

FR0202501

N° d'ordre 98SAL0010

Année 2000

THESE

**CONTRIBUTION A LA COMPREHENSION DU
FONCTIONNEMENT DES VOILES EN BETON ARME
SOUS SOLLICITATION SISMIQUE: APPORT DE
L'EXPERIMENTATION ET DE LA MODELISATION A LA
CONCEPTION**

Présentée devant

**L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE
LYON**

Pour obtenir

LE GRADE DE DOCTEUR

Spécialité: Génie Civil – Sols, Matériaux, Structures, Physique du bâtiment
ÉCOLE DOCTORALE MEGA (Mécanique, Energétique, Génie civil et Acoustique)

par

Nicolae ILE

Ingénieur Génie Civil de l'Institut Polytechnique de Cluj-Napoca

Soutenue le 18 décembre 2000 devant la Commission d'examen

| | | |
|-----------------|-----------------------------|--------------------|
| Jury MM. | Michael N. FARDIS | Rapporteur |
| | Jacky MAZARS | Rapporteur |
| | Philippe BISCH | Examinateur |
| | Gian Michele CALVI | Examinateur |
| | Didier COMBESURE | Examinateur |
| | Claude DUVAL | Examinateur |
| | Pierre PEGON | Examinateur |
| | Jean-Marie REYNOUARD | Directeur de Thèse |

**PLEASE BE AWARE THAT
ALL OF THE MISSING PAGES IN THIS DOCUMENT
WERE ORIGINALLY BLANK**

INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

Directeur : J.ROCHAT

Professeurs :

| | |
|----------------------------|---|
| AUDISIO S. | PHYSICOCHEMIE INDUSTRIELLE |
| BABOUX J.C. | GEMPPM* |
| BALLAND B. | PHYSIQUE DE LA MATIERE |
| BARBIER D. | PHYSIQUE DE LA MATIERE |
| BASTIDE J.P. | THERMODYNAMIQUE APPLIQUEE |
| BAYADA G. | MODELISATION MATHEMATIQUE ET CALCUL SCIENTIFIQUE |
| BERGER C. (Melle) | PHYSIQUE DE LA MATIERE |
| BETEMPS M. | AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE |
| BLANCHARD J.M. | LAEPSI*** |
| BOISSON C. | VIBRATIONS-ACOUSTIQUE |
| BOIVIN M. | MECANIQUE DES SOLIDES |
| BOTTA H. | Equipe DEVELOPPEMENT URBAIN |
| BOTTA-ZIMMERMANN M. (Mme) | Equipe DEVELOPPEMENT URBAIN |
| BOULAYE G. (Prof. émérite) | INFORMATIQUE |
| BRAU J. | CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Thermique du bâtiment |
| BRISSAU M. | GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE |
| BRUNET M. | MECANIQUE DES SOLIDES |
| BRUNIE L. | INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION |
| BUREAU J.C. | THERMODYNAMIQUE APPLIQUEE |
| CAVILLE J.Y. | GEMPPM* |
| CHANTE J.P. | CEGELY**** - Composants de puissance et applications |
| CHOCAT B. | UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Hydrologie urbaine |
| COUSIN M. | UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Structures |
| DOUTHEAU A. | CHIMIE ORGANIQUE |
| DUFOUR R. | MECANIQUE DES STRUCTURES |
| DUPUY J.C. | PHYSIQUE DE LA MATIERE |
| EMPTOZ H. | RECONNAISSANCE DES FORMES ET VISION |
| ESNOUF C. | GEMPPM* |
| EYRAUD L. (Prof. émérite) | GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE |
| FANTOZZI G. | GEMPPM* |
| FAVREL J. | PRISMa - PProductique et Informatique des Systèmes Manufacturiers |
| FAYARD J.M. | BIOLOGIE APPLIQUEE |
| FAYET M. | MECANIQUE DES SOLIDES |
| FERRARIS-BESSO G. | MECANIQUE DES STRUCTURES |
| FLAMAND L. | MECANIQUE DES CONTACTS |
| FLEISCHMANN P. | GEMPPM* |
| FLORY A. | INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION |
| FOUGERES R. | GEMPPM* |
| FOUQUET F. | GEMPPM* |
| FRECON L. | INFORMATIQUE |
| GERARD J.F. | MATERIAUX MACROMOLECULAIRES |
| GIMENEZ G. | CREATIS** |
| GONNARD P. | GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE |
| GONTRAND M. | CEGELY**** - Composants de puissance et applications |
| GOUTTE R. (Prof. émérite) | CREATIS** |
| GRANGE G. | GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE |
| GUENIN G. | GEMPPM* |
| GUICHARDANT M. | BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE |
| GUILLOT G. | PHYSIQUE DE LA MATIERE |
| GUINET A. | PRISMa - PProductique et Informatique des Systèmes Manufacturiers |
| GUYADER J.L. | VIBRATIONS-ACOUSTIQUE |
| GUYOMAR D. | GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE |
| JACQUET RICHARDET G. | MECANIQUE DES STRUCTURES |
| JOLION J.M. | RECONNAISSANCE DES FORMES ET VISION |
| JULIEN J.F. | UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Structures |
| JUTARD A. | AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE |
| KASTNER R. | UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Géotechnique |
| KOULOUMDJIAN J. | INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION |
| LAGARDE M. | BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE |
| LALANNE M. (Prof. émérite) | MECANIQUE DES STRUCTURES |
| LALLEMAND A. | CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Energétique et thermique |
| LALLEMAND M. (Mme) | CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Energétique et thermique |
| LAREAL P. | UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Géotechnique |
| LAUGIER A. | PHYSIQUE DE LA MATIERE |
| LAUGIER C. | BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE |
| LEJEUNE P. | GENETIQUE MOLECULAIRE DES MICROORGANISMES |
| LUBRECHT A. | MECANIQUE DES CONTACTS |

