



**HAL**  
open science

## Performance sismique des structures à murs banchés

Philippe Bisch, André Coin, Nicolae Ile, Panagiotis Kotronis, J. Mazars,  
Xuân-Huy Nguyen, Jean-Marie Reynouard

► **To cite this version:**

Philippe Bisch, André Coin, Nicolae Ile, Panagiotis Kotronis, J. Mazars, et al.. Performance sismique des structures à murs banchés : Le programme européen ECOLEADER. Revue Européenne de Génie Civil, 2007, 11 (3), pp.311-353. 10.3166/regc.11.311-353 . hal-01007179

**HAL Id: hal-01007179**

**<https://hal.science/hal-01007179>**

Submitted on 30 Oct 2019

**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.

# Performance sismique des structures à murs banchés

## Le programme européen ECOLEADER

**Philippe Bisch\*** — **André Coin\*\*,\*\*\*** — **Nicolae Ie\*\*\*\***  
**Panagiotis Kotronis\*\*\*\*\*** — **Jacky Mazars\*\*\*\*\***  
**Xuân-Huy Nguyen\*\*\*\*\*** — **Jean-Marie Reynouard\*\*\*\*\***

\* IOSIS, 28 rue de la Redoute, BP 86, F-92263 Fontenay aux roses

\*\* Soleco, 60 petite rue des Seigneurs à l'Ile, F-17190 St Georges

\*\*\* FFB et EGF-BTP, 9 rue Lapérouse, F-75784 Paris cedex 16

\*\*\*\* URGC, INSA de Lyon et structure fédérative RNVO

\*\*\*\*\* Laboratoire 3S-R Grenoble Universités, CNRS et structure fédérative VOR

---

*RÉSUMÉ. L'article présente un programme de recherche réalisé autour d'une expérimentation sur table sismique au LNEC à Lisbonne. La maquette (éch. 1/3) est représentative d'une cellule de bâtiment à murs en béton faiblement armé. Sont exposées tout d'abord la conception, la réalisation et l'analyse de l'essai qui montrent la bonne maîtrise du dimensionnement de ce type de structure. Deux types de modélisation par éléments finis en dynamique non linéaire (raffinée et simplifiée) sont ensuite présentés. Elles démontrent le savoir-faire dans ce domaine qui permet d'accéder à une bonne simulation des phénomènes et à une analyse fine du comportement local et global de la structure.*

*ABSTRACT. This article presents a research programme carried out around a test on a shaking table at LNEC Lisbon. The model (scaled 1/3) is representative of a cell of building with slightly reinforced concrete structural walls. In the first part, the presentation, the realisation and the analysis of the test are exposed, showing that the followed design philosophy is adequate. In the second part, two types of finite element modelling are presented (a refined and simplified one). They prove the know-how acquired in this field giving access to a reliable simulation of the phenomena and to a fine analysis of the local and global behaviour of the structure.*

*MOTS-CLÉS: contreventement, mur en béton banché, mur ductile, coefficient de comportement, effort normal dynamique, simulation dynamique non linéaire, endommagement.*

*KEYWORDS: bracing system, slightly reinforced wall, ductile wall, behaviour factor, dynamic axial force, non linear structural dynamics, damage mechanics.*

---

## 1. Préambule

L'Université de Ljubljana en Slovénie, le laboratoire Sols, Solides, Structures – Risque de Grenoble, l'INSA de Lyon et l'Université de Patras en Grèce ont proposé une recherche, utilisant la table sismique du LNEC de Lisbonne au Portugal pour étudier la « Performance sismique des murs en béton faiblement armés ».

Cette recherche consiste notamment en l'étude comparée du comportement de deux maquettes à murs banchés porteurs et à coffrage identique et comportant un mur à file d'ouvertures :

- la première de ces maquettes est dimensionnée, par la compagnie Gradis de Slovénie, selon les usages en Europe Centrale,
- la deuxième de ces maquettes est dimensionnée selon les règles françaises et européennes correspondantes [PS92 et EC8-1].

S'agissant de cette deuxième maquette, les laboratoires universitaires de Grenoble Universités (3S-R) et de l'INSA de Lyon (URGC) ont assuré toutes les tâches de modélisation aussi bien en phase de conception qu'en phase de dépouillement et d'interprétation des résultats.

Les constructeurs français (FFB et EGF-BTP) représentés par Philippe Bisch et André Coin, se sont vus confier les tâches suivantes :

- définir le coffrage des deux maquettes ainsi que le ferrailage de la seconde,
- participer au suivi des essais de la deuxième maquette, y compris la définition de l'instrumentation et la procédure de dépouillement des enregistrements,
- exploiter les résultats des essais de la deuxième maquette pour les comparer aux valeurs correspondantes résultant du dimensionnement.

## 2. Introduction

En France, la conception architecturale des bâtiments à murs et leur mode de construction diffèrent sensiblement de la conception et des modes de construction utilisés dans nombre d'autres pays.

En effet, il est courant de voir en maints endroits une conception de bâtiments principalement basés sur le concept d'une structure poutres-poteaux incluant quelques murs portant relativement peu de charges verticales, mais assurant l'essentiel de la fonction de contreventement. Ceci a conduit à développer des modèles où ces murs se comportent comme des poutres verticales en flexion sous l'effet des forces sismiques, essentiellement horizontales. Sous réserve que la base de chaque mur soit convenablement ancrée dans sa fondation, une rotule plastique peut se former à sa base. La méthode de dimensionnement (murs ductiles) qui en résulte, consiste donc à assurer, d'une part, la position de la rotule plastique en pied, par la méthode du dimensionnement en capacité qui conduit à surdimensionner les

zones hors rotule plastique, et d'autre part, la ductilité de cette rotule plastique vis-à-vis de la rotation, en confinant le béton.

En France, en revanche, comme dans quelques autres pays (Chili, Slovénie, etc.), il est d'usage de disposer un assez grand nombre de murs, qui portent collectivement une bonne part de la charge verticale et qui sont surdimensionnés pour des raisons d'ordre architectural. Ils sont en outre généralement disposés dans deux directions orthogonales et liés entre eux. Il est difficile d'imaginer que de tels murs puissent être ancrés efficacement dans le sol (pour les empêcher de décoller), que des rotules plastiques puissent se former à leur base et enfin qu'ils puissent disposer d'une bonne ductilité en flexion. En effet, ces murs usuellement dimensionnés selon la technique des murs banchés nécessitent généralement peu d'armatures pour résister aux efforts dus au vent ou à un séisme.

Il est donc vite apparu que les dispositions développées dans la méthode des murs ductiles n'étaient pas adaptées à la conception des murs surabondants et qu'il convenait donc de développer une nouvelle méthode de dimensionnement adaptée au comportement de murs usuellement peu armés.

Ces considérations ont conduit dès 1990 au développement de programmes de recherche, en particulier la maquette CASSBA, et à la mise au point d'une méthode de dimensionnement utilisée dans les règles PS92. Cependant, en parallèle s'est posée la question de l'évolution de l'Eurocode 8 [EC8]. Les programmes de recherche poursuivis en France, en particulier les deux maquettes CAMUS 1 et 2 puis les deux maquettes CAMUS 2000, qui ont démontré le bien-fondé du point de vue adopté dans les PS92, ont permis de convaincre les partenaires européens de considérer et d'adopter l'approche française pour les murs dits de grande dimension et faiblement armés. Cette approche cohabite dorénavant dans l'Eurocode 8 avec la méthode de dimensionnement des murs ductiles, avec un domaine d'application différent. Les recherches ont également permis de délimiter les domaines d'application de chacune de ces deux méthodes.

La maquette **CASSBA** (1990-1993) comportait deux axes de symétrie avec deux murs dans la direction transversale et deux palées métalliques de contreventement dans la direction longitudinale. Elle était simplement posée sur la table vibrante et elle a été soumise à un séisme agissant dans la direction transversale (parallèle aux murs).

Les maquettes **CAMUS 1 et 2** (1995-1998) comportaient deux axes de symétrie avec deux murs dans la direction transversale et une palée métallique de contreventement dans la direction longitudinale. Elles étaient fixées sur la table vibrante et elles ont été soumises à un séisme agissant dans la direction transversale. La différence entre ces deux maquettes résidait dans la densité de ferrailage et donc dans le niveau sismique escompté à l'état ultime.

Les maquettes **CAMUS 3 et 4** (1996-2000) s'inscrivaient dans le cadre du programme européen TMR-ICONS. Elles comportaient deux axes de symétrie avec

deux murs dans le sens transversal. CAMUS 3 était dimensionnée selon l'Eurocode 8 et elle était encastrée sur la table vibrante. Camus 4 était simplement posée sur un bac de sable et son dimensionnement suivait les règles françaises.

Les maquettes **CAMUS 2000** (2000-2002) comportaient un axe de symétrie avec deux murs dans la direction transversale et une palée métallique de contreventement dans la direction longitudinale. Elles étaient encastrées sur la table vibrante. Les deux murs transversaux de la première maquette étaient de longueur différente et cette maquette a été soumise à un séisme agissant dans la direction transversale. Les deux murs transversaux de la deuxième maquette étaient identiques et cette maquette a été soumise à un séisme agissant dans les deux directions transversale et longitudinale.

La maquette **ECOLEADER** (2003-2005) a permis de compléter le domaine couvert. Elle comportait deux axes de symétrie avec deux murs dans la direction transversale et un mur longitudinal avec une file d'ouvertures, les trois murs étant liés entre eux. Elle était fixée sur la table vibrante et elle a été soumise à un séisme agissant dans les deux directions transversale et longitudinale.

Pour de plus amples détails sur ces programmes successifs, se reporter aux rapports de recherches et aux présentations antérieures, c'est-à-dire : CASSBA (Coin, 1993 ; Brachet *et al.*, 1994 ; Bisch *et al.*, 1994), CAMUS 1 et 2 (Coin, 1998 ; Bisch *et al.*, 1998 ; Mazars 1998, Coin *et al.*, 2000), CAMUS 3 et 4 (Combescure *et al.*, 2000 ; Combescure *et al.*, 2000b), CAMUS 2000 (Coin, 2002 ; Combescure *et al.*, 2002 ; Bisch *et al.*, 2002) et ECOLEADER (Bisch *et al.*, 2005 ; Kotronis *et al.* 2005, Mazars *et al.* 2005, Nguyen, 2006), Synthèse (Bisch *et al.*, 2006).

Le présent article s'est fixé pour objectif restreint de détailler les points cités ci-dessus relatifs à la seconde maquette (française) du programme ECOLEADER. Deux aspects sont traités, celui relevant de l'ingénierie parasismique concernant la conception, la réalisation et l'analyse de l'expérimentation et celui relatif à la modélisation. Deux voies de modélisation ont été retenues :

- l'une dite « raffinée » en aide à l'expérimentation et pour parfaire l'analyse du fonctionnement ;
- l'autre « simplifiée » fournissant une simulation de qualité et une souplesse d'utilisation permettant les études paramétriques.

### **3. Conception de la maquette ECOLEADER**

#### **3.1. Coffrages et charges**

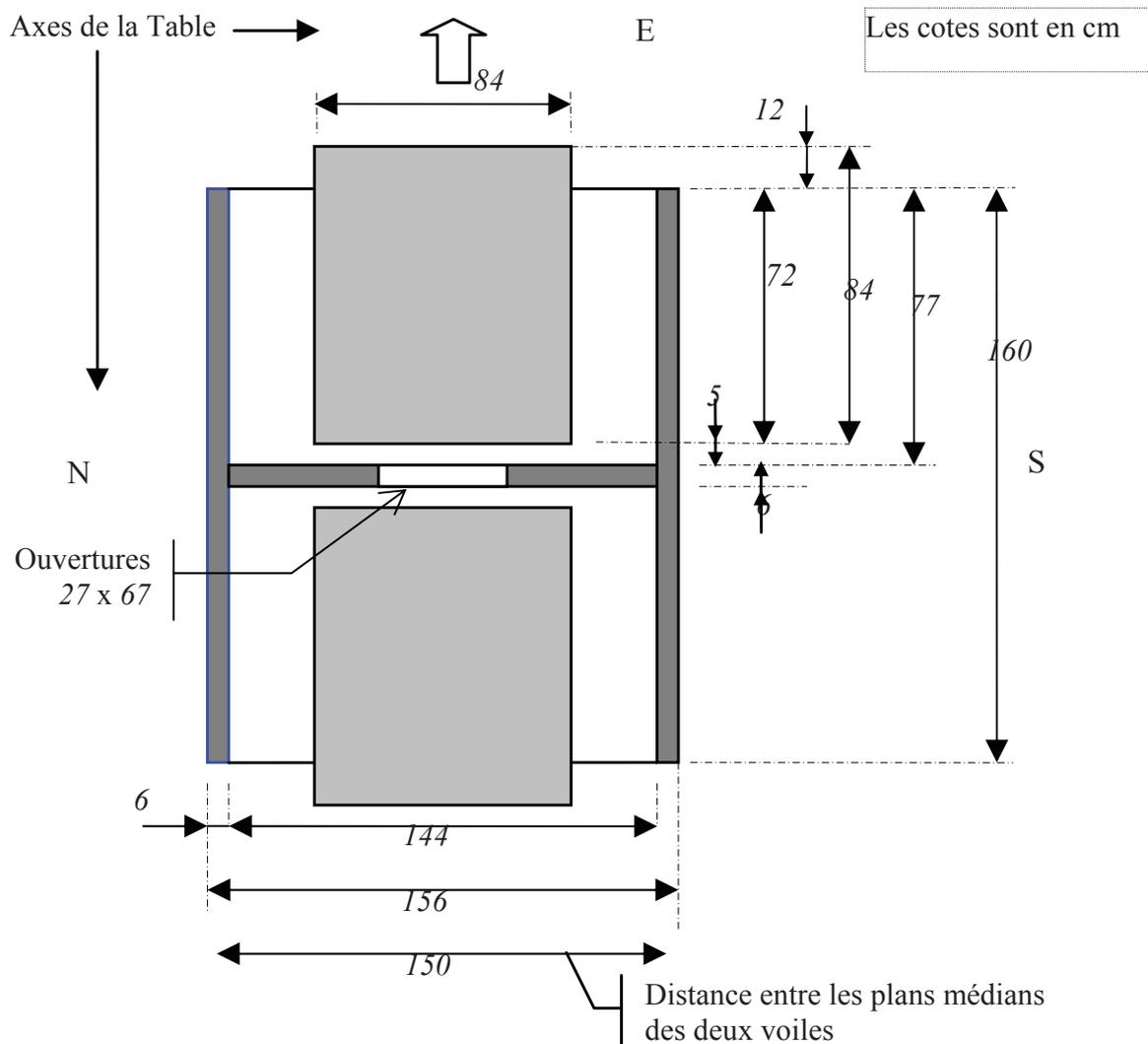
La maquette qui comporte deux axes de symétrie est constituée par :

- 2 murs transversaux (direction X),
- un mur longitudinal central à une file d'ouverture (direction Y),

- 5 niveaux de dalles pleines,
- deux masses additionnelles par niveau et boulonnées sur la dalle,
- le tout reposant sur un socle de 3 longrines, boulonné sur la table vibrante.

En outre, deux masses additionnelles sont boulonnées sur chaque dalle, pour respecter les règles de similitude.

La maquette a été construite à côté de la table, par coulage du béton à l'avancement et donc niveau après niveau, comme pour un bâtiment réel. L'ensemble a ensuite été déplacé vers la table, puis fixé à celle-ci.

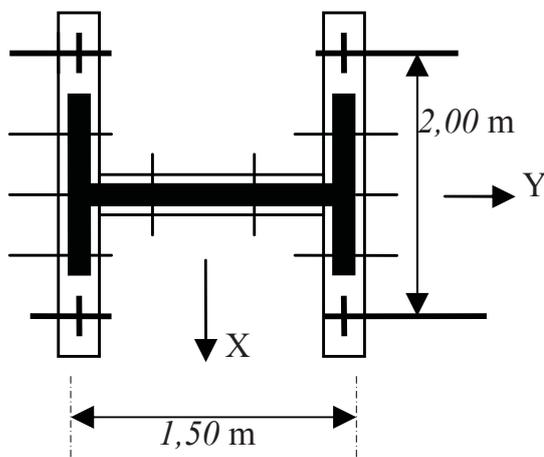


**Figure 1.** *Vue en plan du niveau courant*

Les dimensions et caractéristiques de la maquette (échelle 1/3) sont données par les figures 1, 2 et 3. Les principales données issues de la conception sont rappelées ci-après :

- murs transversaux de 6 cm d'épaisseur et de 1,60 m de longueur,
- mur longitudinal de 6 cm d'épaisseur et de 1,44 m de longueur entre nus,
- ouvertures dans le mur longitudinal avec des linteaux de 23 cm de hauteur totale,

- hauteur d'étage de 90 cm de sol à sol,
- dalle de 8 cm d'épaisseur,
- masses additionnelles de 1,2 tonne par niveau,
- poids total de la maquette, y compris ses charges additionnelles : 312 kN,
- béton des murs et dalles de type B 25, soit  $f_{ck} = 25$  MPa.



2 poutres X	largeur	20 cm
	longueur	240 cm
	hauteur	60 cm
1 poutre Y	largeur	20 cm
	hauteur	60 cm

Fixation courante par des boulons  $\Phi 16$  au travers de 8 trous borgnes

Fixation d'extrémité des 2 poutres X par des boulons  $\Phi 30$  au travers de 4 trous verticaux traversants

Figure 2. Soubassement et fixation à la table vibrante

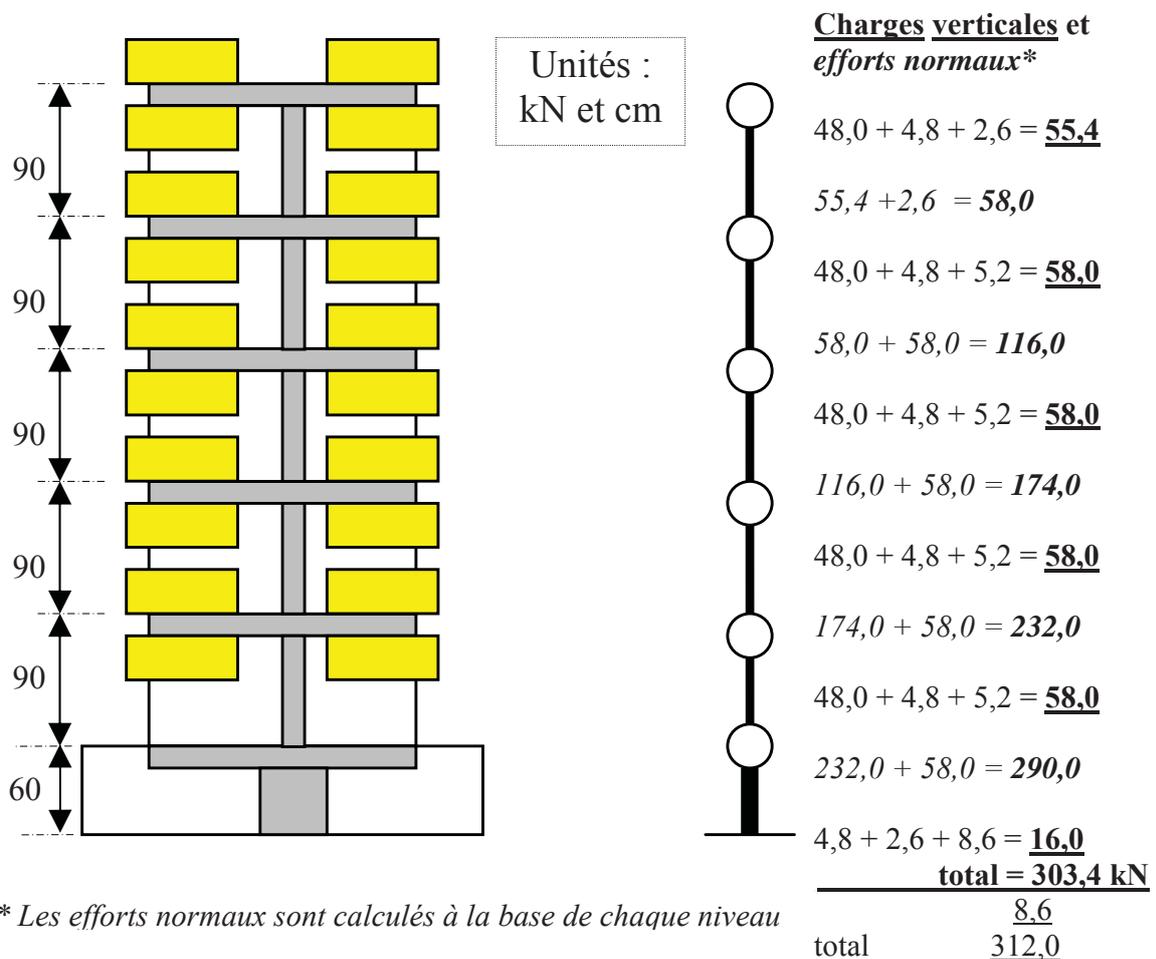


Figure 3. Elévation, coupe et schéma des charges

### 3.2. Le ferrailage des murs et son dimensionnement

Le ferrailage des murs est réalisé en acier de limite élastique  $f_e = 500$  MPa. Le choix d'optimiser les ferrillages des murs transversaux en procédant à des arrêts de barres à différents niveaux a conduit à retenir des aciers de petit diamètre pour lesquels l'allongement de rupture n'est que de 2 % approximativement, valeur inférieure à celle des aciers habituellement utilisés dans des projets de bâtiment. Les figures 4, 5 et 6 donnent le ferrailage des murs transversaux et longitudinal.

