.*

[Shinozuka *et al.,* 2000] SHINOZUKA, M., FENG, Q., LEE, J., NAGANUMA, T.,(2000). Statistical analysis of fragility curves. *J. Eng. Mech. ASCE 126 (12), pp 1224-1231.*

[Steinbach, 2003] STEINBACH, O., (2003). Stability Estimates for Hybrid Coupled Domain Decomposition Methods. *Springer 120 pages.*

[Takeda *et al.,* 1970] TAKEDA, T., SOZEN, M.A., NIELSEN, N.N., (1970) Reinforced concrete response to simulated earthquakes*, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 96, N°ST12.*

[Taucer *et al*., 1991] TAUCER, F.F., SPACONE, E., FILIPPOU, F.C., (1991). A fiber beam column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures. *Report N° UCB/EERC 91/17, College of Engineering, University of California, Berkeley.*

[Taylor *et al.,* 2002] TAYLOR, G.W., PRION, H.G.L, VENTURA, C.E., KHARRAZI, M., (2002). Static and Dynamic Earthquake Testing of Rainscreen stucco systems of British Columbia

residential wood frame construction. *Report to Canada Mortgage and Housing Corporation Homeowner Protection Office British Columbia Housing Management Commission.*

[Thewalt et Mahin, 1987] THEWALT, C.R., MAHIN, S.A.,(1987). Hybrid solution techniques for generalized pseudodynamic testing. *UBC/EERC-87/09, Earthquake Engineering Research Institute. University of California, Berkeley,California.*

[Tremblay, 2001] TREMBLAY, R., (2001). Inelastic seismic response of steel bracing members. *J. of Constructional Steel Research 58: pp 665–701.*

[Tsai, 2007] TSAI, K.C., HSIEH, S.H., YANG, Y.S., WANG, K.J., (2008). Networked hybrid simulation of large-scale structures in Taiwan. Hybrid Simulation: Theory, Implementation and Applications. *Proc. and Monographs in Engineering, Water and Earth Sciences, BALKEMA, pp 133-144.*

[Ulm, 1996] ULM, F-J. (1996). Un modèle d'endommagement plastique : Application aux bétons de structure. *Série d'ouvrage d'art OA19. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.*

[Vassaux, 2011] VASSAUX, M., MILLARD, A., (2011). Présentation de l'élément joint unidimensionnel JOI1. *Rapport technique DEN, CEA, Référence DEN/DANS/DM2S/SEMT/LM2S/RT/11-016/A.*

[Verrhiest *et al.,* 2008] VERRHIEST, G., AUFRET, C., ROUSSILLON, P., (2008). Comparaison de méthodes qualitatives d'évaluation de la vulnérabilité de constructions aux séismes. Plan séisme - action 2.4.7. Guide des méthodes de diagnostics de la résistance des bâtiments aux séismes. *CETE Méditerranée (DREC/SVGC-SIG), 164 pages.*

[Wakefield *et al*., 2003] WAKEFIELD, D., RAVINDRA, M., MERZ, K., HARDY, G. (2003). Seismic Probabilistic Risk Assessment Implementation Guide. *Final Report 1002989, EPRI.*

[Wallace *et al.,* 2005] WALLACE, M.I., SIEBER, J., NEILD, S.A., WAGG, D.J., KRAUSKOPF, B., Stability analysis of real-time dynamic substructuring using delay differential equation models. *Earthquake Engng. Struct. Dyn., 34 : pp 1817-1832.*

[Yun *et al.,* 2002] YUN, S-Y., HAMBURGER, R.O., CORNELL, C.A., FOUTCH, D.A., (2002). Seismic performance evaluation for steel moment frames. *J. Struct. Engng., 128(4): pp 534-545.*

[Zentner *et al.,* 2008] ZENTNER, I., NADJARIAN, A., HUMBERT, N., VIALLET, E., (2008). Numerical calculation of fragility curves for probabilistic seismic risk assessment. *Proc. of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.*