FEVRIER 2000

| | |
|---|---|
| MARTINEZ Y. | INGENIERIE INFORMATIQUE INDUSTRIELLE |
| MAZILLE H. | PHYSICOCHIMIE INDUSTRIELLE |
| MERLE P. | GEMPPM* |
| MERLIN J. | GEMPPM* |
| MILLET J.P. | PHYSICOCHIMIE INDUSTRIELLE |
| MIRAMOND M. | UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Hydrologie urbaine |
| MOREL R. | MECANIQUE DES FLUIDES |
| MOSZKOWICZ P. | LAEPSI*** |
| NARDON P. (Prof. émérite) | BIOLOGIE APPLIQUEE |
| NAVARRO A. | LAEPSI*** |
| NOURI A. (Mme) | MODELISATION MATHEMATIQUE ET CALCUL SCIENTIFIQUE |
| ODET C. | CREATIS** |
| OTTERBEIN M. (Prof. émérite) | LAEPSI*** |
| PASCAULT J.P. | MATERIAUX MACROMOLECULAIRES |
| PAVIC G. | VIBRATIONS-ACOUSTIQUE |
| PELLETIER J.M. | GEMPPM* |
| PERA J. | UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Matériaux |
| PERACHON G. | THERMODYNAMIQUE APPLIQUEE |
| PERRIAT P. | GEMPPM* |
| J. PERRIN J. | ESCHIL – Equipe SCIENCES Humaines de l’Insa de Lyon |
| PINARD P. (Prof. émérite) | PHYSIQUE DE LA MATIERE |
| PINON J.M. | INGENIERIE DES SYSTEMES D’INFORMATION |
| PLAY D. | CONCEPTION ET ANALYSE DES SYSTEMES MECANQUES |
| POUSIN J. | MODELISATION MATHEMATIQUE ET CALCUL SCIENTIFIQUE |
| PREVOT P. | GRACIMP – Groupe de Recherche en Apprentissage, Coopération et Interfaces Multimodales pour la Productique |
| PROST R. | CREATIS** |
| RAYNAUD M. | CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Transferts Interfaces et Matériaux |
| REDARCE H. | AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE |
| REYNOUARD J.M. | UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Structures |
| RIGAL J.F. | CONCEPTION ET ANALYSE DES SYSTEMES MECANQUES |
| RIEUTORD E. (Prof. émérite) | MECANIQUE DES FLUIDES |
| ROBERT-BAUDOUY J. (Mme) (Prof. émérite) | GENETIQUE MOLECULAIRE DES MICROORGANISMES |
| ROUBY D. | GEMPPM* |
| ROUX J.J. | CENTRE DE THERMIQUE DE LYON |
| RUBEL P. | INGENIERIE DES SYSTEMES D’INFORMATION |
| RUMELHART C. | MECANIQUE DES SOLIDES |
| SACADURA J.F. | CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Transferts Interfaces et Matériaux |
| SAUTEREAU H. | MATERIAUX MACROMOLECULAIRES |
| SCAVARDA S. | AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE |
| THOMASSET D. | AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE |
| TROCCAZ M. | GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE |
| UNTERREINER R. | CREATIS** |
| VELEX P. | MECANIQUE DES CONTACTS |
| VIGIER G. | GEMPPM* |
| VINCENT A. | GEMPPM* |
| VUILLERMOZ P.L. (Prof. émérite) | PHYSIQUE DE LA MATIERE |
| Directeurs de recherche C.N.R.S. : | |
| Y.BERTHIER | MECANIQUE DES CONTACTS |
| N.COTTE-PATAT (Mme) | UNITE MICROBIOLOGIE ET GENETIQUE |
| P.FRANCIOSI | GEMPPM* |
| M.A. MANDRAND (Mme) | UNITE MICROBIOLOGIE ET GENETIQUE |
| J.F.QUINSON | GEMPPM* |
| A.ROCHE | MATERIAUX MACROMOLECULAIRES |
| A. SEGUELA | GEMPPM* |
| Directeurs de recherche I.N.R.A. : | |
| G.FEBVAY | BIOLOGIE APPLIQUEE |
| S.GRENIER | BIOLOGIE APPLIQUEE |
| Directeurs de recherche I.N.S.E.R.M. : | |
| A-F.PRIGENT (Mme) | BIOLOGIE ET PHARMACOLOGIE |
| IMAGNIN (Mme) | CREATIS** |