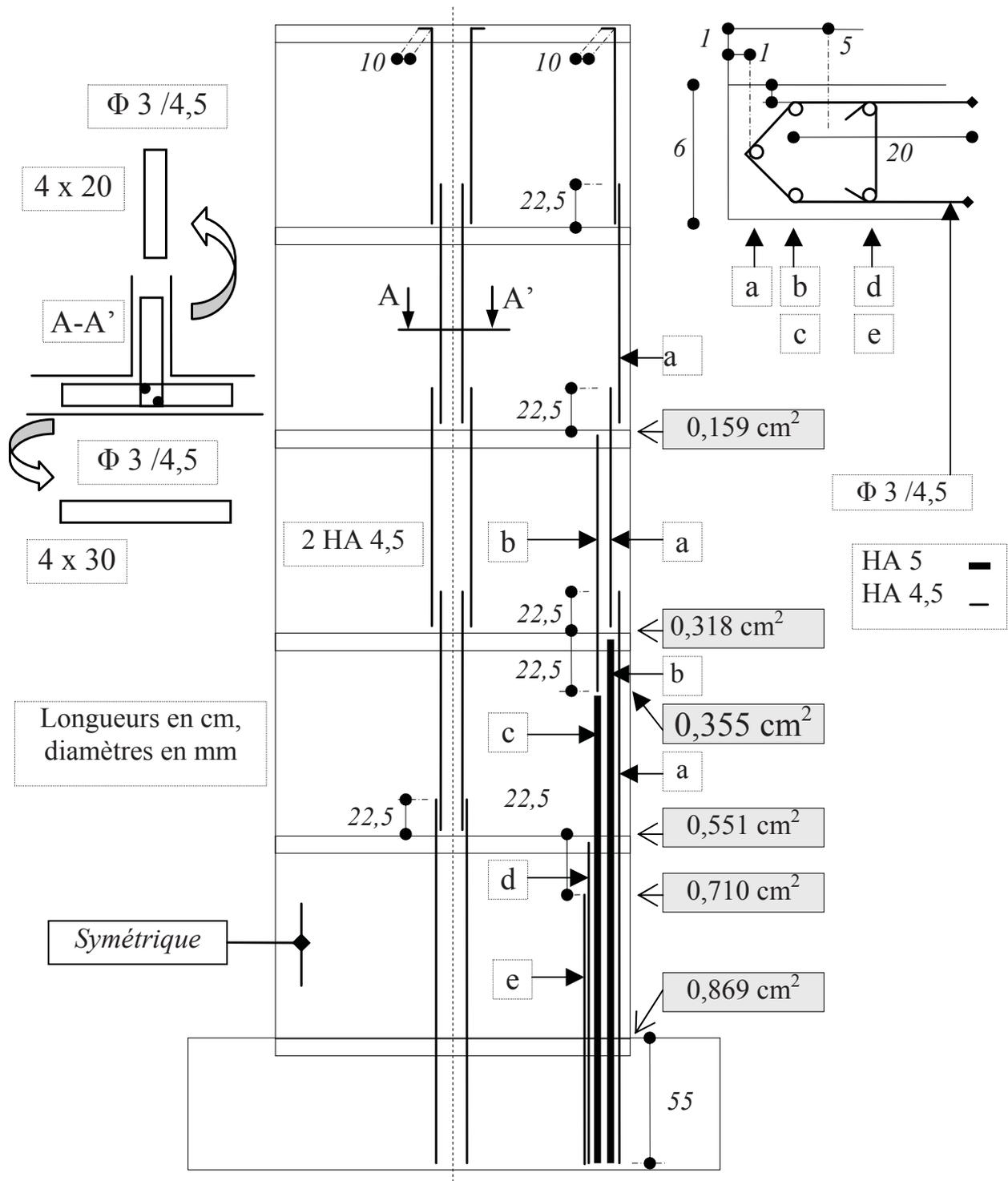
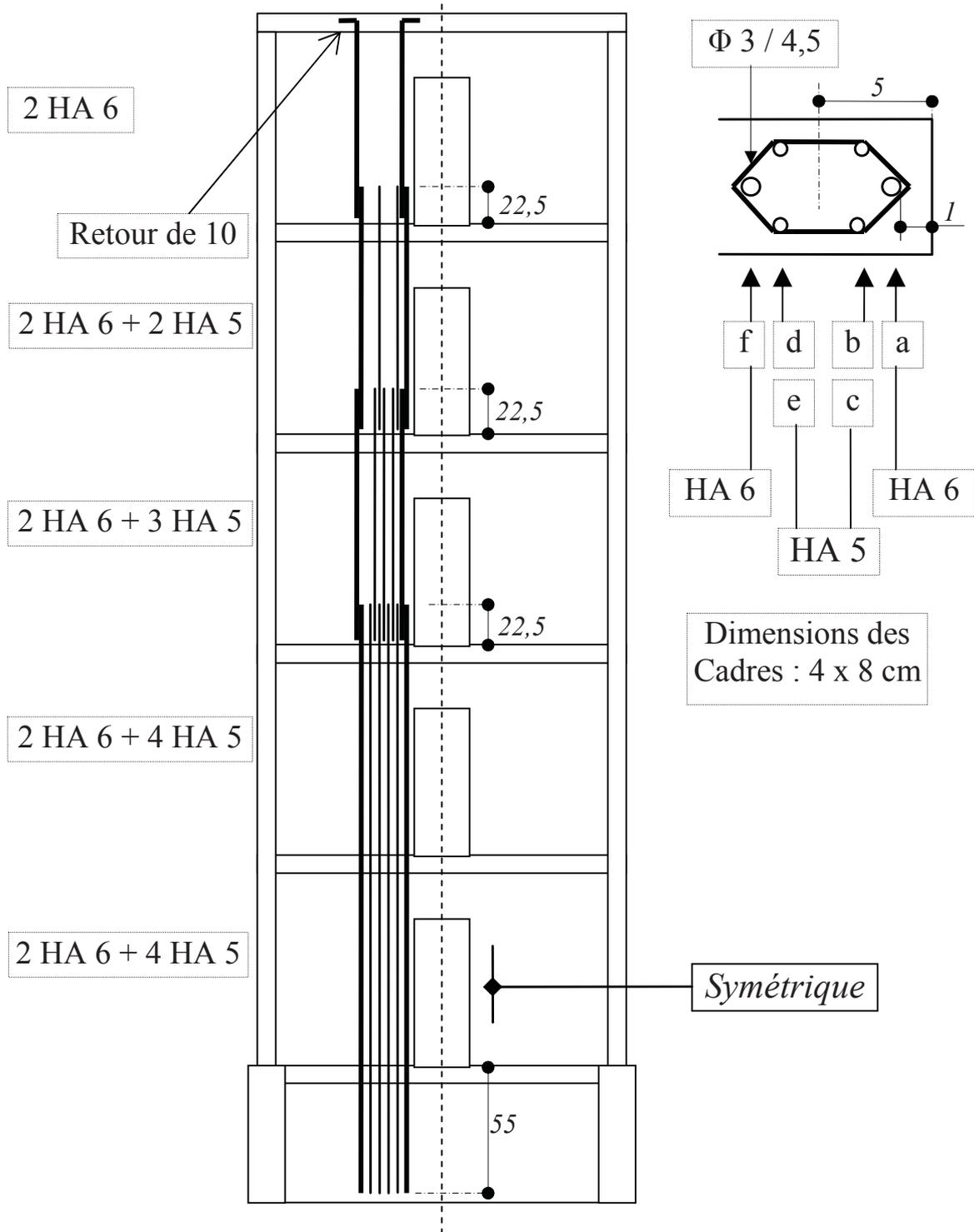


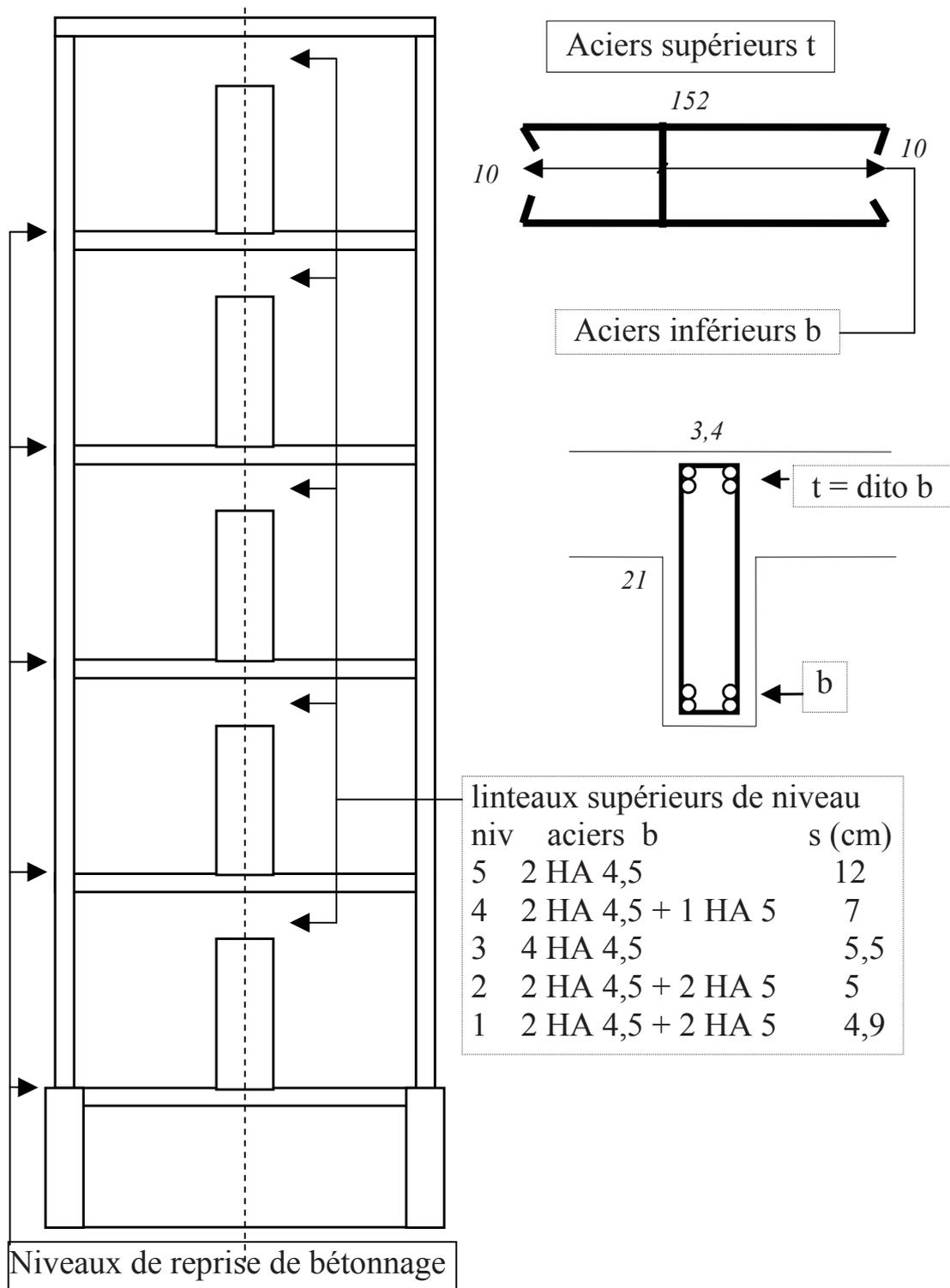
Figure 4. Ferrailage de chaque mur transversal

Les aciers de chaînage au croisement de chaque mur transversal et des planchers sont les suivants :

- en haut du niveau 1 : 2HA 5 plus 2 HA6,
- en haut du niveau 2 : 2HA 6,
- en haut du niveau 3 : 2HA 5,
- en haut du niveau 4 : 2HA 4,5,
- en haut du niveau 5 : 1HA 4,5.



**Figure 5.** Ferrailage du mur longitudinal et encadrement des ouvertures



**Figure 6.** Ferrailage des linteaux du mur longitudinal et chaînages

Le dimensionnement du ferrailage a été effectué dans le cadre des hypothèses et des règles ci-après.

a) Concernant l'action sismique :

– les niveaux d'agression retenus ont été :  $a_g = a_{gR} = 0,5$  g dans la direction X et 0,25 g dans la direction Y ;

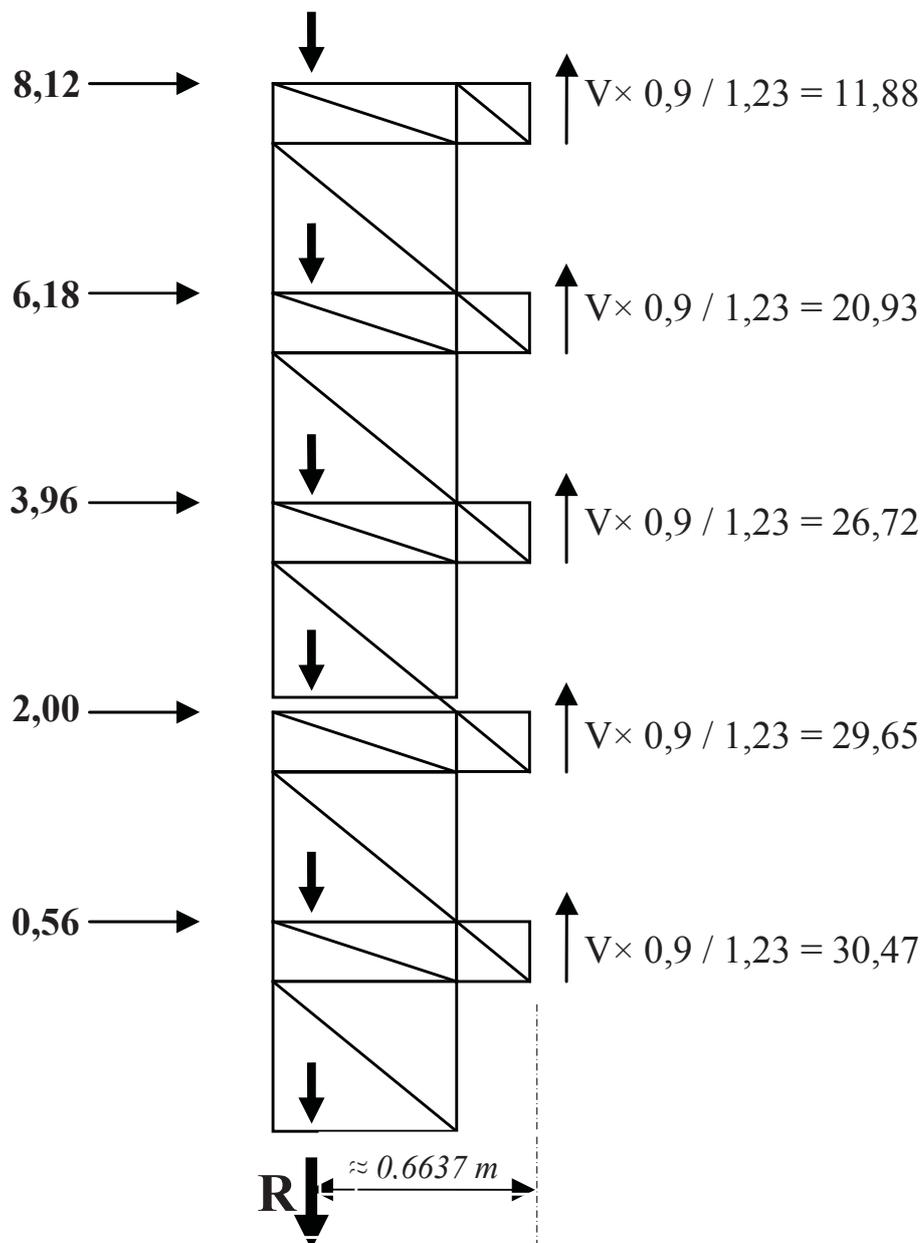
– l'action sismique retenue est caractérisée par deux composantes horizontales correspondant à deux spectres de l'EC8-1-1 pour un sol B qui ont été

corrélés aux deux accélérogrammes générés à partir de celui du tremblement de terre italien de Tolmezzo N-S pour le sens X et celui de Tolmezzo E-W pour le sens Y ;

– la combinaison retenue pour le calcul des effets de l'action a été :  $S_X + 0,3 S_Y$ .

b) L'EC8-1-1 a été appliqué en retenant le domaine des « murs de grande dimension et faiblement armés », avec un coefficient de comportement égal à  $q = 3,5$ .

Le ferrailage des murs transversaux (selon X) a été obtenu par un calcul de béton armé aux ELU, selon l'EC2-1-1 et l'EC8-1-1, en retenant la méthode de la poutre à fissures horizontales, compte tenu du faible de taux de cisaillement de ces murs, inférieur à 1,2 MPa au sens règlementaire, en prenant en compte l'effort tranchant de calcul  $V^* = (1 + q / 2) V = 2,25 V$ . Les effets du second ordre ont été négligés.



**Figure 7.** Schéma de treillis fictif incorporé dans le mur longitudinal

Le ferrailage du mur longitudinal a été obtenu par un calcul de béton armé aux ELU, en faisant l'hypothèse des petites ouvertures. Un schéma de treillis a ensuite permis de passer des contraintes de glissement aux sollicitations dans les linteaux, ainsi que dans les montants de part et d'autre des ouvertures (cf. figure 7). Le calcul a été fait à partir de  $V^* = 2,25 V$ , sauf pour les moments de flexion des linteaux où la valeur  $V^* = 1,5 V$  a été retenue.

Le contrôle *a posteriori* du niveau sismique ultime et du coefficient de comportement associé, en partant des ferrailages retenus et par la méthode d'équivalence énergétique des règles PS 92, a conduit aux résultats suivants. Le niveau sismique est compris entre a) 0,49 g pour la direction X et moitié pour la direction Y, avec un coefficient de comportement  $q = 3,62$ , et b) 0,52 g pour la direction X et moitié pour la direction Y, avec un coefficient de comportement  $q = 3,88$ .