[Zentner *et al,*. 2009] ZENTNER, I., COURTOIS, A., JUSTER-LERMITTE, S., CHAUDAT, T., (2009). Presentation of Benchmark contest Phase 2 : Projet SMART 2008. *Rapport CEA, DM2S, SEMT/EMSI/PT/09-011/B.*

Annexe

Schock Bauteile GmbH
QS-Labor / Prüffeld
Vimbucher Str.2
76534 Baden-Baden
Tel. 07 223 / 967 275

Prüfprotokoll / QS - Eigenüberwachung

Ausdruck vom: 30.11.2009

Schöck
Innovative Baulösungen

Auftrags Nr.	: Eigenüberwachung Coilrichtanlagen	Werkstoff	: BSt 500 NR, 1.4362	Versuchstyp	: Zugversuch (EN 10002 1)
Auftraggeber	: Stahlverarbeitung	Nenndurchmesser	: 10 mm	Anforderungen	: Zulassung 1.4362
Gegenstand	: gerichtete Stäbe	Zeitraum	: 2009	künstliche Alterung	: ohne

Ergebnisse:

Nr	Herst.	Charge	Ring	Prüfdat.	S0 Abw. %	Rp 0.2 MPa	Rm MPa	Rm/Rp.2	A10 %	Agt %	f R	Beur.	Bem.	Prüfer
max					---	---	---	---	---	---	---			
min					-4,0	700,0	800,0	1,080	10,0	3,25	0,052			
1	AFBA	828074	27	09.06.09	1.5	706.5	891.8	1.262	13.6	5.93	0.056	i O.		ki

Spannungs-Dehnungs-Diagramm:

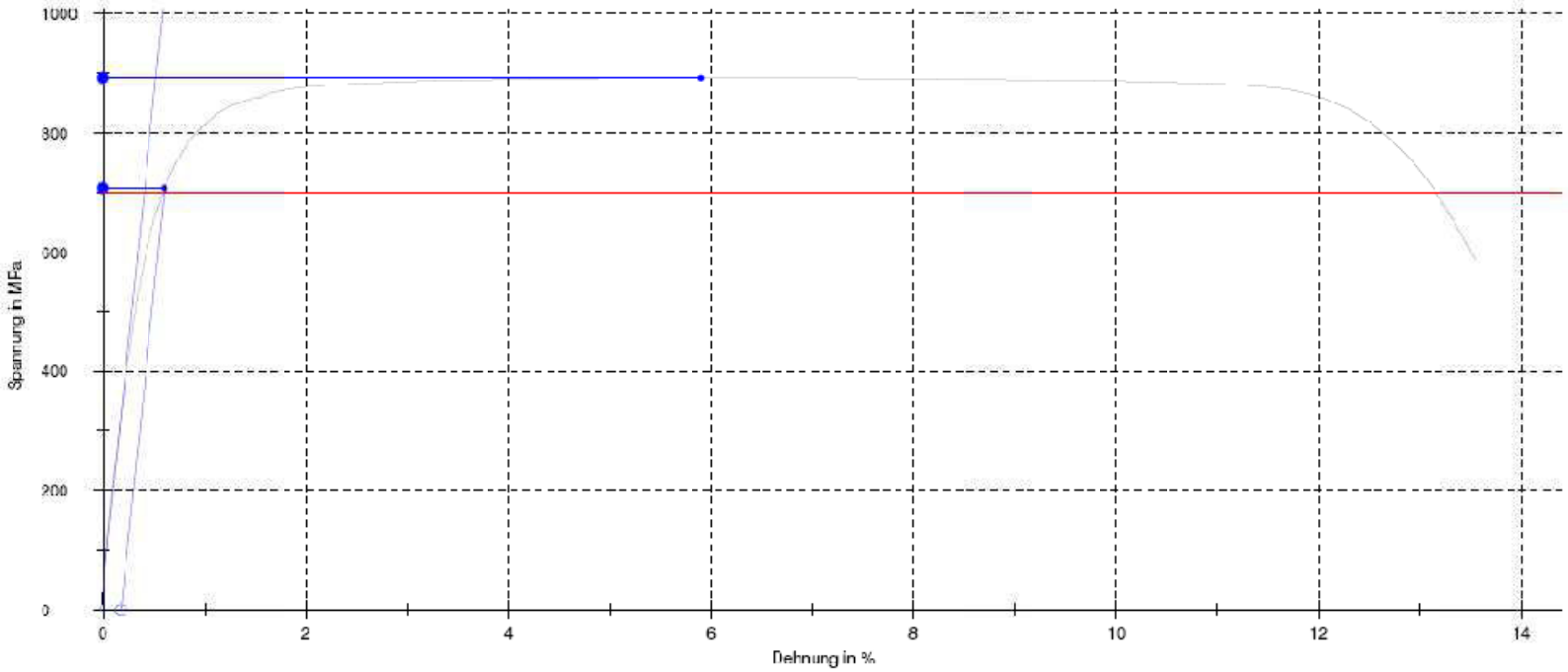
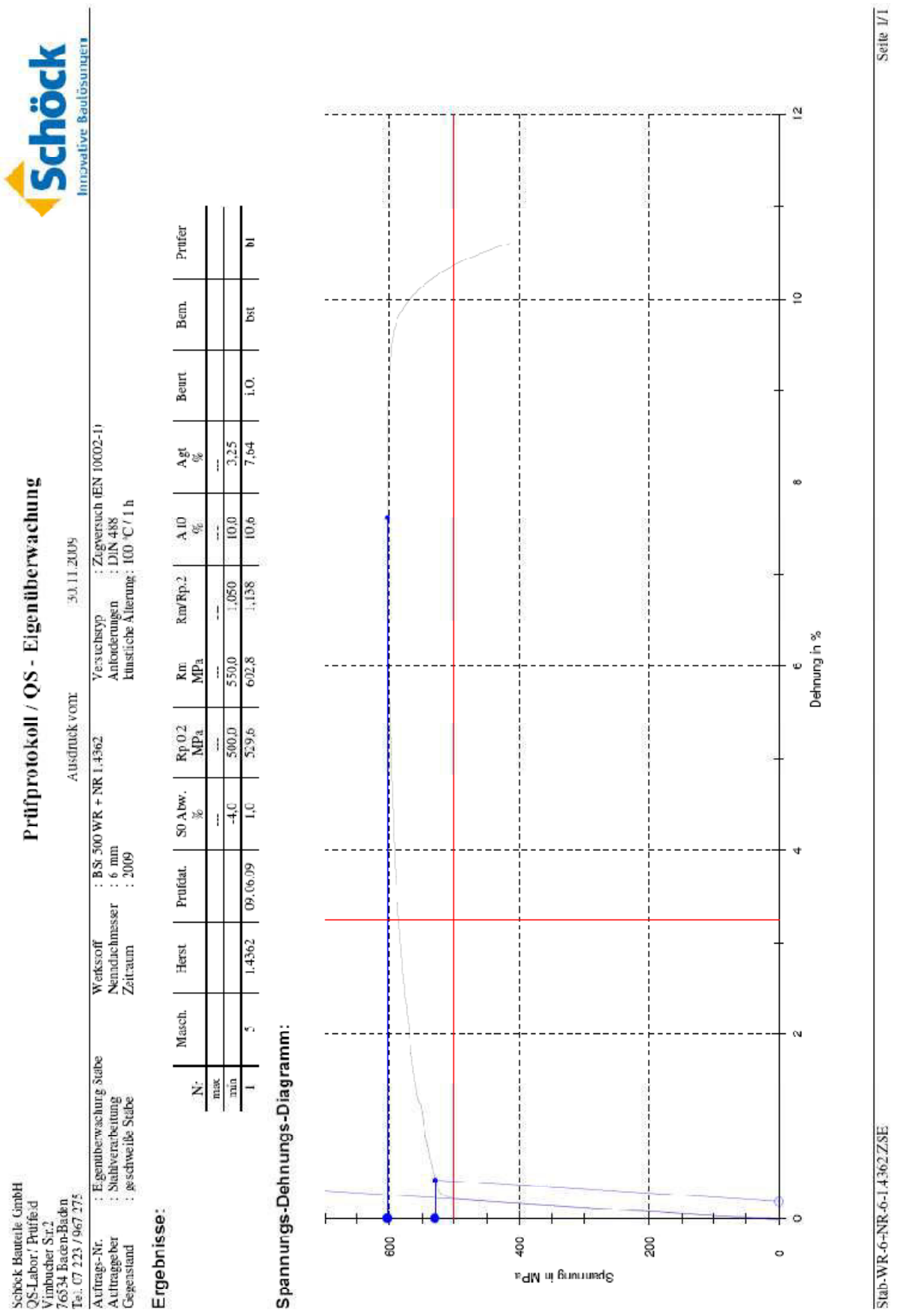