* GEMPPM GROUPE D'ETUDE METALLURGIE PHYSIQUE ET PHYSIQUE DES MATERIAUX

** CREATIS CENTRE DE RECHERCHE ET D'APPLICATIONS EN TRAITEMENT DE L'IMAGE ET DU SIGNAL

*** LAEPSI LABORATOIRE D'ANALYSE ENVIRONNEMENTALE DES PROCÉDES ET SYSTÈMES INDUSTRIELS

**** CEGELY CENTRE DE GENIE ELECTRIQUE DE LYON

**ECOLE DOCTORALES ET DIPLOMES D'ETUDES APPROFONDIES
 HABILITES POUR LA PERIODE 1999-2003**

| ECOLE DOCTORALES N° code national | RESPONSABLE PRINCIPAL | CORRESPONDANT INSA | DEA INSA N° code national | RESPONSABLE DEA INSA |
|---|--|--|---|--|
| CHIMIE DE LYON (Chimie, Procédés, Environnement) EDA206 | M.D. SINOUC UCBL1 04.72.44.62.63 sec. 04.72.44.62.64 Fax 04.72.44.81.60 | M.P. MOSZKOWICZ 83.45 Sec. 84.30 Fax. 87.17 | Chimie Inorganique 910643 | M.J.F. QUINSON Tél. 83.51 Fax 85.28 |
| | | | Sciences et Stratégies Analytiques 910634 | |
| | | | Sciences et Techniques du Déchet 910675 | M. P. MOSZKOWICZ Tél. 83.45 Fax 87.17 |
| ECONOMIE ESPACE ET MODELISATION DES COMPORTEMENTS (E ² MC) EDA417 | M. A. BONNAFOUS LYON 2 04.72.72.64.38 Sec 04.72.72.64.03 Fax 04.72.72.64.48 | Mme M. ZIMMERMANN 84.71 Fax 87.96 | Ville et Sociétés 911218 | Mme M. ZIMMERMANN Tél. 84.71 Fax 87.96 |
| | | | Dimensions Cognitives et Modélisation 992678 | M. L. FRECON Tél. 82.39 Fax 85.18 |
| ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE (E.E.A.) EDA160 | M. G. GIMENEZ INSA de LYON 83.32 Fax 85.26. | | Automatique Industrielle 910676 | M. M. BETEMPS Tél. 85.59 Fax 85.35 |
| | | | Dispositifs de l'Electronique Intégrée 910696 | M. D. BARBIER Tél. 85.47 Fax 60.81 |
| | | | Génie Electrique de Lyon 910065 | M. J.P. CHANTE Tél. 87.26 Fax 85.30 |
| | | | Images et Systèmes 992254 | Mme I. MAGNIN Tél. 85.63 Fax 85.26 |
| EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION (E2M2) EDA403 | M. J.P. FLANDROIS UCBL1 04.78.86.31.50 Sec 04.78.86.31.52 Fax 04.78.86.31.49 | M. S. GRENIER 79.88 Fax 85.34 | Analyse et Modélisation des Systèmes Biologiques 910509 | M. S. GRENIER Tél. 79.88 Fax 85.34 |
| INFORMATIQUE ET INFORMATION POUR LA SOCIETE EDA 407 | M. J.M. JOLION INSA de LYON 87.59 Fax 80.97 | | Documents Multimédia, Images et Systèmes D'Information Communicants 910509 | M. A. FLORY Tél. 84.66 Fax 85.97 |