### **3.3. Maquette et bâtiment associé**

#### *3.3.1. Règles de similitude dite d'accélération*

Dans la similitude d'accélération, la pesanteur est conservée, ainsi que les accélérations dues au séisme. Ceci conduit à avoir dans la maquette le même état de contraintes et de déformation que dans le bâtiment de référence. Ceci permet notamment, sous réserve de mettre en œuvre des matériaux proches des matériaux réels, de pouvoir tester ces matériaux dans des conditions physiques comparables à celles qu'ils subiraient dans le bâtiment. La difficulté est bien dans le choix des matériaux, qui doivent dans leur constitution rester proches de ceux utilisés dans les conditions réelles. C'est cette contrainte qui limite la réduction qui peut être faite sur les dimensions géométriques, notamment pour la taille des agrégats, l'épaisseur des murs permettant un façonnage des armatures et une vibration convenables et les diamètres des armatures. A l'inverse, les dimensions de la maquette sont limitées par la masse maximale que la table sismique est capable de manœuvrer. Il a été démontré au fil des expérimentations mentionnées plus haut qu'une réduction de 1/3 permettait d'obtenir un compromis acceptable entre ces deux contraintes opposées.

La similitude d'accélération impose par ailleurs de réduire le temps et d'ajouter des masses (non structurelles), la masse de la maquette étant insuffisante pour respecter les conditions de similitude.

#### *3.3.2. Bâtiment associé à la maquette*

La maquette est donc déduite des bâtiments qui peuvent lui être associés par la similitude d'accélération avec un rapport de similitude égal à 3. En conséquence, partant des dimensions de la maquette, les bâtiments associés sont caractérisés par les valeurs suivantes qui sont toutes habituelles :

- des murs de 18 cm d'épaisseur et de 4,8 m de longueur,

- une hauteur d'étage de 2,70 m de sol à sol,
- une portée de dalle entre nus de murs de 4,32 m,
- une hauteur libre d'ouverture de 2,01 m.

La contrainte normale à la base des murs sous charges gravitaires est de  $1110 \text{ kN/m}^2$ , valeur qui est bien comprise entre  $1400$  et  $900 \text{ kN/m}^2$  qui sont les valeurs classiques rencontrées à la base de murs pour 5 niveaux dans cette gamme de portées, la première correspondant à un mur courant et la deuxième à un mur pignon.

En conséquence de quoi, il peut effectivement être considéré que les murs de la maquette sont bien représentatifs de murs rencontrés classiquement dans des bâtiments à murs porteurs et de contreventement.

### 3.3.3. Rapport entre l'agression sismique retenue pour le sens X et le sens Y

En première analyse, l'action sismique agissant sur un bâtiment dans les deux directions X et Y est la même, puisque c'est la masse totale qui est accélérée dans les deux cas. C'est pourquoi il est logique de trouver, toujours en première analyse, la même rigidité (ou densité) de murs dans les deux directions X et Y.

Ce n'est pas le cas pour la présente maquette, puisqu'il y a dans le sens X deux murs de  $0,06 \text{ m} \times 1,60 \text{ m}$  et dans le sens Y un seul mur de  $0,06 \text{ m} \times 1,56 \text{ m}$ , soit approximativement une section moitié. Pour réaliser sur la maquette une action sismique comparable à celle qui serait appliquée au bâtiment de référence, il faut donc lui appliquer dans la direction Y une accélération moitié de celle appliquée dans la direction X.

### 3.3.4. Masse embarquée et masse portée, signification du niveau d'accélération sismique

La masse portée par un mur est celle qui conduit à l'effort normal gravitaire qu'il supporte, alors que la masse embarquée par un mur est celle qui, sous l'effet de l'action sismique horizontale, conduit aux sollicitations sismiques dans ce mur. Soit  $r$  le rapport masse embarquée sur masse portée. Ces deux masses sont identiques pour les murs de la maquette ( $r = 1$ ).

En revanche, il peut ne pas en être ainsi pour des murs de bâtiments dès lors que certains éléments porteurs ne participent pas au contreventement (existence de poteaux, de murs fortement ajourés, etc.). Les rapports  $r$  peuvent être voisins de 1 lorsqu'il y a une grande densité de murs et pouvant atteindre 2 ou 3, voire plus, dans le cas où une grande partie des charges n'est plus portée par les éléments de contreventement. Le coefficient  $r$  est en quelque sorte représentatif de la liberté architecturale d'utilisation de l'espace.

En admettant, en première analyse, que la force sismique représentative des sollicitations dans un mur est proportionnelle au produit de l'accélération sismique

du site ( $a_g$ ) sur lequel le bâtiment est implanté par sa masse embarquée, il apparaît que :

– l'action sismique sur un mur de bâtiment est proportionnelle à  $a_g$  fois la masse portée fois  $r$ ,

– l'action sismique sur le mur correspondant de la maquette est proportionnelle à  $a_g$  fois la masse portée fois  $l$ .

Ceci explique pourquoi il est nécessaire d'envisager des niveaux d'agression sismique équivalents pouvant atteindre 0,5 g pour certains murs de bâtiment, y compris en France métropolitaine. Et donc pourquoi il y a lieu d'envisager de tels niveaux d'agression pour la maquette.

## 4. Expérimentation et principaux résultats

### 4.1. Instrumentation de la maquette



**Figure 8.** *Vue d'ensemble de la maquette et de son instrumentation*

Les paramètres mesurés et le positionnement des instruments de mesure ont été les suivants :

#### **Accéléromètres :**

- verticaux aux 4 angles de la maquette pour les 6 niveaux ;
- horizontaux dans la direction X dans le plan de chacun des deux murs et pour les 6 niveaux ;
- horizontaux dans la direction Y dans le plan du mur et pour les 6 niveaux.

#### **Déplacements horizontaux absolus** (repère fixe) dans les directions X et Y :

- pour le mur D (droit) aux niveaux 1, 4 et 6 ;
- pour le mur G (gauche) aux niveaux 1, 2, 4 et 6.

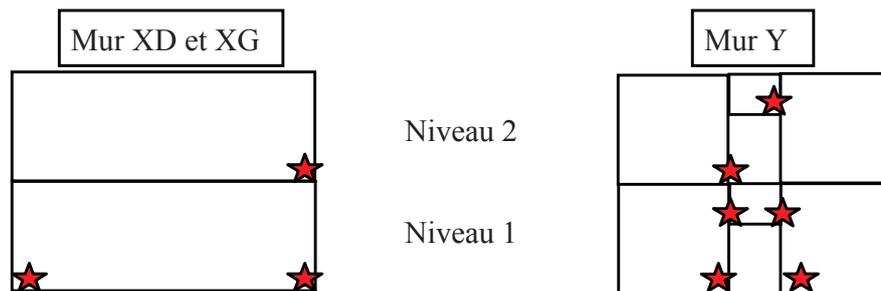
**Déplacements verticaux relatifs** ou modification de la hauteur de chaque niveau :

- pour le mur G aux deux extrémités et pour les niveaux 1 à 5 ;
- pour le mur D dans l'axe et pour les niveaux 1 à 5.

**Déformations diagonales dans le mur Y :**

- au niveau 1 pour les deux diagonales des 2 trumeaux et pour les deux diagonales du linteau ;
- au niveau 2 pour les deux diagonales du linteau.

**Jauges de contraintes** pour certaines armatures : selon la figure 9.



**Figure 9.** *Jauges de contraintes sur certaines armatures*

Les déplacements relatifs sont mesurés notamment à l'aide d'extensomètres de courses 50 mm, 100 mm et 150 mm, ce qui permet une meilleure souplesse d'utilisation en fonction de l'amplitude des mouvements. Les déplacements sont aussi mesurés à l'aide de caméras embarquées sur la maquette, dont le point de visée au repos est à l'extérieur de la maquette pour les déplacements absolus, ou à un autre niveau pour les déplacements relatifs.

#### 4.2. Les niveaux sismiques testés et constatations

Il a été procédé à l'application de niveaux croissants d'accélération de la table au cours des 7 situations suivantes :

Niveau sismique appliqué	Direction X	Direction Y	$S_X + 0,3 S_Y$
Stade 1	0,30 g	-	0,30 g
Stade 2	-	0,14 g	
Stade 3	0,24 g	0,13 g	0,28 g
Stade 4	0,45 g	0,27 g	0,53 g
Stade 5	0,55 g	0,30 g	0,64 g
Stade 6	0,736 g	0,36 g	0,84 g
Stade 7	0,845 g	0,50 g	1,00 g

**Tableau 1.** *Les niveaux d'agression sismiques testés*

La colonne «  $S_X + 0,3 S_Y$  » permet une première comparaison globale avec le niveau de conception. En effet, les bras de levier des moments de flexion agissant dans les voiles transversaux et longitudinal sont sensiblement les mêmes, de telle sorte que les sections d'armature d'about des murs transversaux sont sensiblement proportionnelles à la combinaison  $S_X + 0,3 S_Y$ . Le niveau de conception peut ainsi être représenté par  $S_X + 0,3 S_Y = 0,5 g + 0,3 \times 0,25 g = 0,58 g$ , cette valeur est voisine de celle obtenue au cours du stade 4.

Au cours du chargement, des fissures horizontales se sont développées à la base des murs transversaux pour devenir significatives au stade 4. A ce niveau de sollicitation, le béton de couverture des ferrillages d'about des quatre angles des murs transversaux s'est fortement dégradé et un des aciers du ferrillage de l'un des quatre abouts s'est rompu, probablement lors d'une traction suivant une plastification par flambage. Cependant, le chargement a pu être poursuivi pour atteindre le stade 7. A ce niveau, les aciers d'about à la base des murs transversaux se sont rompus, et le béton s'est complètement dégradé dans ces zones. La maquette était cependant encore apte à porter ses charges gravitaires.

### 4.3. Comparaison globale de la conception et des essais

Le tableau 2 présente une comparaison entre la conception et les résultats découlant des enregistrements aux stades 4 et 7.

Paramètre	Unité	Conception	Stade 4	Stade 7
<b>Mur transversal</b>				
Période fondamentale	s	0,10		
Déplacement en tête	cm	1,92	3,285	5,845
Effort tranchant à la base pour un mur	kN	$47 \times 2,25 = 106$	216,40	126,99
Effort tranchant à la base pour deux murs	kN	$94 \times 2,25 = 212$	251,80	168,23
Moment de flexion à la base pour un mur	kNm	166	349,61	299,38
Moment de flexion à la base pour deux murs	kNm	331	491,40	348,53
Effort normal dynamique par mur compression	kN		74	146
Effort normal dynamique par mur - traction	kN		69	106
<b>Mur longitudinal</b>				
Période fondamentale	s	0,06		
Déplacement en tête	cm	0,70	1,433	2,164
Effort tranchant à la base	kN	$47 \times 2,25 = 106$	91,02	
Moment de flexion à la base	kNm	166	250,54	261,06

**Tableau 2.** Principales comparaisons entre conception et mesures

Il convient de noter que :

- comme cela avait été le cas dans les programmes de recherche précédents, l'effort normal dynamique est bien à nouveau d'un ordre de grandeur voisin de 50 % de l'effort normal gravitaire, qui est la valeur retenue par les règles ;
- les efforts tranchants constatés sont bien supérieurs à ceux découlant de la conception, si la majoration de  $2,25 = (1 + q)/2$  n'était pas prise en compte, ce qui justifie cette majoration demandée par les règles même si la valeur du coefficient  $(1 + q)/2$  peut être discutée.

La présence de l'effort normal dynamique ainsi que de l'effort normal résultant du moment de flexion concomitant dans le mur longitudinal viennent modifier le moment de flexion dans les murs transversaux, ce qui ne permet pas une comparaison directe avec les moments retenus à la conception.

En procédant à une rectification pour faire disparaître l'influence de ces efforts normaux et en tenant compte du fait que les aciers mis en œuvre ont des caractéristiques meilleures que celles prévues (600 MPa au lieu de 500 MPa), il vient les comparaisons suivantes, en faisant porter les rectifications sur les valeurs de conception :

- **349,61** kNm serait à comparer à **250** kNm pour le stade 4,
- **299,38** kNm serait à comparer à **345** kNm pour le stade 7.

Il subsiste donc, au moins pour le stade 4, un défaut non négligeable d'explication de l'écart subsistant.

Il apparaît néanmoins que les moments dans les murs transversaux, qui sont déduits des enregistrements, sont plus faibles pour le stade 7 que pour le stade 4, ce qui est logique puisqu'un des aciers d'un des quatre abouts a cédé au cours du stade 4, mais ceci reste en contradiction apparente avec le fait que l'accélération de la table au stade 7 est presque double de celle du stade 4.

L'explication se trouve dans l'augmentation notable des déplacements enregistrés entre le stade 4 et le stade 7. A sollicitation ultime de moment quasiment conservée, le déplacement en tête des murs transversaux est quasiment doublé entre le stade 4 et le stade 7, alors que l'accélération sismique au stade 7 est presque double de celle du stade 4. L'équivalence énergétique est donc bien toujours quasiment satisfaite, mais c'est le coefficient de comportement qui évolue.

Il faut signaler enfin que si les règles de dimensionnement permettent de prédire assez bien le niveau sismique ultime, elles conduisent à sous-estimer les déplacements attendus dans un rapport voisin de 2. Ceci a déjà été constaté lors des expérimentations précédentes.

#### 4.4. Echantillonnage d'enregistrements caractéristiques

Les figures 10 à 15 montrent qualitativement l'évolution de certains paramètres caractéristiques.