Figure A.1: Essai de traction uniaxiale des aciers ϕ10 du Rutherma ESi



Schöck Bauteile GmbH
QS-Labor/ Prüffeld
Vimbucher Str.2
76534 Baden-Baden
Tel.: 07 223 / 967 275

Schöck
Innovative Baulösungen

Prüfprotokoll / QS - Eigenüberwachung

Ausdruck vom: 30.11.2009

Auftrags-Nr.	: Eigenüberwachung Stäbe	Werkstoff	: BSt 500 WR + NR 1.4362	Versuchstyp	: Zugversuch (EN 10002-1)							
Auftraggeber	: Stahlverarbeitung	Nenndurchmesser	: 6 mm	Anforderungen	: DIN 488							
Gegenstand	: geschweißte Stäbe	Zeitraum	: 2009	künstliche Alterung	: 100 °C / 1 h							

Ergebnisse:

Nr:	Masch.	Herst	Prüfdat.	S0 Abw. %	Rp 0.2 MPa	Rm MPa	Rm/Rp.2	A 10 %	Agt %	Beurt	Bem.	Prüfer
max				---	---	---	---	---	---			
min				-4,0	500,0	550,0	1,050	10,0	3,25			
1	5	1.4362	09.06.09	1,0	529,6	602,8	1,138	10,6	7,64	i.O.	bst	hl

Spannungs-Dehnungs-Diagramm:

Stab-WR-6-NR-6-1.4362.ZSE

Seite 1/1

Figure A.2: Essai de traction uniaxiale des aciers ϕ6 du Rutherma DF6/10 h200 CSI-REI900

Schöck Bauteile GmbH
QS-Labor / Prüffeld
Vimbucher Str.2
76534 Baden-Baden
Tel. 07 223 / 967 275

Prüfprotokoll / QS - Eigenüberwachung

Ausdruck vom: 30.11.2009

Schöck Innovative Baulösungen

Auftrags-Nr.	: Eigenüberwachung Coilrichtanlagen	Werkstoff	: BSt 500 NR, 1.4362	Versuchstyp	: Zugversuch (EN 10002-1)
Auftraggeber	: Stahlverarbeitung	Nenndurchmesser	: 8 mm	Anforderungen	: Zulassung 1.4362
Gegenstand	: gerichtete Stäbe	Zeitraum	: 2009	künstliche Alterung	: ohne

Ergebnisse:

Nr	Herst.	Charge	Ring	Prüfdat.	S0 Abw. %	Rp 0.2 MPa	Rm MPa	Rm/Rp.2	A 10 %	Agt %	f R	Beurt.	Bem.	Prüfer
max					---	---	---	---	---	---	---			
min					-4,0	700,0	800,0	1,080	10,0	3,25	0.045			
1	ARM	519561	11	09.06.09	0,2	705,2	879,8	1,248	17,9	8,11	0.049	i.O.		bl