| | | | Extraction des Connaissances à partir des Données 992099 | M. J.F. BOULICAUT Tél. 89.05 Fax 87.13 |
| | | | Informatique et Systèmes coopératifs pour l'Entreprise 950131 | M. A. GUINET Tél. 85.94 Fax 85.38 |
| INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES- SANTÉ (EDISS) EDA205 | M. A.J. COZZONE UCBL1 04.72.72.26.72 Sec 04.72.72.26.75 Fax 04.72.72.26.01 | M. M. LAGARDE 82.40 Fax 85.24 | Biochimie 930032 | M. M. LAGARDE Tél. 82.40 Fax 85.24 |
| MATERIAUX DE LYON UNIVERSITE LYON 1 EDA 034 | M. J. JOSEPH ECL 04.72.18.62.44 Sec 04.72.18.62.51 Fax 04.72.18.60.90 | M. J.M. PELLETIER 83.18 Fax 84.29 | Génie des Matériaux : Microstructure, Comportement Mécanique, Durabilité 910527 | M. R. FOUGERES Tél. 83.85 Fax 88.30 |
| | | | Matériaux Polymères et Composites 910607 | M. H. SAUTEREAU Tél. 81.78 Fax 85.27 |
| | | | Matière Condensée, Surfaces et Interfaces 910577 | M. G. GUILLOT Tél. 81.61 Fax 85.31 |
| MATHEMATIQUES ET INFORMATION FONDAMENTALE (Math IF) EDA 409 | M. NICOLAS UCBL1 04.72.44.83.11 Fax 04.72.43.00.35 | M. J. POUSIN 88.36 Fax 85.29 | Analyse Numérique, Equations aux dérivées partielles et Calcul Scientifique 910281 | M. G. BAYADA Tél. 83.12 Fax 85.29 |
| MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE (MEGA) EDA162 | M. J. BATAILLE ECL 04.72.18.61.56 Sec 04.72.18.61.60 Fax 04.78.64.71.45 | M. M. MIRAMOND 82.16 Fax 87.10 | Acoustique 910016 | M. J.L. GUYADER Tél. 80.80 Fax 87.12 |
| | | | Génie Civil 992610 | M. M. MIRAMOND Tél. 82.16 Fax 87.10 |
| | | | Génie Mécanique 992111 | M. G. DALMAZ Tél. 83.03 Fax 04.78.89.09.80 |
| | | | Thermique et Energétique 910018 | Mme M. LALLEMAND Tél. 81.54 Fax 60.10 |

En grisé : Les Ecoles doctorales et DEA dont l'INSA est établissement principal

à mon épouse Rozaura

à mon fils Mihai

à la mémoire de mon père Vasile

REMERCIEMENTS

Cette thèse s'est déroulée au laboratoire URGC - Structures de l'INSA de Lyon dans le cadre du programme de recherche en génie parasismique français (CASSBA, CAMUS), européen (PREC8, ICONS) et EDF (SAFE).