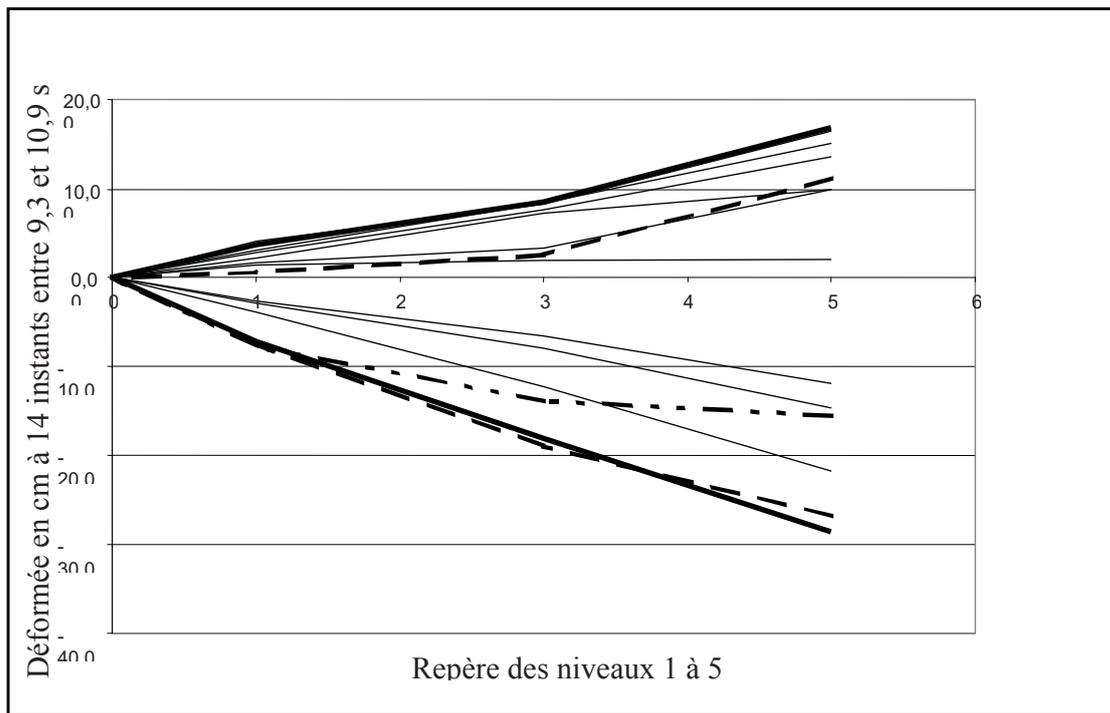


Figure 10. Stade 4 : déformée du mur transversal XG à différents instants

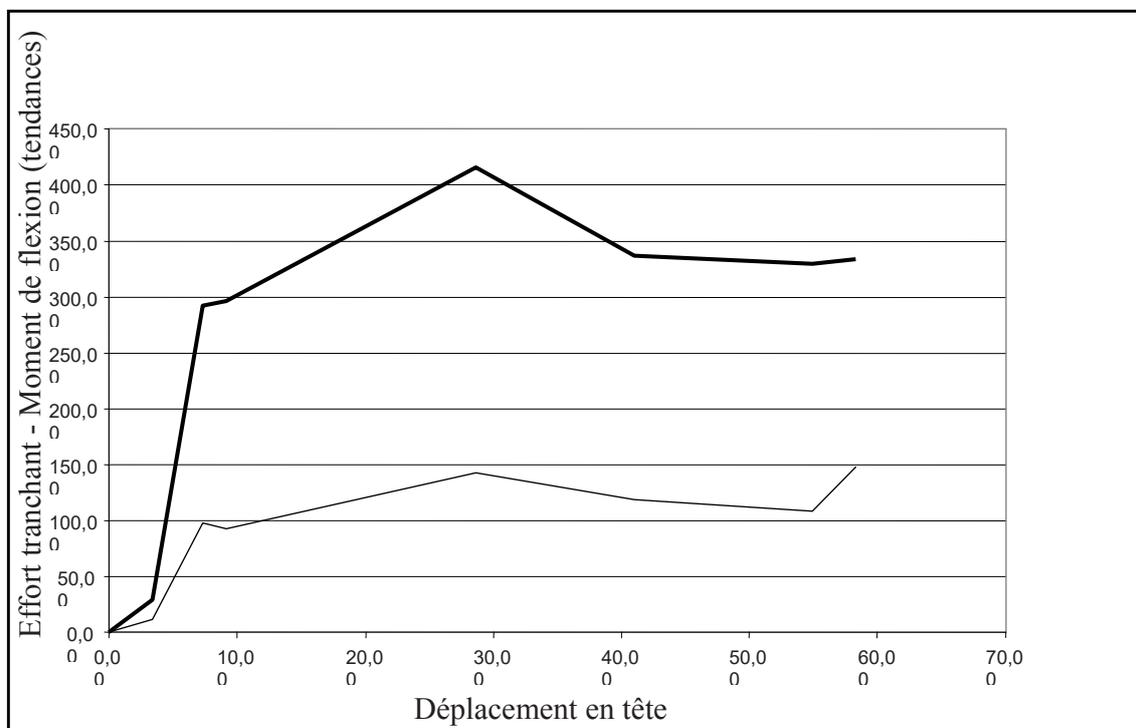
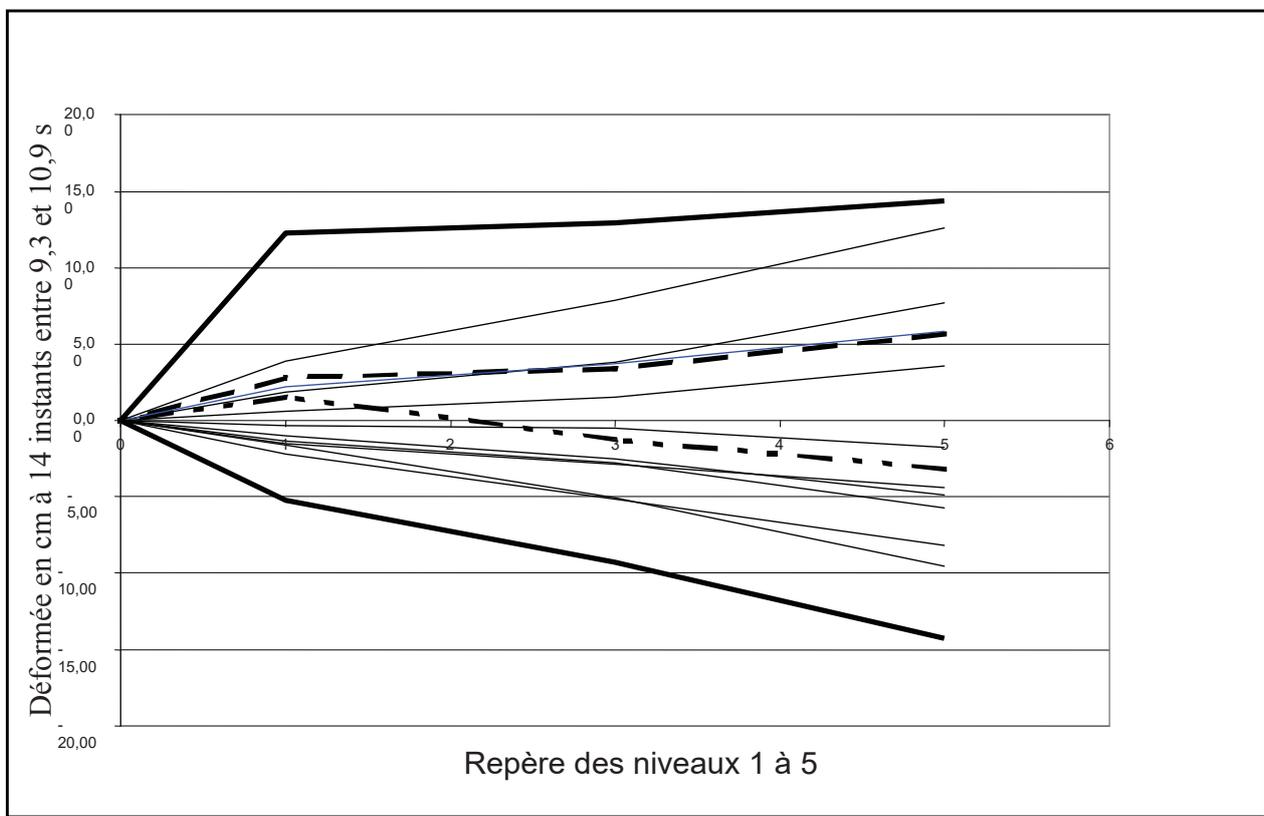
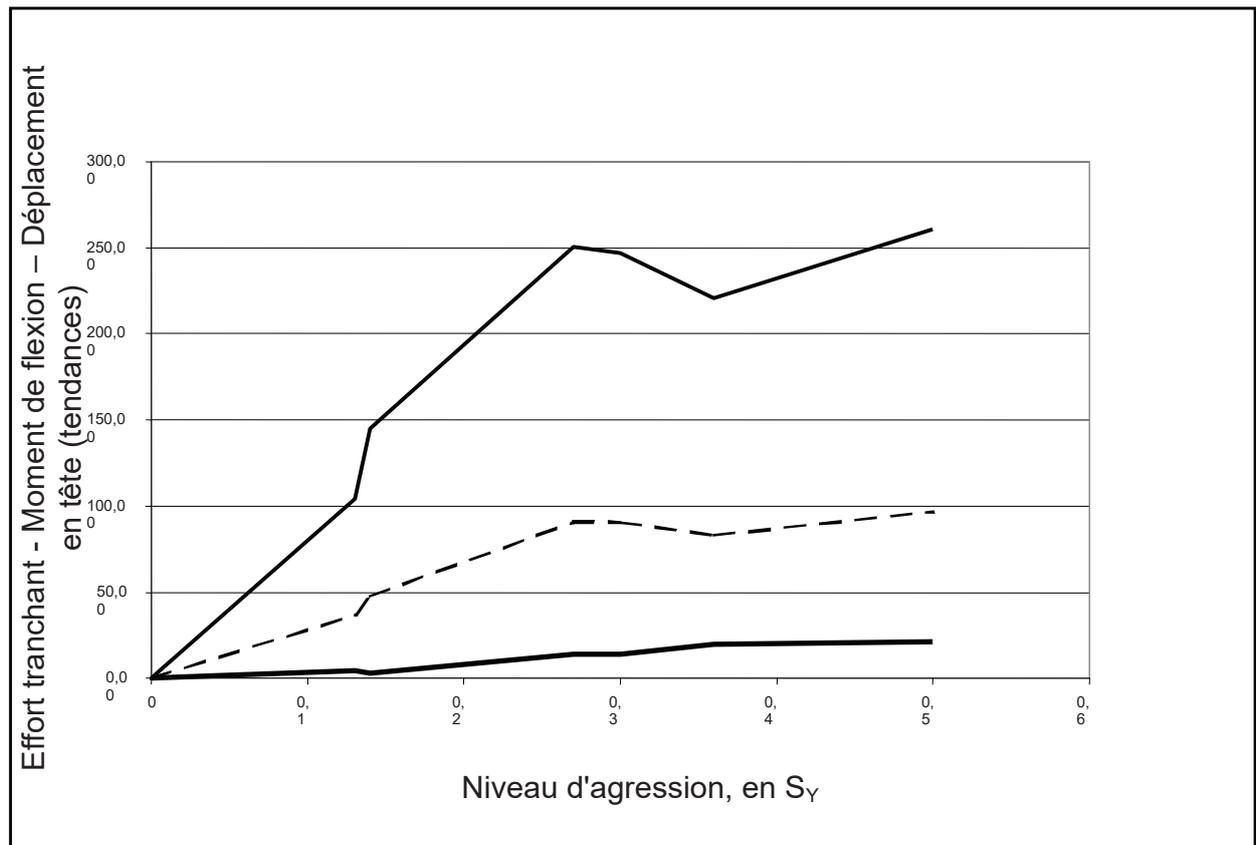


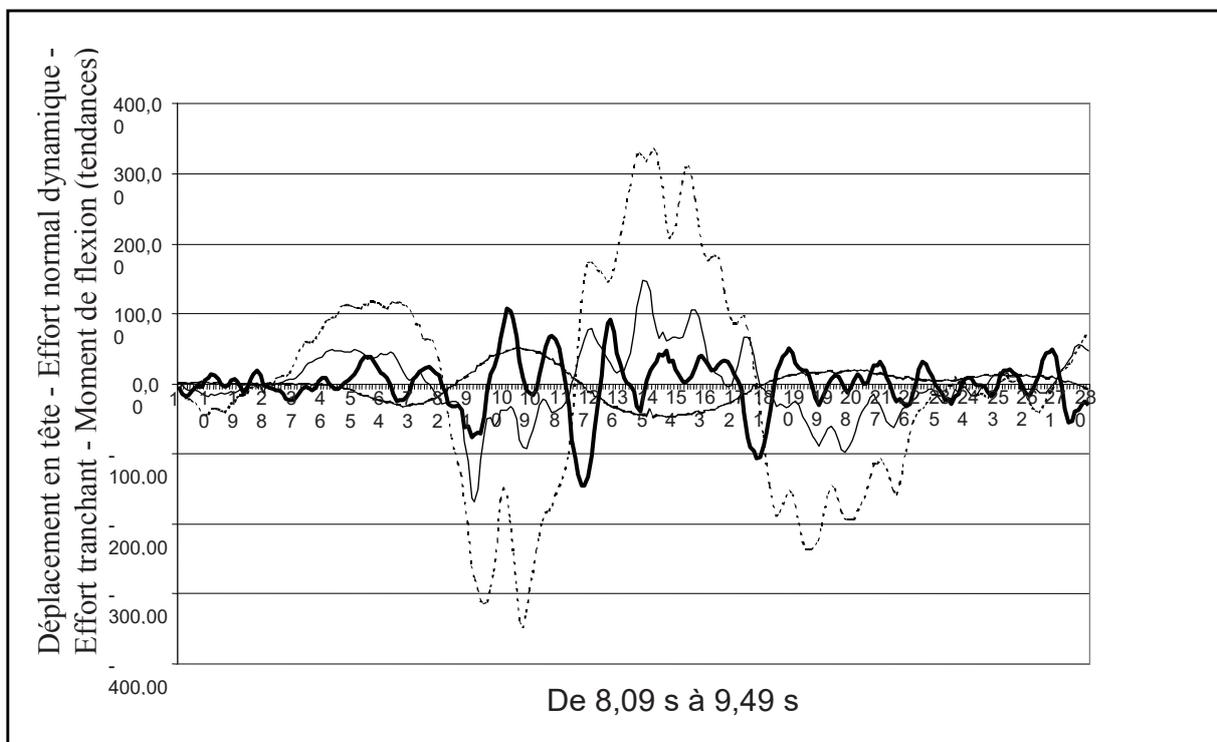
Figure 11. Evolution du moment de flexion et de l'effort tranchant à la base des murs transversaux en fonction du déplacement en tête (M au dessus de V)



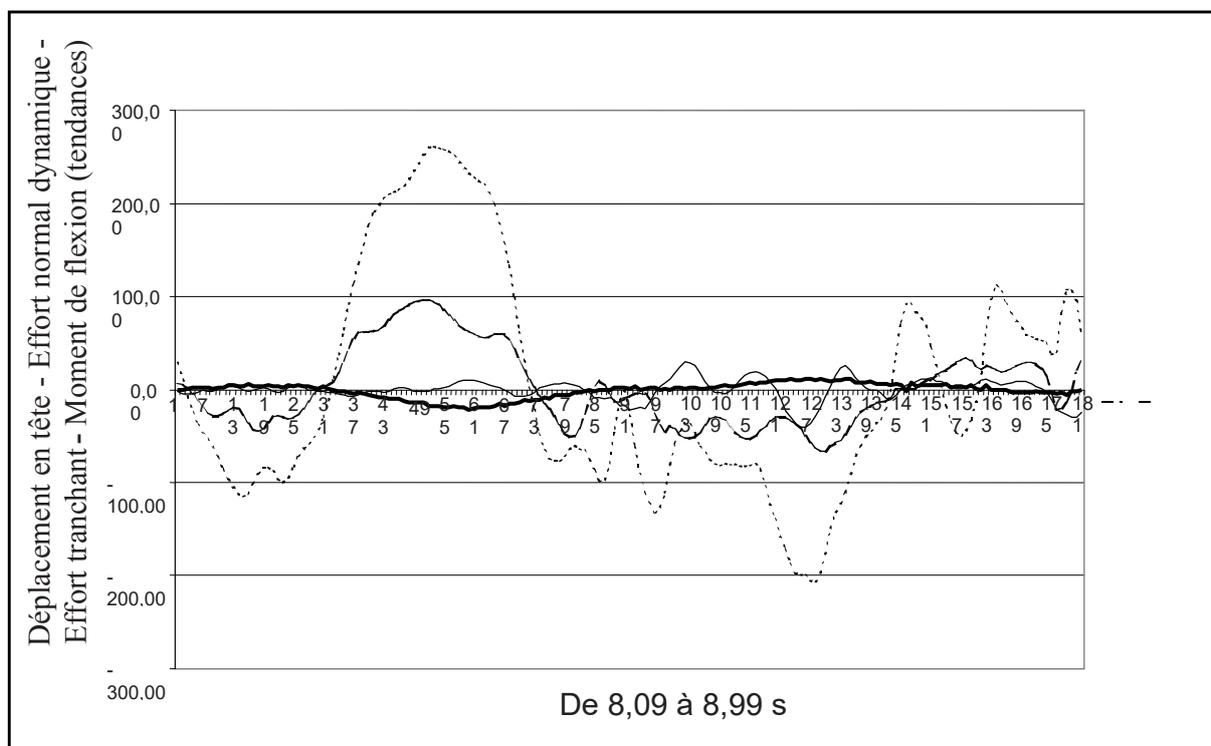
**Figure 12.** *Stade 4 : allure de la déformée du mur longitudinal à différents instants*



**Figure 13.** *Evolution du moment de flexion et de l'effort tranchant en pied du mur longitudinal et de son déplacement en tête en fonction de l'intensité sismique  $S_Y$  (trait fin = M, trait tireté = V, trait fort = déplacement)*



**Figure 14.** *Stade 7 : évolutions temporelles comparées du moment de flexion, de l'effort tranchant et de l'effort normal dynamique en pied des murs transversaux ainsi que de leur déplacement en tête (trait tireté = M, trait fin = N, trait fort = V, trait tireté à double point = déplacement)*



**Figure 15.** *Stade 7 : évolutions temporelles comparées du moment de flexion, de l'effort tranchant et de l'effort normal dynamique en pied du mur longitudinal ainsi que du déplacement en tête de ce mur (trait tireté = M, trait fin = N, trait tireté double point = V, trait fort = déplacement)*

## 5. Modélisation par éléments finis

### 5.1. *Choix de modélisation*

Les valeurs issues de la conception ne sont, comme constaté ci-dessus, que des indicateurs, notamment pour les variables cinématiques (déplacements, déformations). Il ne peut en être autrement du fait des hypothèses simplificatrices généralement adoptées : structures encastrées sur support rigide, analyse statique du comportement... Du point de vue théorique, la modélisation la plus satisfaisante du comportement d'une telle structure consisterait en un modèle 3D de béton cyclique, associé à un modèle d'acier cyclique, mis en œuvre au sein d'une discrétisation spatiale complète décrivant correctement la géométrie et la distribution des masses de la structure. Pour une structure à plusieurs niveaux, la taille du problème engendré conduit généralement à une analyse très lourde qui nécessite des stockages et des temps de calcul importants.

Pour aborder l'analyse du comportement dynamique, il convenait donc de s'orienter vers des approches de type semi-local permettant d'utiliser les modèles locaux de comportement du béton et de l'acier, dans le cadre d'une cinématique simplifiée, associée aux éléments finis de type coque ou poutre. Les modèles de ce type permettent d'une part, d'exploiter les caractéristiques des éléments de structure en réduisant la taille du système d'équations, et d'autre part, favorisent une intégration plus rapide de la loi de comportement.

Ainsi, un premier modèle utilisé pour simuler le comportement du spécimen testé sur la table sismique s'appuie sur une description semi-locale 3D coques minces multicouches. Cette approche permet une bonne représentation de la flexion et du cisaillement dans le plan des murs, malgré le fait que le cisaillement transversal (perpendiculaire au plan des murs) et le comportement tridimensionnel réel (dilatation transversale) ne sont pas correctement décrits. Dans la suite, ce modèle est dit « raffiné ».

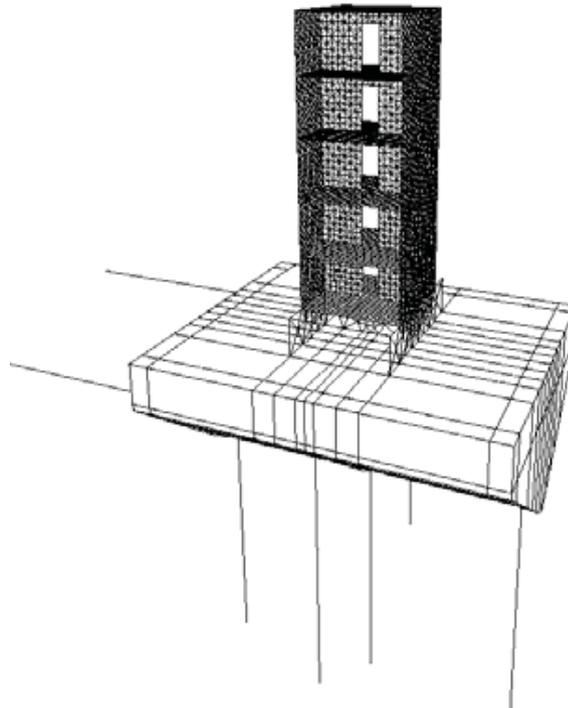
Dans une deuxième étape, une stratégie de modélisation 3D dite « simplifiée » est présentée. La structure est modélisée en utilisant des éléments de type poutre multifibre de cinématique Euler-Bernoulli. Son gros avantage est de réduire fortement les temps de calcul de préparation et d'analyse, ce qui rend cette approche utilisable pour des études paramétriques. Ceci a été fait notamment pour analyser la réponse de la maquette sous des chargements tri-directionnels.

### 5.2. *Approche raffinée : description par éléments finis 3D coques*

#### 5.2.1. *Discrétisation par éléments finis*

Les deux voiles dans la direction X et le voile dans la direction Y sont modélisés avec des éléments de type DKT intégré avec 3 points de Gauss pour l'intégration

dans le plan et 9 points d'intégration dans l'épaisseur (CASTEM 2000). Le maillage des voiles a été choisi de façon à ce que la connexion avec les éléments d'acier puisse se faire de la manière la plus exacte possible, conformément aux plans de ferrailage. Ce maillage permet de reproduire les arrêts de barres, ainsi que les reprises de bétonnage. Le même type d'élément a été utilisé pour représenter les dalles. Des éléments de type barre à deux nœuds ont été considérés pour représenter les aciers verticaux et horizontaux, l'adhérence acier-béton étant supposée parfaite. Du fait de l'importance de la souplesse de la table vis-à-vis de la rigidité de la structure, celle-ci a dû être modélisée. A cet effet, des éléments massifs CUB8 sont utilisés, les supports étant modélisés par l'intermédiaire de 7 éléments de type barre. Le comportement des éléments finis représentant les voiles et le ferrailage est supposé non linéaire, tandis que le comportement des éléments constitutifs du maillage des dalles et de la table vibrante est considéré comme élastique. Le maillage complet de la structure est présenté à la figure 16. Il représente une trentaine de milliers de degrés de liberté.



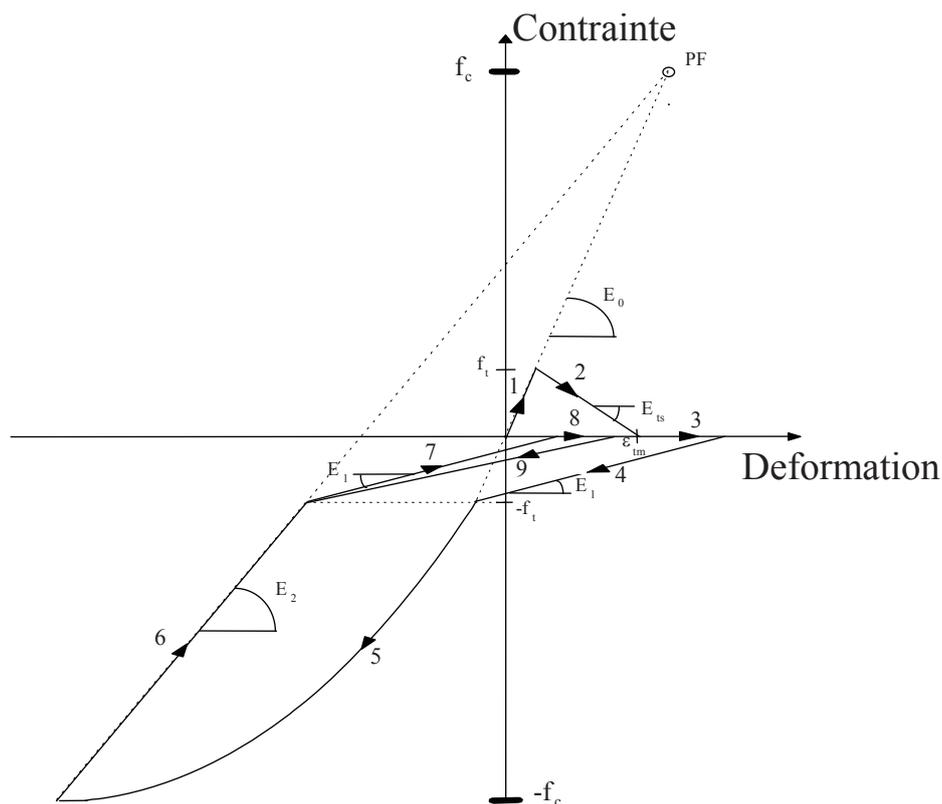
**Figure 16.** *Maillage 3D coques de la maquette et de la table vibrante*

### 5.2.2. *Modèle de comportement pour le béton*

Le modèle béton, développé à l'INSA de Lyon dans le code CASTEM 2000, est construit dans le cadre de la théorie de la plasticité en contraintes planes. La surface de rupture est décrite par deux critères : Nadai en compression et bi-compression, Rankine pour la fissuration en traction. La loi d'écoulement est associée et la règle d'écrouissage (positif ou négatif) est isotrope. Le comportement du béton fissuré est abordé par le concept de la fissuration répartie en considérant le matériau fissuré comme un milieu continu. Lorsque la surface de rupture dans le domaine des tractions est atteinte, la plasticité biaxiale est abandonnée et une loi orthotrope

activée. La description de la fissuration consiste alors en trois relations indépendantes entre contrainte et déformation définies dans un système d'axes parallèle et perpendiculaire à la direction de la fissuration. Le caractère unilatéral du béton fissuré au cours d'une sollicitation cyclique est traité par une technique visant à gérer correctement l'ouverture et la fermeture des fissures en restaurant les raideurs correspondantes.