Spannungs-Dehnungs-Diagramm:

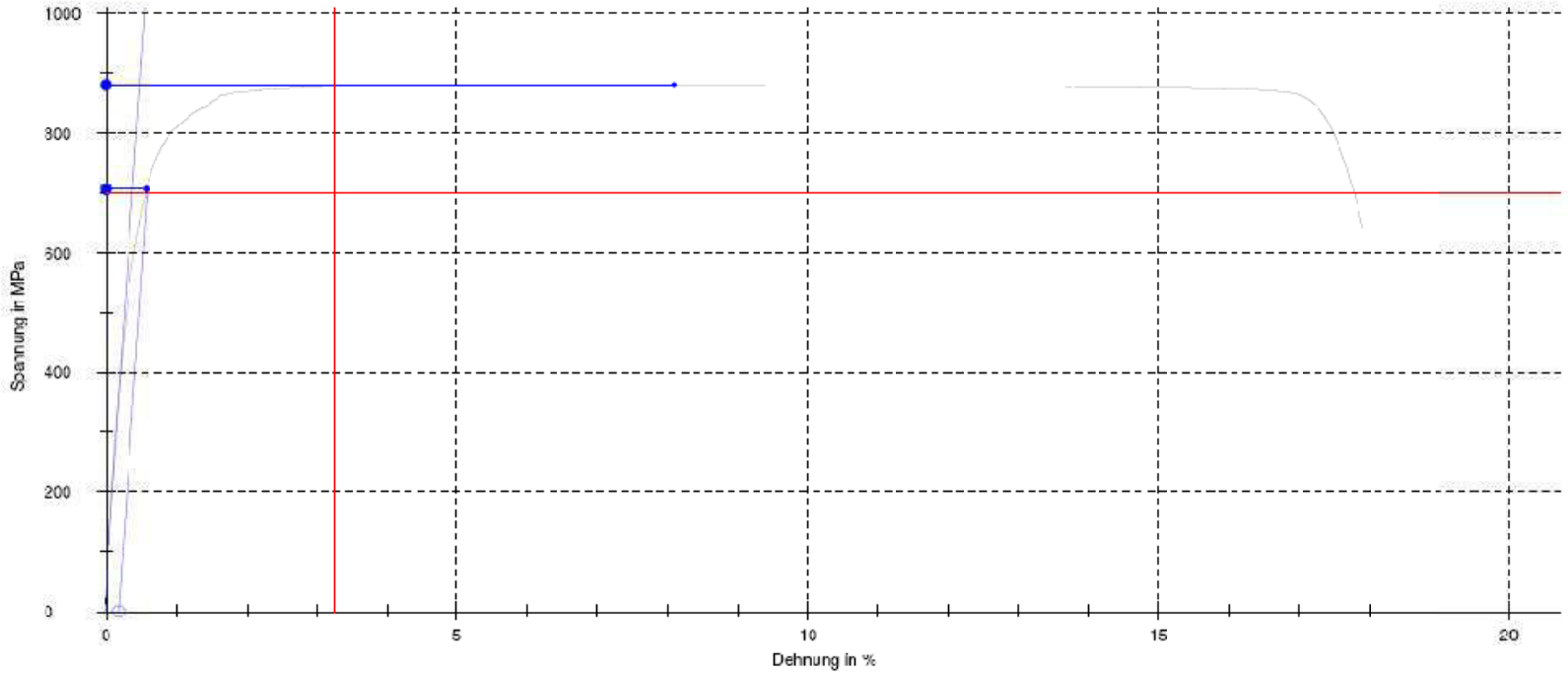


Figure A.3: Essai de traction uniaxiale des aciers ϕ8 du Rutherma DF6/10 h200 CSI-REI900