J'exprime toute ma gratitude à **Jean-Marie Reynouard**, Professeur à l'INSA de Lyon, directeur de ce travail, pour son encadrement exceptionnel. Je lui suis particulièrement reconnaissant de m'avoir offert la possibilité de travailler dans le contexte de ces programmes de recherches. L'aboutissement de ce travail doit beaucoup à sa confiance, à son soutien incessant aussi bien moral que matériel et à ses encouragements permanents.

Je suis en particulier reconnaissant à **Messieurs Michael N. Fardis et Jacky Mazars**, d'avoir accepté de rapporter ce travail et pour les discussions fructueuses que nous avons eues dans le cadre des différents programmes de recherches.

Je remercie également **Messieurs Philippe Bisch, Gian Michele Calvi, Didier Combescure, Claude Duval et Pierre Pégon** d'avoir accepté de faire partie de mon jury, et qui ont apporté des commentaires et critiques toujours constructives.

Merci aussi à **Jean-François Jullien**, Directeur du Laboratoire URGC-Structures de L'INSA de Lyon, pour avoir facilité mes travaux au sein de son laboratoire, où cette thèse s'est déroulée.

Ma reconnaissance va aussi à **François Fleury**, ingénieur à EDF SEPTEN pour les nombreuses heures qu'il m'a spontanément accordées lors du début de mon activité dans le laboratoire et pour son soutien amical.

Je souhaite remercier ici **Omar Merabet**, Maître de conférence à l'INSA de Lyon et **Mourad Djerroud**, ancien Ingénieur-Chercheur au laboratoire URGC-Structure, qui m'ont fait tant bénéficier de leur compétence informatique et sur les modèles béton.

Je tiens aussi à remercier **Cécile Plumier**, Ingénieur en Belge, Stagiaire au Laboratoire URGC-Structures, dans le cadre du programme ICONS, pour sa collaboration importante aux expériences et aux calculs présentés dans cette thèse.

Merci encore à **Bernadette Escalier**, pour toute sa gentillesse, sa patience et l'aide fondamentale qu'elle m'a apportée sur l'utilisation des systèmes informatiques du laboratoire.

Enfin, je remercie chaleureusement tous **les membres de l'équipe 'modélisation numérique'** du laboratoire pour l'esprit d'entraide qu'on y trouve, et pour l'ambiance sympathique et scientifique qu'ils perpétuent.

Par ailleurs les pages que voici n'auraient pu être écrites sans l'inspiration que m'a valu la présence et l'appui indéfectible de mes chères **Rozaura et Mihai-Christian**.

RESUME

Cette thèse concerne le comportement des murs en béton armés sous sollicitation sismique.

Son objectif est de proposer une modélisation fiable qui puisse aborder la réponse non linéaire d'une grande variété de murs sous sollicitation sismique et d'identifier les apports possibles d'une telle modélisation à la conception.

Dans un premier temps, les caractéristiques du comportement des voiles sous séisme, certains principes de dimensionnement ainsi que les divers choix de modélisation sont discutés. Les lacunes identifiées justifient la typologie structurelle choisie et l'approche de modélisation adoptée. Trois familles de structures sont choisies: **1) Les murs élancés faiblement armés, 2) Les murs à section en U et 3) Les murs fortement armés faiblement élancés**. Une approche **locale** est proposée, et les modèles des matériaux sont décrits en détail.

Dans un deuxième temps, le comportement des maquettes CAMUS I et II **faiblement armées**, conçues d'après les règles PS92 et testées à la table vibrante dans le cadre du programme CAMUS est simulé à l'aide d'une approche 2-D. Pour la comparaison, le cas de la maquette CAMUS III, conçue selon l'EC 8 est également considéré.

Nous abordons ensuite le cas des **murs en U**. Les résultats des simulations basées sur une modélisation 3-D coques sont confrontés à ceux issus des essais dynamiques et cycliques effectués dans le cadre du programme ICONS.

La dernière partie s'attache à tester le modèle numérique dans le cas des **murs fortement armés faiblement élancés**, semblables à ceux utilisés dans le domaine de la construction nucléaire, soumis à des efforts de cisaillement. L'étude 2-D porte sur la simulation de trois essais pseudodynamiques effectués lors du programme SAFE.