Lors de l'incrément de charge qui provoque la fissuration en un point matériel donné, le passage du modèle élastoplastique biaxial au modèle orthotrope découplé demande un traitement spécifique et plusieurs règles de raccordement sont utilisées pour assurer la continuité entre les deux modèles. Le comportement du béton fissuré dans chaque direction est ensuite décrit par une loi uniaxiale cyclique. Le tenseur des contraintes dans le repère local est complété par la contrainte de cisaillement, calculée élastiquement avec un module de cisaillement réduit pour rendre compte de l'effet d'engrènement de la fissure correspondant au frottement des surfaces des lèvres de la fissure. Cet effet est pris en compte implicitement dans la loi en diminuant arbitrairement le module de cisaillement initial par l'intermédiaire d'un facteur de transfert de cisaillement  $\eta$ . Il est à noter que ce paramètre peut évoluer en fonction de la dilatation dans la direction perpendiculaire à la fissure (Ile *et al.*, 2000).



**Figure 17.** *Modèle uniaxial cyclique : point initialement tendu*

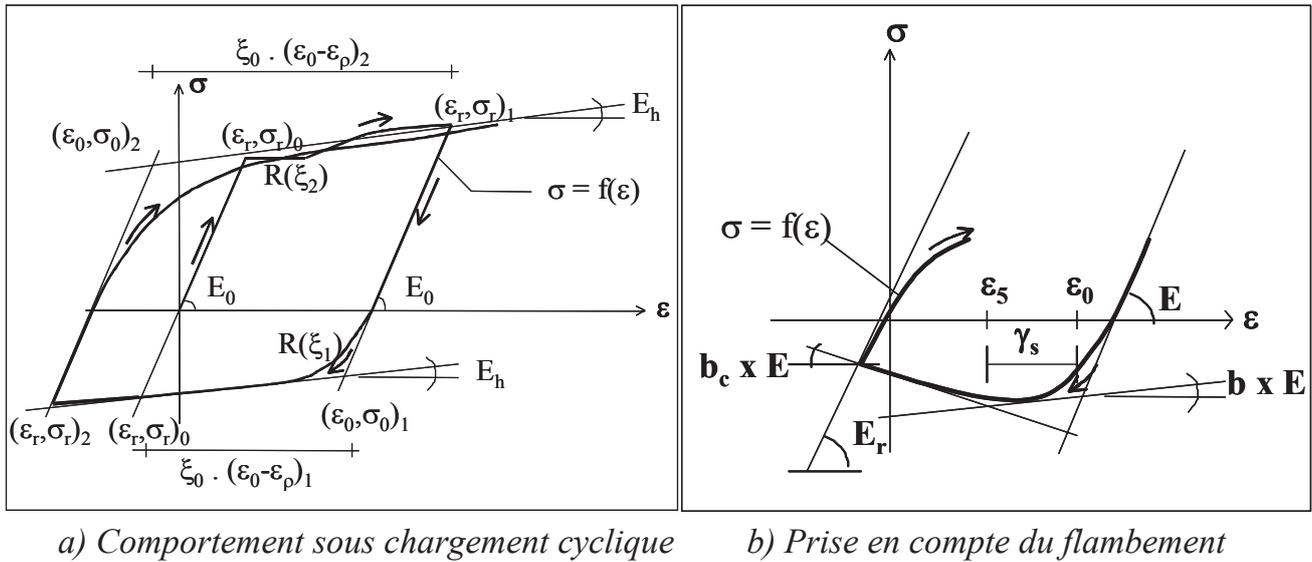
La loi uniaxiale mise en œuvre permet de rendre compte des principaux phénomènes observés lors d'un chargement constitué d'un petit nombre de cycles alternés. Une illustration de cette loi est présentée dans la figure 17 qui montre le

comportement d'un point initialement tendu qui fissure complètement avant de subir un rechargement opposé en compression.

Le comportement d'un point initialement comprimé ou celui d'un point qui n'a pas totalement fissuré sous une inversion de chargement est décrit par des lois similaires qui ont été présentées en détail ailleurs (Ile *et al.*, 2000).

### 5.2.3. Modèle de comportement utilisé pour l'acier

Le comportement de l'acier est représenté par le modèle modifié de Menegoto-Pinto (Guedes *et al.*, 1994). La loi cyclique reproduit l'effet Bauschinger (figure 18a) et le flambement des barres en compression lorsque les cadres ne sont pas suffisamment rapprochés (figure 18b).



**Figure 18.** Modèle de l'acier sous chargement cyclique (d'après (Guedes, 1994))

### 5.2.4. Choix des caractéristiques des matériaux

La plupart des caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier) adoptées dans l'analyse sont basées sur les résultats des essais sur éprouvettes et les codes en vigueur. Pour identifier la déformation à la rupture en compression du béton  $\epsilon_{uc}$  et la déformation à la rupture en traction du béton  $\epsilon_{ut}$ , une approche énergétique est adoptée, comme proposé par (Feenstra et de Borst, 1995). Ces paramètres ont été calculés à partir de l'énergie de rupture en compression et en traction, et de la longueur caractéristique de l'élément. Cette approche permet de garantir une certaine objectivité du maillage, sans pour autant résoudre les problèmes de localisation. Les caractéristiques mécaniques des matériaux adoptées dans l'analyse sont donc les suivantes :

– *béton des voiles* : module de Young :  $E_B = 30\,000$  Mpa ; coefficient de Poisson :  $\nu = 0,20$  ; résistance en compression :  $f_c = 32,0$  Mpa ; résistance en traction :  $f_t = 2,2$  Mpa ; déformation à rupture en traction :  $\epsilon_{ut} = 0,8 \times 10^{-3}$  ;

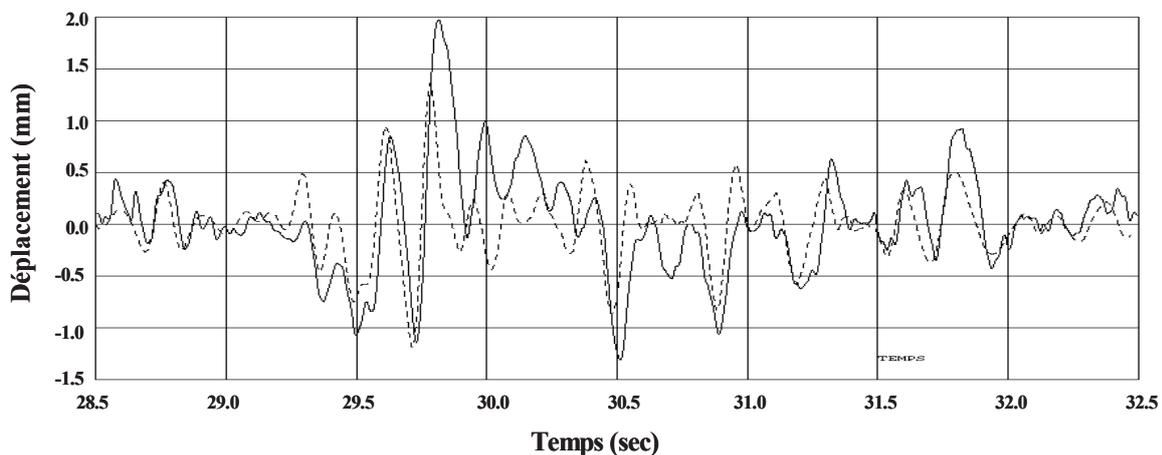
déformation à rupture en compression :  $\epsilon_{uc} = 8,0 \times 10^{-3}$  ; facteur de transfert de cisaillement :  $\eta = 0,20$  ;

– acier (ferrailage des voiles X) : module de Young :  $E_A = 200\,000$  Mpa ; limite d'élasticité -  $f_E = 660$  Mpa ; limite de rupture :  $\sigma_R = 680$  Mpa ; déformation à la rupture en traction :  $\epsilon_u = 1,8\%$  ;

– acier (ferrailage du voile Y) : module de Young :  $E_A = 200\,000$  Mpa ; limite d'élasticité :  $f_E = 615$  Mpa ; limite de rupture :  $\sigma_R = 700$  Mpa ; déformation à la rupture en traction :  $\epsilon_u = 10\%$ .

### 5.2.5. Comparaisons calcul-expérience

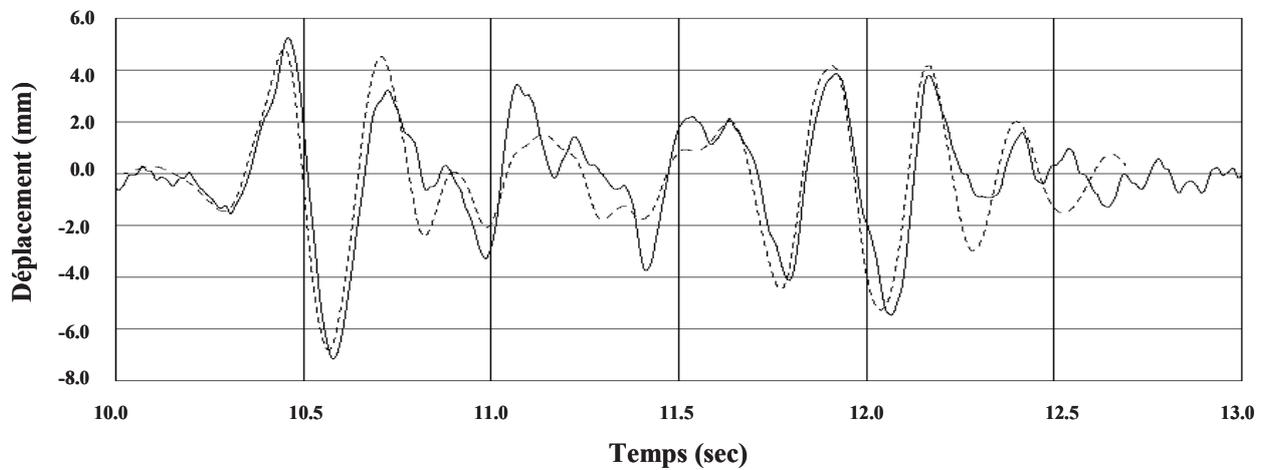
Les analyses dynamiques non linéaires ont été effectuées en considérant l'enchaînement de tous les séismes successifs appliqués lors des essais. Avant les calculs non linéaires, un calage des fréquences propres a été effectué en modifiant seulement les raideurs des ressorts de la table, les caractéristiques des matériaux de la maquette étant celles déjà présentées ci-dessus. Les mesures expérimentales n'ont pas fourni la valeur du pourcentage d'amortissement critique correspondant aux premiers modes de vibration. Dans ces conditions et en considérant le fait que la maquette se trouvait dans un bon état initial avant les essais, sans fissures importantes visibles, une valeur de 1% pour l'amortissement critique correspondant au premier et deuxième modes de vibration a été choisi. La méthode de Rayleigh a été alors appliquée pour construire la matrice d'amortissement  $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$ ,  $[M]$  et  $[K]$  étant la matrice de masse et de raideur,  $\alpha$  et  $\beta$  étant déterminés de façon à obtenir 1 % d'amortissement critique sur le premier mode et 1% sur le deuxième.



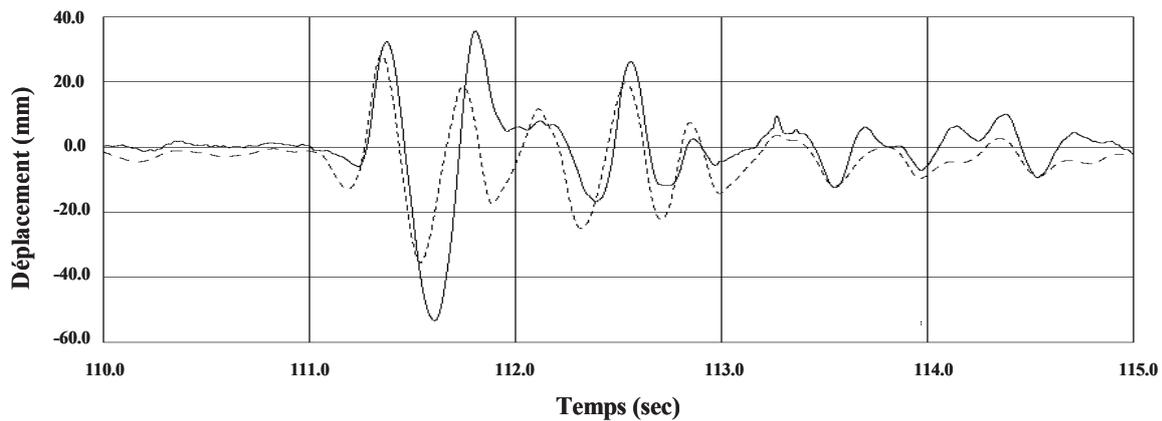
**Figure 19.** Déplacement en tête dans la direction OX – stade 1 (tiret continu : exp., tiret pointillé : modèle raffiné)

Les figures 19 à 24 présentent l'évolution des déplacements en tête expérimentaux et numériques pour les premiers et derniers chargements appliqués lors des essais (stade 1, 2, 6 et 7 de 0 à 0,845 g en X et de 0 à 0,5 g en Y, cf. tableau 1). De ces comparaisons, il convient de noter une bonne prédiction du comportement dans la direction OX. Dans cette direction, même si la variation

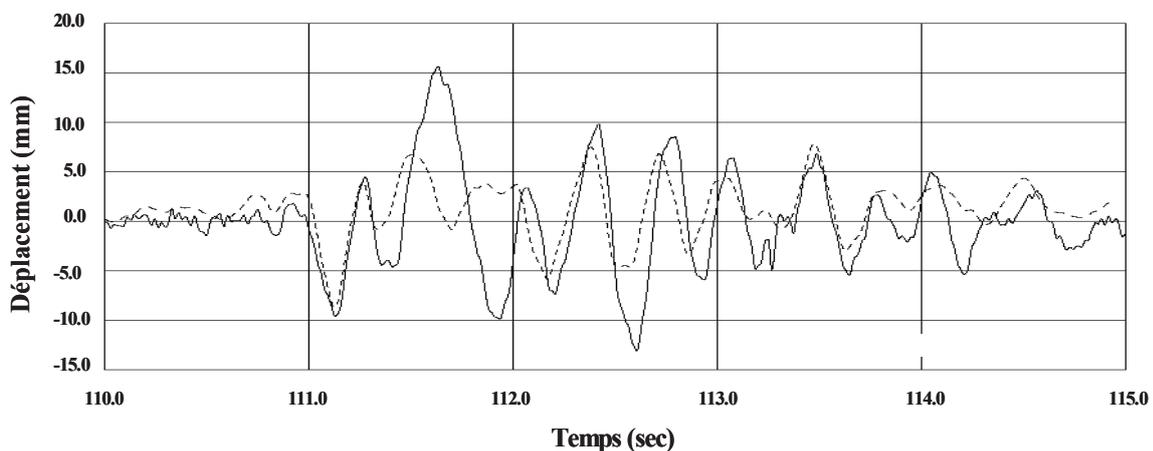
fréquentielle du déplacement en tête n'est pas toujours bien décrite, les valeurs maximales calculées sont cohérentes avec celles obtenues expérimentalement. Généralement, par rapport à l'expérience, les amplitudes du déplacement dans la direction OY sont sous-estimées et les fréquences de vibration dans cette direction sont surestimées.



**Figure 20.** Déplacement en tête dans la direction OY – stade 2 (tiret continu : exp., tiret pointillé : modèle raffiné)



**Figure 21.** Déplacement en tête dans la direction OX – stade 6 (tiret continu : exp., tiret pointillé : modèle raffiné)



**Figure 22.** Déplacement en tête dans la direction OY – stade 6 (tiret continu : exp., tiret pointillé : modèle raffiné)

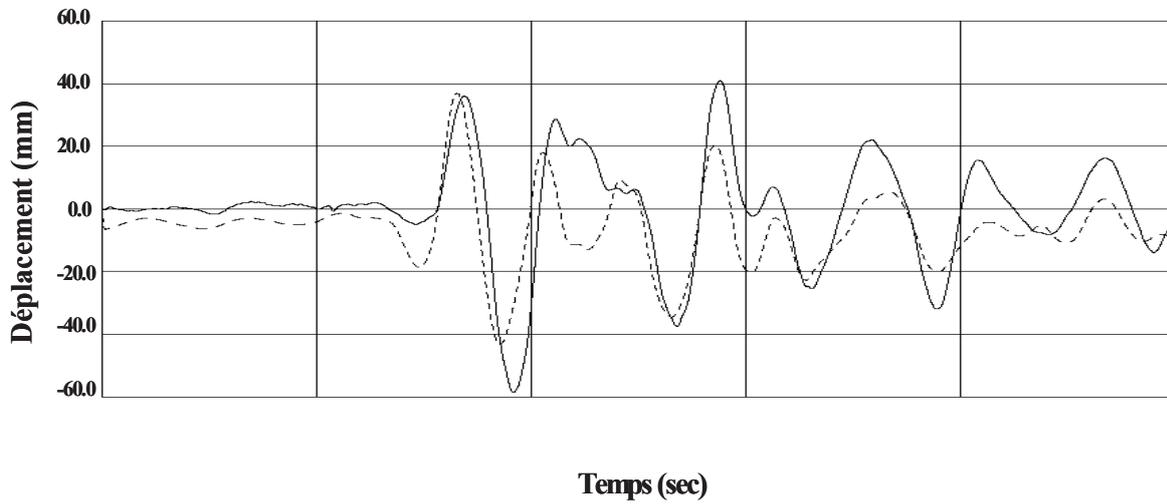


Figure 23. Déplacement en tête dans la direction OX – stade 7 (tiret continu : exp., tiret pointillé : modèle raffiné)

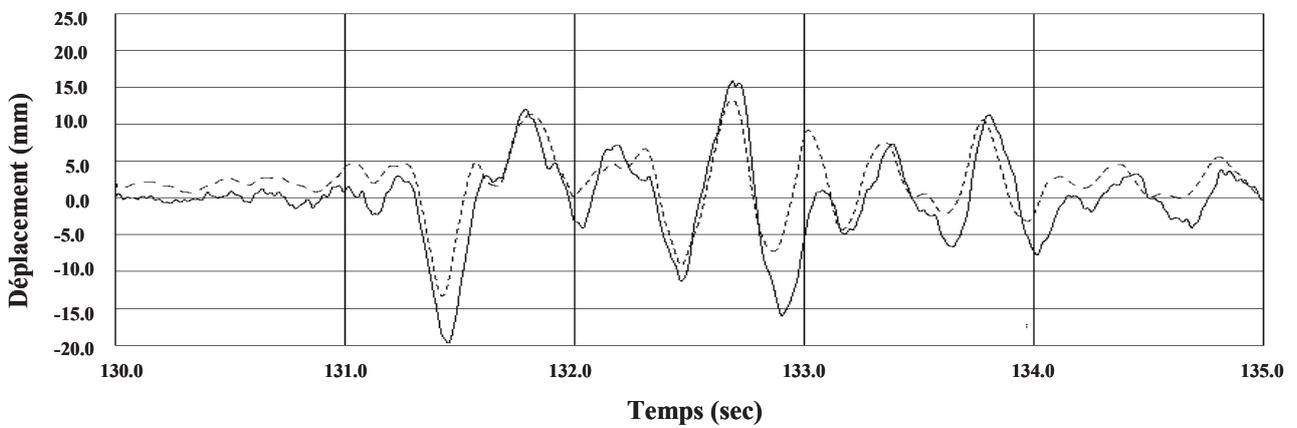


Figure 24. Déplacement en tête dans la direction OY – stade 7 (tiret continu : exp., tiret pointillé : modèle raffiné)

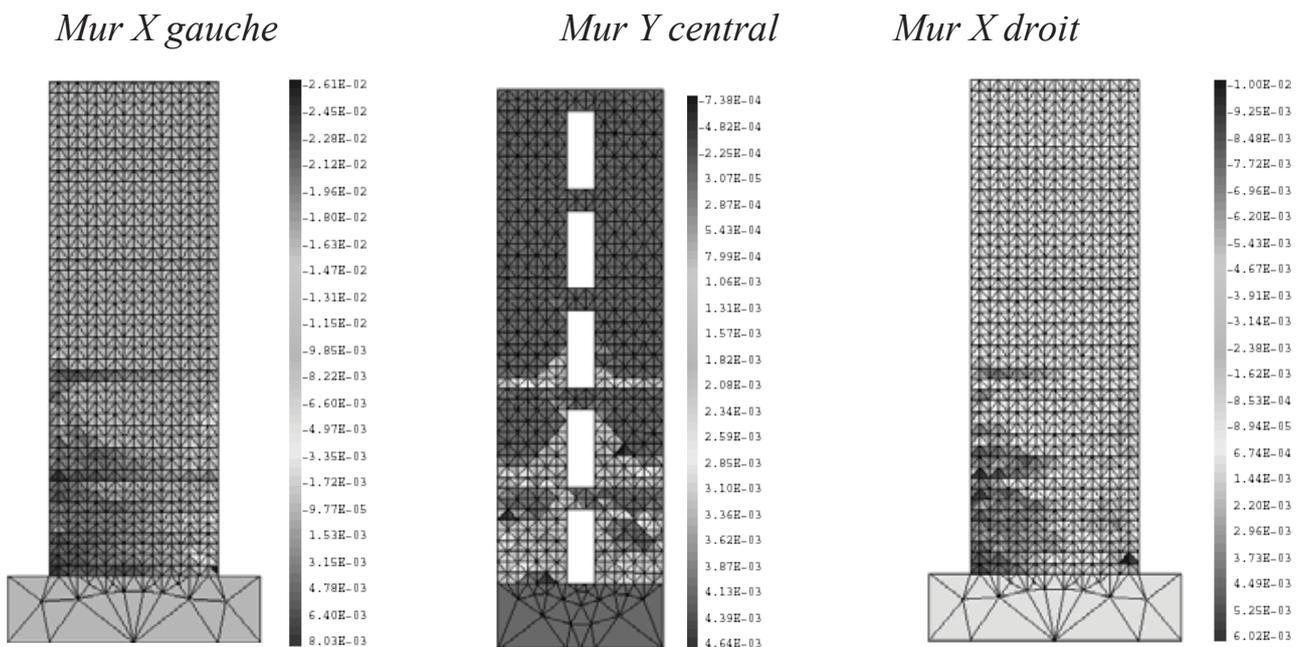
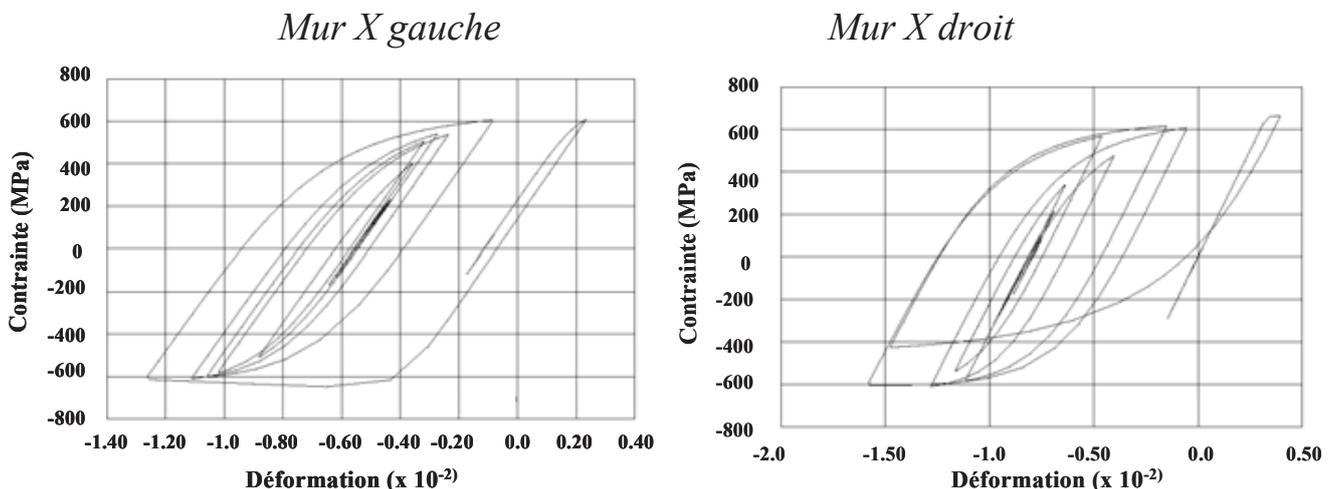


Figure 25. Modèle raffiné, isovaleurs des déformations verticales dans le béton (essai stade 6)

La figure 25 montre la distribution des déformations verticales dans le béton des trois murs correspondant au pic du déplacement en tête dans la direction OX, obtenues lors de l'avant dernier essai (stade 6). D'une part, de grandes déformations apparaissent dans les deux murs de sens X, le mur central (à une file d'ouvertures) ayant des déformations moins importantes. D'autre part, comme les valeurs des déformations en compression à l'extrémité des murs X sont très importantes (de l'ordre de  $2,61 \times 10^{-2}$ ), le béton et l'acier sont localement très sollicités, ce qui se traduit par l'écrasement du béton avec flambement et rupture de l'acier en compression. En effet, les courbes contraintes-déformations dans les aciers les plus sollicités, situés à l'extrémité des murs X (figures 27 et 28), indiquent clairement pour l'essai stade 5, un comportement adoucissant en compression avec flambement des aciers, suivi de la rupture de ces aciers lors de l'essai stade 6.



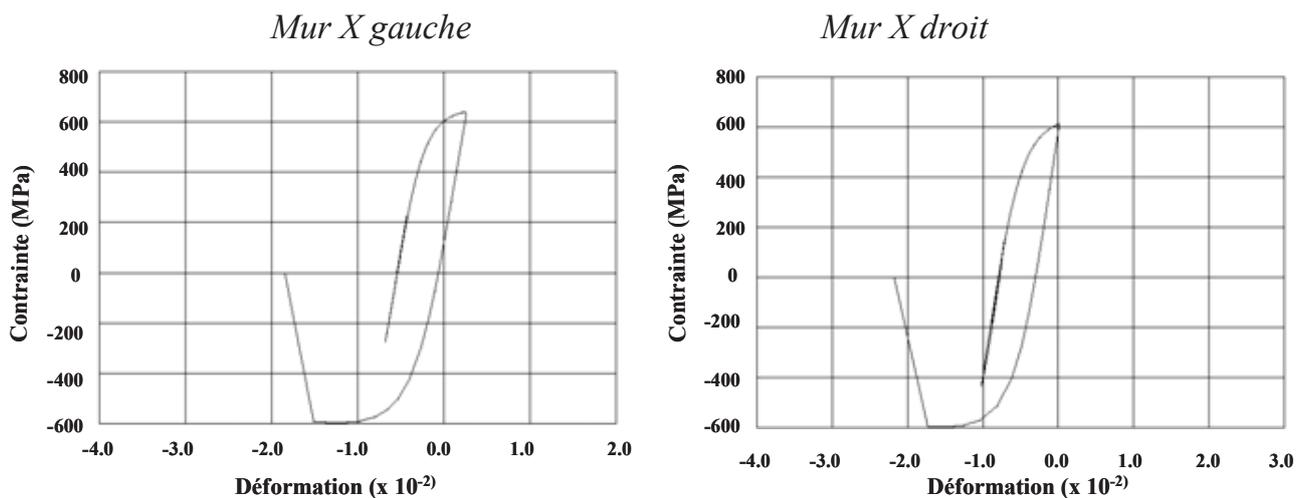
**Figure 26.** *Etat de dégradation à la base de la maquette (stade 6)*



**Figure 27.** *Modèle raffiné, relation contrainte-déformation dans l'acier le plus sollicité à la base des murs X (essai stade 5)*

Ce comportement local est en bon accord avec le fonctionnement observé lors de l'expérimentation : les extrémités des murs X ont été fortement endommagées avec écrasement du béton, flambement et rupture des aciers (figure 26). Il est à noter

toutefois que le calcul prédit la rupture de l'acier à la base des murs X, lors de l'essai stade 6, tandis que dans l'expérience, la première rupture de l'acier apparaît plus tôt, lors de l'essai stade 4. Cet aspect devrait être relié d'une part, à l'approximation apportée par le calcul qui par sa nature ne peut fournir des résultats locaux toujours précis à l'approche de la rupture, notamment du fait de la liaison acier-béton considérée comme parfaite et des effets de localisation des déformations. D'autre part, les aciers situés aux extrémités des murs X sont fragiles, sans palier plastique, la déformation correspondant à la rupture étant comprise entre 1,5 et 1,8 %. Comme le calcul a considéré une valeur de 1,8 %, des résultats en meilleur accord avec les résultats d'essais seraient sans doute possibles avec une valeur de déformation à la rupture inférieure à celle adoptée.

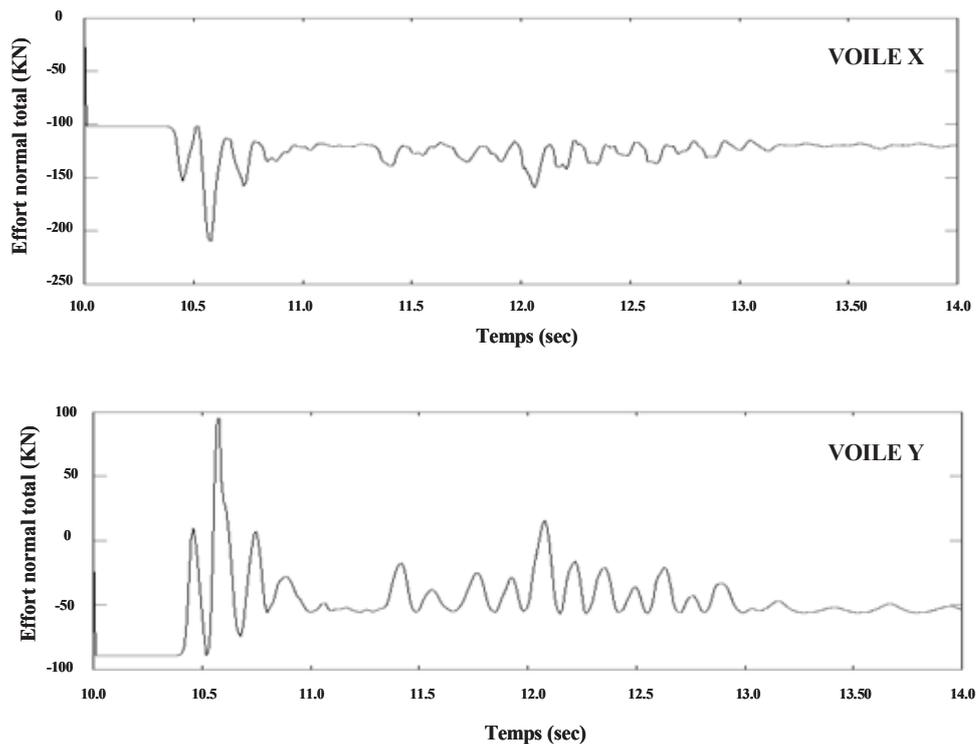


**Figure 28.** *Modèle raffiné, relation contrainte-déformation dans l'acier le plus sollicité à la base des murs X (essai stade 6)*

#### 5.2.6. Analyse des efforts internes. Comparaison avec l'état limite ultime (ELU)

La recherche CAMUS 2000 (Bisch *et al.*, 2002) a montré le fait que la variation importante de l'effort normal total dans un des voiles de la maquette était due à la superposition de l'effort normal statique, de l'effort normal dynamique et de l'effort normal de renversement induit par l'accélération appliquée dans la direction perpendiculaire au plan des murs. Or la présente maquette comporte un voile à file d'ouvertures (orienté selon l'axe OY), perpendiculaire aux voiles orientés selon l'axe OX, ce qui n'était pas le cas de la maquette CAMUS 2000-1. La figure 29 représente la variation de l'effort normal dans un des voiles X et dans le voile Y, dans le cas du séisme de stade 1 (unidirectionnel selon OX). Il apparaît, pour ce cas particulier de sollicitation, un effort normal supplémentaire de compression dans chaque voile X et un effort normal de traction dans le voile Y. De plus, les oscillations ne se produisent plus autour de la valeur de l'effort normal statique mais autour d'un effort normal « modifié ». C'est un effet de nature statique, qui fait son apparition dès que les deux murs X commencent à fissurer ; la génération concomitante de déformations permanentes induit dans le mur Y des efforts de

traction, et les deux murs X en compression, de façon que la somme des efforts normaux reste nulle sur l'ensemble de la section.



**Figure 29.** Effort normal total dans les voiles X et Y (séisme stade 1)

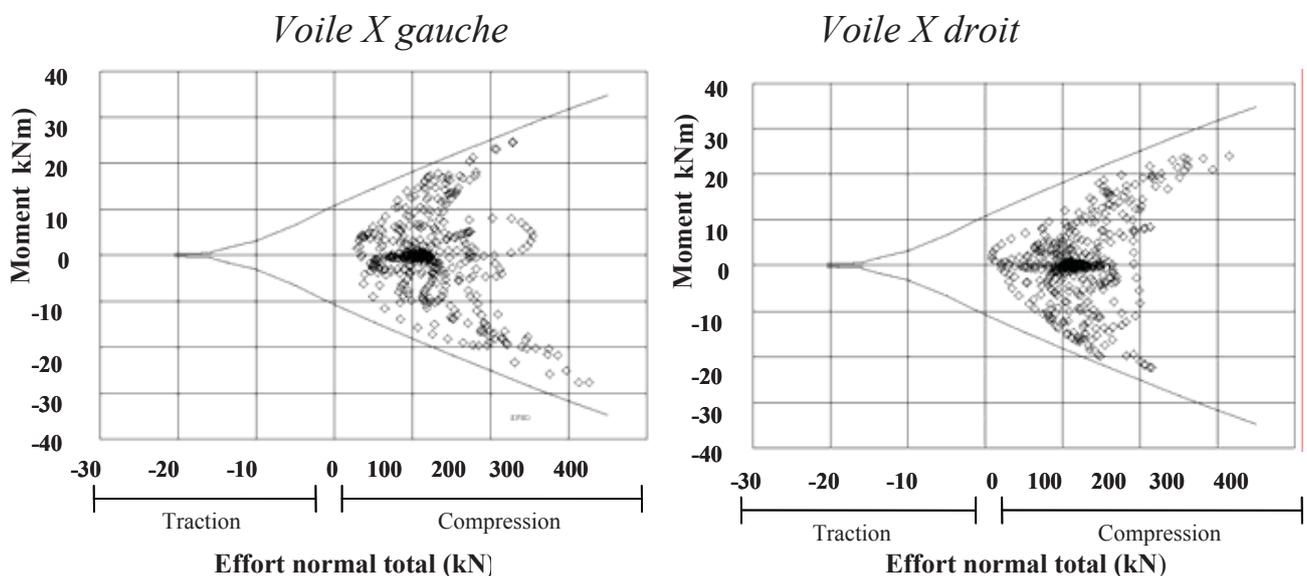
Ainsi, dans le cas présent, l'effort normal total dans chaque mur est donné par la superposition de l'effort statique initial corrigé par la redistribution interne entre murs : intitulé effort normal « modifié », de l'effort normal dynamique, de l'effort normal de renversement. Il apparaît clairement dans ce cas, la susceptibilité des murs X à « encaisser » une variation de l'effort normal  $\Delta N$  plus importante en compression qu'en traction.

La dernière ligne du tableau 3 donne les valeurs de l'effort normal total, ainsi que la variation de l'effort normal ( $\Delta$ ) par rapport à l'effort normal statique ( $N_{st} = 102$  kN), dans chaque mur orienté selon l'axe OX. Il convient de noter que les variations d'effort normal sont plus importantes en compression (le poids de la maquette est doublé) qu'en traction. Bien que ces valeurs élevées ne puissent pas être confirmées par des mesures expérimentales (non connues par mur), elles ont sans doute conduit à un mode de ruine en flexion composée, avec écrasement du béton comprimé et flambement des aciers. Ce mode de ruine a été observé expérimentalement et il a été confirmé par le calcul.

Par ailleurs, l'examen de la figure 30 montre que les couples (M,N) s'approchent du domaine limite de béton armé pour des valeurs importantes du moment de flexion et de l'effort normal de compression, ce qui correspond à un état limite d'une section de béton armé qui ruine par écrasement du béton comprimé et flambement des armatures.

Niveau signal	st4		st5		st6		st7	
Comparaison	calcul	essai	calcul	essai	calcul	essai	calcul	essai
Déplacement dans le plan <i>Mur X gauche</i> (mm)	22,5	<b>28,0</b>	31,9	<b>39,2</b>	40,4	<b>53,4</b>	53,6	<b>58,6</b>
Déplacement hors plan (mm)	3,7	<b>12,2</b>	5,6	<b>15,5</b>	8,1	<b>15,6</b>	13,4	<b>19,8</b>
Moment dans le plan (kN.m)								
<i>Mur X gauche</i>	277	<b>300</b>	277	<b>367</b>	283	<b>330</b>	249	<b>299</b>
<i>Mur X droit</i>	260	<b>346</b>	240	<b>394</b>	234	<b>241</b>	214	<b>265</b>
Moment hors plan (kN.m)	200	<b>251</b>	205	<b>246</b>	244	<b>221</b>	295	<b>261</b>
Effort tranchant (kN)								
<i>Mur X gauche</i>	90	<b>93</b>	89	<b>102</b>	95	<b>88</b>	85	<b>111</b>
<i>Mur X droit</i>	89	<b>121</b>	82	<b>117</b>	81	<b>87</b>	91	<b>128</b>
Effort normal total (kN)								
<i>Mur X gauche (max)</i>	-342 ( $\Delta N = -240$ )		-362 ( $\Delta N = -260$ )		-320 ( $\Delta N = -218$ )		-326 ( $\Delta N = -224$ )	
<i>Mur X gauche (min)</i>	-7 ( $\Delta N = +95$ )	-	-29 ( $\Delta N = +73$ )	-	-26 ( $\Delta N = +76$ )	-	+25 ( $\Delta N = +127$ )	-
<i>Mur X droit (max)</i>	-341 ( $\Delta N = -239$ )	-	-315 ( $\Delta N = -213$ )	-	-297 ( $\Delta N = -195$ )	-	-297 ( $\Delta N = -195$ )	-
<i>Mur X droit (min)</i>	-35 ( $\Delta N = +67$ )	-	-9 ( $\Delta N = +93$ )	-	+10 ( $\Delta N = +112$ )	-	+30 ( $\Delta N = +132$ )	-

**Tableau 3.** Résultats globaux pour les essais des stades 4, 5, 6, 7



**Figure 30.** Modèle raffiné, diagramme d'interaction *N-M* issu du calcul (séisme de stade 5)

Les diverses comparaisons présentées dans cette étude ont permis de montrer à la fois les particularités du fonctionnement de la maquette testée sur la table sismique du LNEC et la nécessité de disposer d'outils de modélisation performants pour en analyser la réponse. Il est apparu que le modèle 3D coques minces intégrant un

modèle de béton et d'acier cyclique permet de prédire correctement les aspects essentiels du comportement expérimental observé. Si la prédiction du comportement hors plan de la maquette reste problématique, du fait notamment de la non-connaissance des caractéristiques réelles des supports de la table sismique, le comportement dans la direction OX et le mode de ruine local observé sont correctement décrits.

Les résultats de ces simulations, ainsi que la comparaison avec l'état ultime, ont montré que la maquette se trouve proche de l'état ultime lors des essais stade 4 et stade 5, malgré le fait que la rupture de la grande majorité des armatures en compression intervient lors de l'essai suivant. Elles ont aussi montré un mode de ruine similaire à celui observé expérimentalement. L'analyse des efforts internes et la comparaison avec l'état ultime de résistance a apporté des informations supplémentaires sur le comportement de la maquette. Elle a pu confirmer encore une fois l'importance de la variation de l'effort normal, de son influence sur les moments ultimes et sur le mode de comportement des sections à l'état ultime.

### 5.3. Approche simplifiée par une description de type « poutres multifibres »

#### 5.3.1. Discrétisation

L'idée est ici de proposer une modélisation à discrétisation réduite, pour limiter la taille du problème à résoudre, tout en conservant une bonne simulation des principaux phénomènes. La description du problème s'opère sur la base d'éléments de type poutre multifibre de cinématique Euler-Bernoulli (Ghavamian *et al.*, 1998 ; Mazars *et al.*, 2002 ; Ghavamian *et al.*, 2002). La maquette est considérée comme un portique multi-étage dont les poutres horizontales (section en T) représentent les planchers et les poutres verticales (également en T) les murs séparés au niveau de l'ouverture. Au total, il y a 80 éléments poutres avec 2 points de Gauss par élément et 36 fibres dans chaque section (figure 31), soit au total moins d'un millier de degrés de liberté.

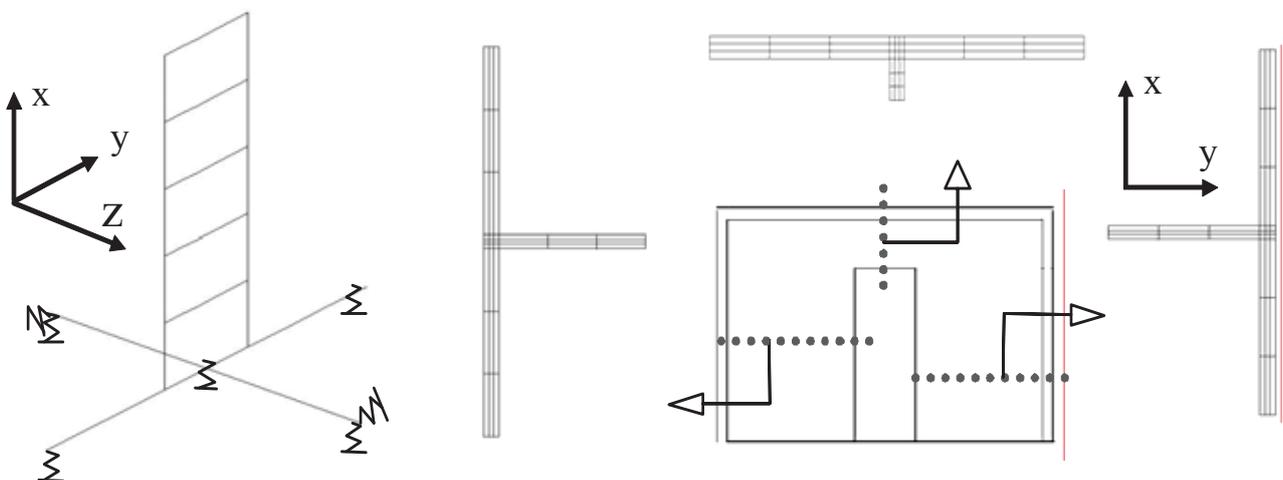


Figure 31. Maillage « simplifié » de la maquette

Pour reproduire la flexibilité de la table sismique, sept ressorts linéaires (cinq ressorts verticaux et deux horizontaux) sont utilisés. Les valeurs de ces ressorts ont été calibrées afin de reproduire les fréquences et modes propres de la structure. La table elle-même est modélisée par des poutres horizontales supposées infiniment rigides (Mazars *et al.*, 2005 ; Nguyen *et al.*, 2005, 2006 ; Nguyen., 2006).

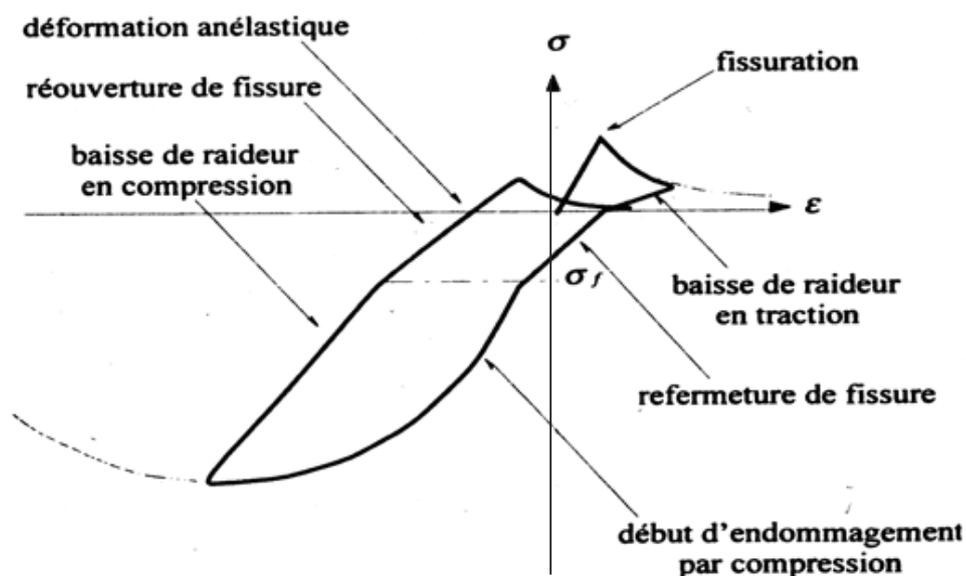
### 5.3.2. Modèle de comportement pour le béton

Le modèle « béton » est basé sur la mécanique de l'endommagement (Mazars, 1986 ; La Borderie, 1991). Il est adapté à la description du comportement généré par la création de microfissures (diminution de la raideur) et du fonctionnement lié à leur refermeture au cours des cycles. Les principales caractéristiques du modèle sont :

- utilisation de deux variables d'endommagement (l'une en traction et l'autre en compression),
- prise en compte des déformations permanentes liées à l'endommagement,
- gestion de l'ouverture et de refermeture des fissures en introduisant une restauration progressive de la raideur.

La particularité de la description par poutres multifibres est que le comportement des matériaux est décrit de manière uniaxiale (figure 32) ce qui représente un avantage majeur.

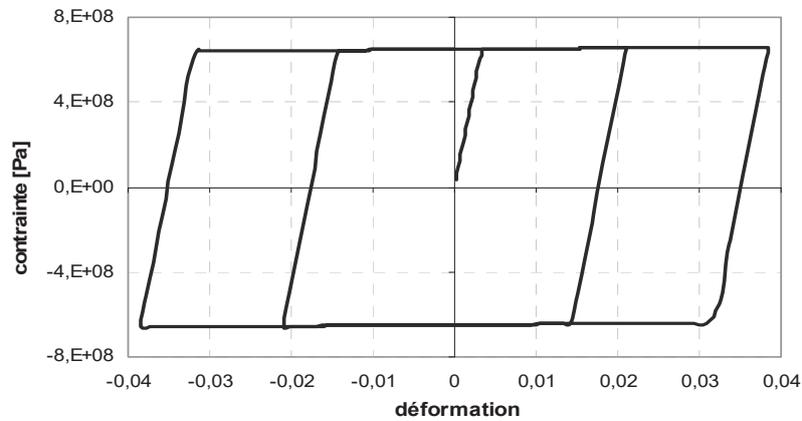
Les propriétés du béton utilisées pour les calculs sont consistantes avec les caractéristiques données plus haut (section 5.1.4).



**Figure 32.** *Modèle simplifié, réponse uniaxiale du modèle utilisé pour le béton (sollicitation de traction-compression)*

### 5.3.3. Modèle de comportement pour l'acier

Les armatures sont représentées par un modèle élastoplastique avec écrouissage cinématique linéaire, simplifié par rapport à celui utilisé dans le modèle raffiné ci-dessus puisqu'il n'inclut pas la description liée au risque de flambement. Les caractéristiques restent consistantes avec celles données dans le paragraphe 5.1.4.



**Figure 33.** Réponse cyclique du modèle utilisé pour l'acier

### 5.3.4. Analyse modale

Une analyse modale a d'abord été effectuée afin de s'assurer de la bonne représentation du comportement dynamique linéaire de la structure. Cet exercice a permis notamment le recalage des ressorts utilisés pour représenter la souplesse de la table vibrante. Le tableau 4 présente les valeurs des fréquences et les principaux modes propres de la structure comparés aux valeurs expérimentales.

Il apparaît une bonne reproduction des deux premières fréquences propres, tandis qu'aucune comparaison ne peut être faite pour la troisième (la valeur expérimentale de la fréquence de torsion n'a pas été mesurée).

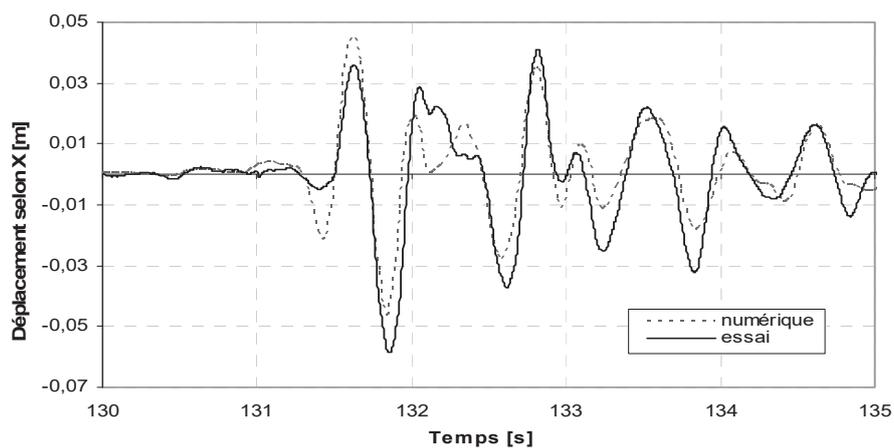
Modèle	Mode 1 (direction X)	Mode 2 (direction Y)	Mode 3 (Torsion)
Modèle simplifié 	 4.54 Hz	 7.0 Hz	 11.0 Hz
Essai	4.5 Hz	7.13 Hz	Pas connu

**Tableau 4.** Méthode simplifiée, fréquences et modes propres de la structure

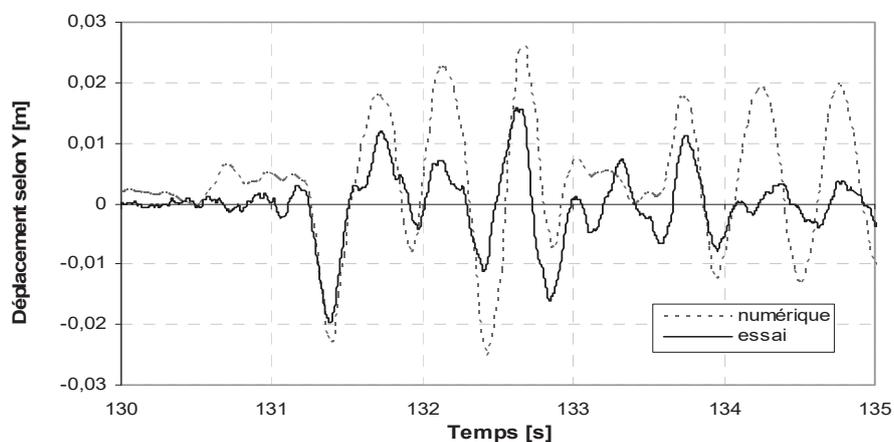
### 5.3.5. Réponse dynamique

Pour les calculs présentés ci-dessous, comme pour le calcul raffiné, un amortissement de Rayleigh de 1 % sur les deux premiers modes est utilisé. Le confinement n'est pas pris en compte et la liaison acier-béton est considérée parfaite.

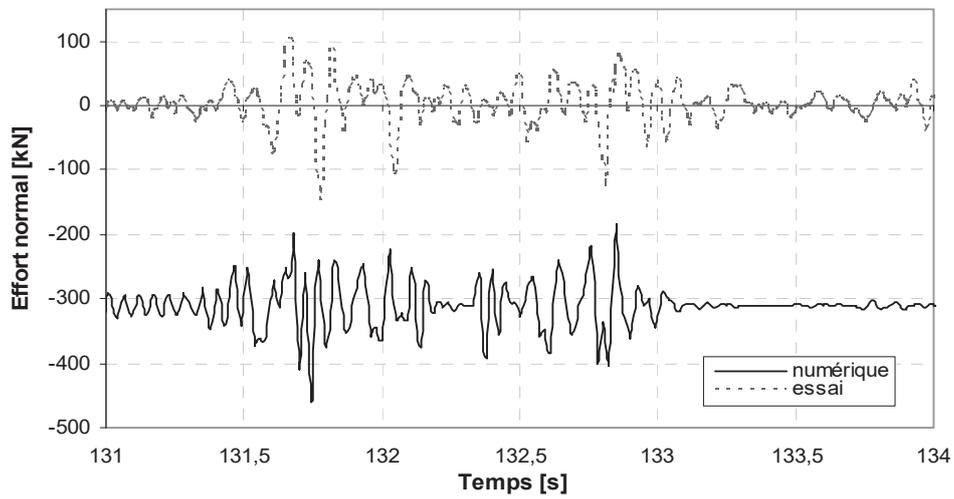
Les figures 34 et 35 montrent la comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour les déplacements relatifs en tête de la maquette dans les deux directions horizontales (directions X et Y) pour l'essai de stade 7 (le dernier effectué). De ces comparaisons et de celles relatives aux autres niveaux de charge (non données ici) il convient de noter une bonne prédiction du comportement dans la direction X. Les valeurs maximales et les cycles de réponses calculés sont correctement reproduits. Néanmoins, et ceci pour l'ensemble des niveaux, les résultats en Y ne sont pas si satisfaisants. Cette différence de performance entre les deux directions est certainement due à un comportement plus complexe dans la direction Y. En effet, le cisaillement dans les linteaux et les trumeaux n'est pas pris en compte par le modèle, l'influence de la torsion des planchers non plus et, ce qui est commun avec le modèle raffiné, demeure une incertitude liée à la méconnaissance du comportement réel de la table dans la direction Y.



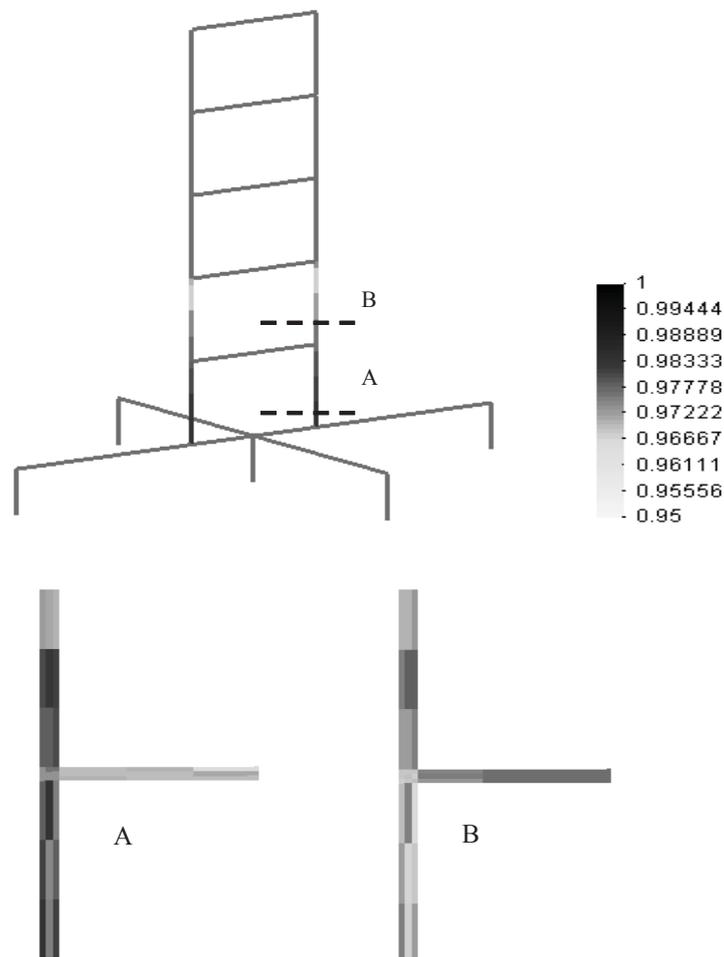
**Figure 34.** *Modèle simplifié stade 7, mur gauche. Déplacement relatif en tête selon X*



**Figure 35.** *Modèle simplifié stade 7, mur gauche. Déplacement relatif en tête selon Y*



**Figure 36.** Méthode simplifiée stade 7. Variation de l'effort normal dynamique global au dessus du niveau 1

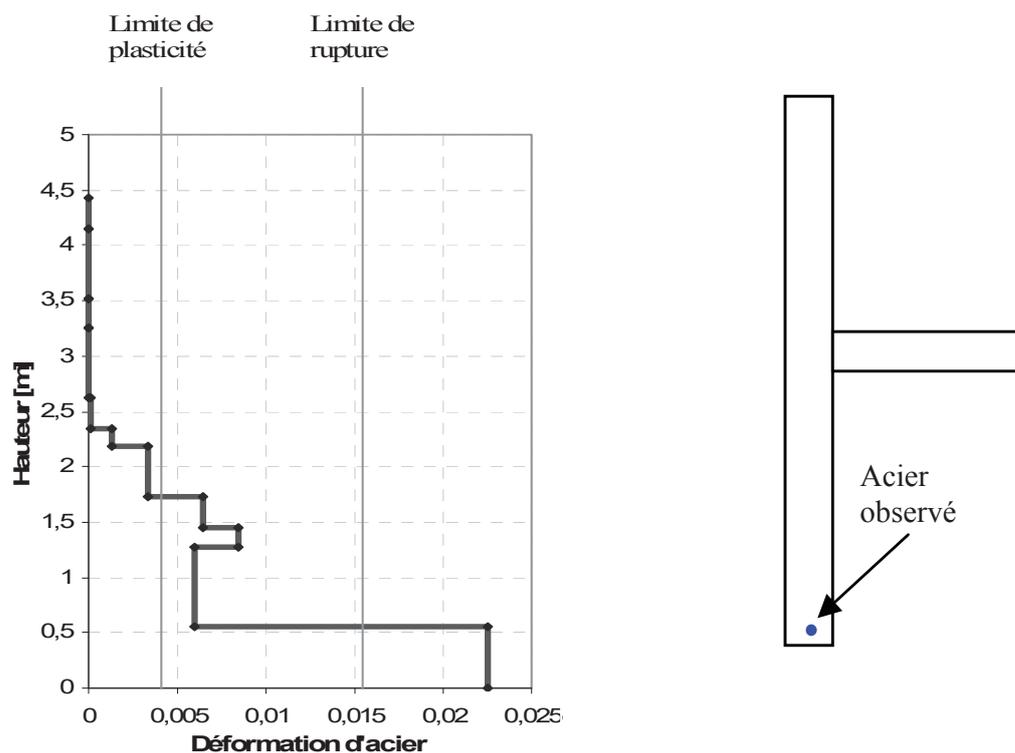


**Figure 37.** Méthode simplifiée stade 7 état d'endommagement en traction

La figure 36 représente la variation de l'effort normal dynamique global pour l'ensemble des 3 murs de la maquette au dessus du premier plancher (stade 7). Pour une meilleure lisibilité, l'effort normal statique (environ 300 kN) a été ajouté sur la courbe numérique. La variation de l'effort normal prévue par le modèle et mesurée

expérimentalement peut dépasser 50 % de l'effort statique, ce qui influence considérablement le comportement non linéaire de la maquette, d'autant que la répartition de cet effort entre murs après fissuration s'avère non proportionnelle (cf. section 5.2.6 et figure 29).

L'état de dégradation de la structure à la fin des essais est représenté par la distribution de l'endommagement de traction pour le béton. L'indicateur d'endommagement varie entre 0 (matériau sain) et 1 (matériau rompu). En filtrant ces valeurs entre 0,95 et 1, les zones concernées par cette fissuration apparaissent sur la figure 37, principalement sur les deux premiers niveaux, ce qui fut constaté durant l'expérimentation. De plus, les murs en X sont plus endommagés que le mur en Y, ce qui est cohérent avec l'observation expérimentale.



**Figure 38.** Méthode simplifiée, état de déformation des armatures de rive (stade 7)

L'analyse de la dégradation de la structure transparait également avec l'état de déformation des renforcements. La figure 38 indique la déformation dans une armature située sur la fibre extrême et ceci sur toute la hauteur de la maquette.

La déformation maximale positive atteint une valeur importante ( $> 2\%$ ) qui dépasse largement la valeur expérimentale correspondant à la ruine des aciers (environ 1,6 %) mesurée lors d'essais préliminaires.

Ces résultats sont à rapprocher de la dégradation observée expérimentalement (figure 26) qui montre une forte localisation de l'endommagement à la base de la structure avec rupture des armatures. Il faut cependant indiquer que la performance

de ce type de calcul sur les simulations locales est moindre que dans le cas de l'utilisation du calcul dit « raffiné » et ceci pour deux raisons principales :

- la moins bonne description locale des phénomènes,
- la non-prise en compte des effets de flambement qui visiblement ont joué un rôle important dans ce problème.

## 6. Prévion du fonctionnement tridirectionnel

### 6.1. Cas de charge traités

Du fait de sa relative souplesse d'utilisation, le modèle simplifié devient un outil utile pour compléter l'expérimentation. La campagne expérimentale n'ayant pas permis d'aborder le comportement de la maquette soumise à un signal à trois composantes, il a été procédé, à partir du modèle calibré par les analyses précédentes, à un travail de comparaison de comportement de la maquette soumise à 1, 2 ou 3 composantes sismiques orthogonales.

Les trois composantes du signal Tolmezzo (directions X, Y et Z) sont utilisées pour les calculs présentés dans cette partie. La maquette numérique est soumise au programme de chargement décrit dans le tableau 5 ( $A_2$  correspond au stade 4 – celui du dimensionnement – et  $B_2$  correspond au stade 7 du programme expérimental présenté dans les chapitres précédents). Le niveau de séisme en Z est pris égal à 0,7 fois celui en X comme préconisé dans la réglementation.

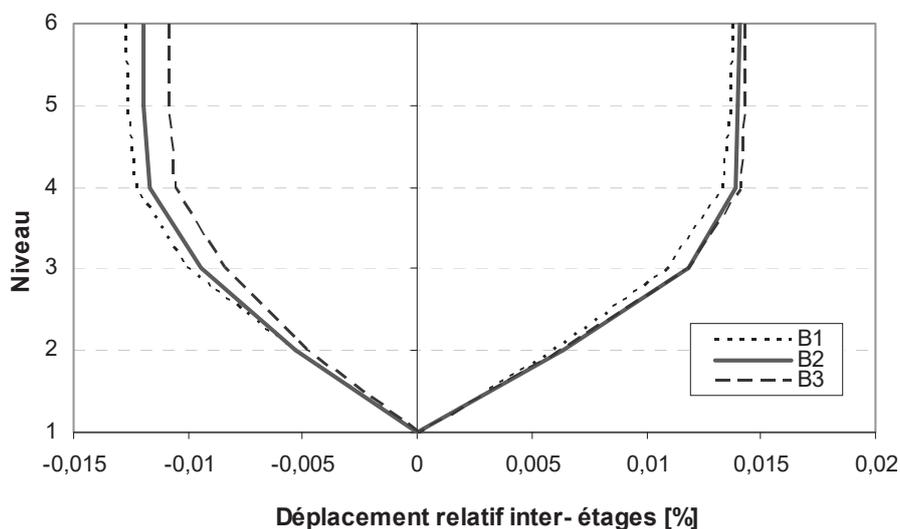
Tests	Direction X	Direction Y	Direction Z
$A_1$	0,5 g	0	0
$A_2$ (stade 4)	0,5 g	0,24 g	0
$A_3$	0,5 g	0,24 g	0,35 g
$B_1$	0,85 g	0	0
$B_2$ (stade 7)	0,85 g	0,5 g	0
$B_3$	0,85 g	0,5 g	0,595 g

**Tableau 5.** Simulation numérique : programme de chargement

Les quelques résultats significatifs donnés dans la suite sont concentrés sur les situations  $B_i$  qui sont les plus sollicitantes.

## 6.2. Déplacement relatif inter-étages

Les déplacements relatifs inter-étages selon X pour les différents niveaux de chargements sont représentés dans la figure 39. L'introduction d'un deuxième chargement horizontal (selon Y) et puis d'un chargement vertical (selon Z) ne semble pas influencer significativement le comportement de la maquette. La structure est principalement endommagée dans les 2 ou 3 niveaux inférieurs et fait apparaître un comportement légèrement dissymétrique.



**Figure 39.** Maquette ECOLEADER : influence des directions de chargement sur les déplacements inter-étages selon X (tests  $B_1$ ,  $B_2$  (stade 7),  $B_3$ )

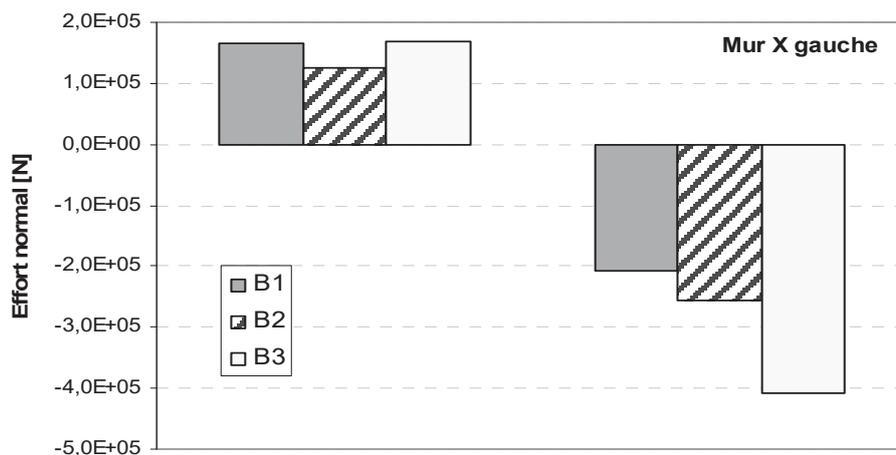
## 6.3. Effort normal dynamique

Il a déjà été discuté plus haut l'existence d'un effort normal dynamique, qui est un constat systématique pour l'ensemble des essais réalisés. La figure 40 donne l'amplitude de variation de cet effort pour un des murs (XG), analyse qui s'avère plus sévère que celle relative à l'effort normal global de la maquette (cf. section 5.2.6). L'effort statique pour un mur étant de l'ordre de 150 kN, il apparaît que les situations critiques conduisent le mur, successivement :

- à la limite d'une sollicitation de traction,
- à recevoir une compression qui, pour le cas testé en situation  $B_2$ , a largement doublé le chargement statique, voire triplé lorsque se rajoute une composante verticale ( $B_3$ ).

A noter que l'influence de l'effet multicomposante (2 ou 3 directions de charge) existe systématiquement dans les cas testés, mais pas toujours aussi nettement que dans celui présenté sur la figure 40 pour lequel la troisième composante semble être très prépondérante. Quoiqu'il en soit, cette variation de l'effort normal, qui ne peut pas être évaluée facilement par les méthodes conventionnelles de dimensionnement, peut altérer notablement le comportement non linéaire de ce type de structure et

dans le cas présent il est la cause d'importantes déformations de compression à la base de la maquette conduisant à l'éclatement de béton et au flambement des armatures.



**Figure 40.** *Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur l'effort normal du mur XG (tests B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub> (stade 7), B<sub>3</sub>)*

#### 6.4. Autres résultats

D'autres résultats ont été obtenus. Ils concernent :

- la distribution des dommages sur l'ensemble de la maquette,
- les déformations dans les armatures de rive.

Ces analyses confirment le type de dégradation observée lors de l'expérimentation, une influence marquée lors d'un passage d'une composante horizontale à deux et une influence toujours très modeste de la composante sismique verticale. Cependant, il est bien clair que cette étude n'est pas exhaustive et que toute conclusion générale ne pourra être tirée que d'une analyse beaucoup plus complète du problème.

### 7. Conclusions et perspectives

Cette recherche, conduite grâce au concours d'aides et de moyens multiples, débouche sur des résultats tout à fait complémentaires à ceux déjà acquis précédemment (programmes CASSBA, CAMUS, CAMUS 2000). La maquette testée qui est représentative d'une cellule contreventée de bâtiment classiquement construit en France et dans d'autres pays tels que le Chili ou la Slovénie s'avère être d'un comportement correctement maîtrisé par la conception (niveau de dimensionnement atteint avec quelques dommages mais avec une marge de sécurité significative vis-à-vis de la perte de portance).

Sur un plan plus général, la qualité parasismique des structures à murs en béton faiblement armé est démontrée à la triple condition :

- que soit disposé un réseau orthogonal homogène de murs dans l'ensemble de la structure ;

- que la disposition des armatures, contrairement à l'idée de la rotule plastique localisée recherchée pour les murs ductiles plus fortement ferrailés, respecte le concept « multifusible » autorisant la formation de dommages et de fissures réparties sur une bonne partie de la hauteur de la structure ;

- que les effets liés à l'effort normal dynamique soient pris en compte pour préserver les zones exposées à des dégradations prématurées.

Par ailleurs, ces travaux montrent la maturité atteinte par la modélisation qui a été utilisée ici sur un double aspect :

- l'aide à l'analyse de l'expérimentation,

- l'usage pour des études complémentaires de nature paramétrique.

Mais l'objectif visé est l'usage de ces calculs dans le cadre de l'ingénierie. D'une façon générale, avant tout calcul de nature sismique, le concepteur, se basant sur son expérience, doit envisager les différents modes possibles de comportement afin d'adopter les méthodes de dimensionnement les plus adaptées. Ceci n'est pas toujours facile parce que le type de fonctionnement et le mode de ruine sont parfois difficiles à appréhender et varient d'une structure à l'autre. Les modélisations présentées ici sont à l'évidence adaptées pour obtenir ces informations. Au niveau global, les calculs non linéaires dynamiques sont les seuls capables d'évaluer les marges de variation de l'effort normal et d'étudier l'état des sections vis-à-vis de l'état ultime. De plus, cette information peut être complétée par des analyses locales donnant des états de déformations ou de dommage, qui mettent bien en évidence les zones les plus sollicitées et le mode de ruine par compression du béton ou plasticité des aciers. Partant de là, l'aide au concepteur va dans deux directions, celle de l'amélioration des règles (c'est ce qui a été fait au sein de l'EC8 pour la conception des murs dits de grande dimension et faiblement armé) et celle de la mise à disposition d'outils de calculs utilisables quand la situation particulière du projet le nécessite.

Les travaux présentés dans cet article montrent également que plusieurs natures de modélisations sont possibles. Si celle définie comme « raffinée » permet d'accéder à des informations très détaillées, la modélisation « simplifiée », qui respecte la bonne description des phénomènes dynamiques non linéaires, est performante au niveau global et donne de bons indicateurs au niveau local, tout en restant accessible dans sa mise en œuvre et vis-à-vis des temps et des moyens de calcul.

Au-delà de ces travaux, les perspectives vont dans les deux directions suivantes (travaux en cours ou en préparation) :

- l’analyse détaillée de l’interaction sol-fondation et de son influence sur le comportement des structures (Grange *et al.*, 2006, 2007),
- l’analyse et la réduction de la vulnérabilité des structures existantes (programme ANR-ARVISE).

## Remerciements

Les auteurs remercient le programme ECOLEADER et le LNEC pour avoir permis la réalisation des expériences sur la table sismique de Lisbonne, la FFB pour avoir permis la contribution d’experts pour la réalisation de la maquette et l’exploitation des essais, et la DRAST du ministère de l’Equipement qui a financé la partie modélisation du programme.

## 8. Bibliographie

- Bisch P., « Effets non linéaires des décollements de radier sur le comportement dynamique des structures », *Génie parasismique*, Presses de l’ENPC, 1985.
- Bisch P., Coin A., “The CASSBA project”, *X<sup>th</sup> European conference on Earthquake Engineering*, Vienna, Austria, Rotterdam, Balkema, 1994.
- Bisch P., Coin A., “The CAMUS research”, *XI<sup>th</sup> European conference on Earthquake Engineering*, Paris, France, Rotterdam, Balkema, 1998.
- Bisch P., Coin A., “The CAMUS 2000 research”, *XII<sup>th</sup> European conference on Earthquake Engineering*, London, 2002, Elsevier Science Ltd.
- Bisch P., Coin A., ECOLEADER, Rapport de fin de recherche, version du 8 mars 2005 pour la FFB et EGF-BTP, 2005.
- Bisch P., Coin A., “Seismic behaviour of slightly reinforced walls”, *250<sup>th</sup> anniversary of the 1755 Lisbon earthquake, International conference proceedings*, Lisbon, Portugal, 2005.
- Bisch P., Coin A., « Comportement sismique des murs banchés », *Revue européenne de génie civil*, vol. 10, n° 2/2006, Paris, Lavoisier.
- Brachet-Rolland M., Gantenbein F., Bisch P., Buland P., Coin A., Fouré B., Mazars J., Queval J.C. et Souloumiac R., « Opération CASSBA », *Annales de l’ITBTP*, n° 523, mai 1994, série TMC 150.
- Coin A., CASSBA, Rapport de fin de recherche, version définitive de septembre 1993 pour la FNB, le CEA et le MRT, 1993.
- Coin A., CAMUS, Rapport de fin de recherche, version définitive de juillet 1998 pour la FNB, le CEA et le MRT, 1998.
- Coin A., Bisch P., Mazars J. et Sollogoub P., « La recherche CAMUS », *Annales du BTP*, n° 5, novembre 2000.

- Coin A., CAMUS, Rapport de fin de recherche, version définitive d'octobre 2002 pour la FNB, le CEA et le MRT, 2002.
- Coin A., « La méthode push-over de l'EC8 », *Annales du BTP*, n° 6, décembre 2002.
- Coin A., « L'effort normal dynamique sous les composantes horizontales d'une action sismique », *Annales du BTP*, n° 2, août 2003.
- Combescure D., Chaudat Th., ICONS European program seismic tests on R/C bearing walls. CAMUS III specimen, Rapport DMT, SEMT/EMSI/RT/00-014/A, CEA Saclay, 2000.
- Combescure D., Chaudat Th., Icons European program seismic tests on R/C walls with uplift, Camus IV specimen, ICONS project, CEA/DRN/DMT report, SEMT/EMSI/RT/00-27/4, 2000b.
- Combescure D., Queval J.C., Chaudat T., Sollogoub P., "Seismic behaviour of a non symmetric R/C bearing wall", *XII<sup>th</sup> European conference on Earthquake Engineering*, London, 2002, Elsevier Science Ltd.
- Feenstra P.H., de Borst R., "Constitutive model for reinforced concrete", *Journal of Engineering Mechanics*, 1995, vol. 121, n° 5, p. 587-595.
- Fouré B., « Comportement en flexion alternée des murs en béton très faiblement armés : des résultats expérimentaux originaux », *3<sup>e</sup> colloque national de l'AFPS*, Paris, 1993, AFPS.
- Fouré B., Vié D., « Qu'en est-il du comportement du béton soumis à des cycles de fissuration et re-compression ? », *4<sup>e</sup> colloque national de l'AFPS*, Paris, 1996, AFPS.
- Ghavamian S., Mazars J., « Stratégie de calculs simplifiés pour l'analyse du comportement des structures en BA : le code EFICOS », *Revue française de génie civil*, vol. 2, n° 1, janvier 1998, p. 61-90.
- Ghavamian S., Davenne L., Gatuingt F., « Élément de poutre multifibre (droite) », *Fascicule R3.08*, Document Code Aster, 2002.
- Guedes L., Pégon P., Pinto A., "A fibre Timoshenko beam element in CASTEM 2000", *special publication Nr. I.94.31, JRC, I-21020 Ispra, Italy*, 1994.
- Grange S., Kotronis P., Mazars J., "Advancement of simplified modelling strategies for 3D phenomena and/or boundaries conditions for base-isolated buildings or specific soil-structure interactions", Deliverable 67, *European Contract LESSLOSS*, Project n° GOCE-CT-2003-505488, Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides, Sixth Framework Programme, 2006 (<http://hal.ccsd.cnrs.fr/ccsd-00102513>).
- Grange S., Kotronis P., Mazars J., "A 3D macro-element fir soil-structure interaction", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* (submitted for publication), 2007.
- Ile N., Reynouard J.M., "Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading", *Journal of earthquake ENGINEERING*, Imperial College Press, vol. 4, n° 2, 2000, p. 183-213.
- Ile N., Reynouard J.M., "Lightly reinforced walls subjected to multi-directional seismic Excitations. Interpretation of CAMUS 2000-1 dynamic tests", *ISET Journal of Earthquake Technology*, vol. 0, n° 2-4, June-December 2003, p. 117-134.

- Kotronis P., Mazars J., Nguyen X.H., Ile N., Reynouard J.M., Bisch P, Coin A. “The seismic behaviour of reinforced concrete structural walls: Experiments and modelling”, *250<sup>th</sup> anniversary of the 1755 Lisbon earthquake-Proceedings*, Lisbon Portugal, p. 441-445 or cd paper n° 86, 1-4 November 2005.
- La Borderie C.L., Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l’analyse des structures en béton, Thèse de doctorat Université Paris 6, 1991.
- Mazars J., “A description of micro- and macroscale damage on concrete structures”, *Journal of Engineering Fracture Mechanics*, vol. 25, 5-6, 1986, p. 729-737.
- Mazars J., “French advanced research on structural walls - an overview on recent seismic programs”, *XI<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, (opening conference), Paris, France, 1998.
- Mazars J., Davenne L., Kotronis P., Ragueneau F., Casaux G., “A 3D fiber beam element analysis for R/C structural wall”, *XII<sup>th</sup> European conference on Earthquake Engineering*, cd paper n° 751, London 9-13 September 2002.
- Mazars J., Nguyen X.H., Kotronis P., Ile N., Reynouard J.M., Rapport final: Etude sur le fonctionnement sismique de structures à mur à cellules contreventées, Contrat DRAST/Mission génie civil, n° 04MGC 5 07, Rapport final (novembre), 2005, (<http://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00121989>).
- Nguyen X.H., Mazars J., Kotronis P., « Modélisation des structures en béton armé avec des éléments poutres multifibre », *17<sup>e</sup> Congrès français de mécanique*, Troyes, 29 août-3 septembre, cd numéro 315, 2005.
- Nguyen X.H., Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs : expérimentation et modélisation, thèse de doctorat, INP Grenoble, 2006 (<http://tel.ccsd.cnrs.fr/tel-00087712>).
- Nguyen X.H., Mazars J., Kotronis P., « Modélisation simplifiée 3D du comportement dynamique de structures en béton armé », *Revue européenne de génie civil*, vol. 10/3, 2006, p. 361-374.

## **Normes**

- NF P 06 013, Règles de construction parasismique, Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92, 1995, AFNOR.
- NF P 06 030-1, NF EN 1998-1, Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, Septembre 2005, AFNOR.