Les résultats numériques et expérimentaux sont comparés et discutés et les facteurs essentiels influençant le comportement des voiles sont mis en relief. Différents apports possibles à la conception sont présentés.

ABSTRACT

This thesis deals with aspects of seismic behaviour of reinforced concrete shear walls (RCSW).

Its objective is to introduce a useful modelling approach for addressing the non-linear response of a large variety of RCSW and to identify several aspects in which this numerical approach could be implemented into design applications.

Firstly, the characteristics of the behaviour of RCSW under seismic loading, some design principles and different modelling approaches are discussed. As an important lack of knowledge in several fields was identified, it was considered that three types of shear walls deserve more attention: **1) Slightly reinforced slender walls, 2) U-shaped walls and 3) Heavily reinforced squat shear walls.** A **local modelling approach** is adopted and the material constitutive models are described in details.

Secondly, the behaviour of the two mock-ups, CAMUS I and II, tested on the shaking-table during the CAMUS programme, which are **slightly reinforced** and designed according to the French code PS92 is simulated using a 2-D finite element model (FEM). For comparison purposes, the case of the CAMUS III mock-up, designed according to EC8, is considered.

We are then dealing with the case of **U-shaped walls** under dynamic and cyclic loading. The results obtained from numerical simulations, based on a 3-D shell FEM, are compared with those obtained from tests carried out in the frame of the ICONS programme.

Finally, the numerical model is applied to the case of **heavily reinforced squat shear walls** (similar to those used in the nuclear power plant buildings) subjected to shear loading. A 2-D FEM is considered in order to simulate the behaviour of three different walls, which were tested pseudodynamically during the SAFE programme.

The results from both experimental and numerical studies are compared and discussed. The most important factors affecting the behaviour of RCSW are highlighted. Different examples of possible contributions to design are presented.

SOMMAIRE

| | |
|----------------------------|----|
| INTRODUCTION GENERALE..... | 23 |
|----------------------------|----|

CHAPITRE I

PROBLEMATIQUE DES VOILES EN BETON ARME

| | |
|--|----|
| I-1 CARACTERISTIQUES ESSENTIELLES DU COMPORTEMENT DES VOILES EN BETON ARME..... | 29 |
| I-2 QUELQUES PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT..... | 39 |
| I-3 CHOIX DE MODELISATION..... | 40 |

CHAPITRE II

LES MODELES DE MATERIAUX UTILISES ET TECHNIQUES NUMERIQUES

| | |
|---|----|
| II-1 INTRODUCTION..... | 47 |
| II-2 MODELE DE BETON..... | 47 |
| II-2.1 Béton intègre..... | 47 |
| II-2.2 Béton fissuré..... | 51 |
| II-2.3 Loi uniaxiale cyclique..... | 53 |
| II-2.4 Identification des paramètres matériaux..... | 56 |

| | |
|--|-----------|
| II-3 MODELE DE L'ACIER..... | 60 |
| II-4 MODELE DE LA LIAISON ACIER-BETON..... | 62 |
| II-5 TYPES D'ELEMENTS FINIS ET ALGORITHMES DE RESOLUTION..... | 64 |
| II-6 CONCLUSIONS..... | 65 |

CHAPITRE III

MURS ELANCES FAIBLEMENT ARMES

| | |
|---|-----------|
| III-1 INTRODUCTION..... | 69 |
| III-2 LES ESSAIS CAMUS..... | 70 |
| III-2.1 Dimensionnement des maquettes CAMUS I et II..... | 70 |
| III-2.2 Dimensionnement de la maquette CAMUS III..... | 71 |
| III-2.3 Caractéristiques des maquettes CAMUS..... | 72 |
| III-2.4 Programme de chargement..... | 77 |
| III-3 CHOIX DE MODELISATION..... | 79 |
| III-3.1 Considérations préliminaires..... | 79 |
| III-3.2 Maillages..... | 80 |
| III-3.3 Choix des caractéristiques mécaniques des matériaux..... | 82 |
| III-3.4 Chargement..... | 86 |
| III-3.5 Analyse modale..... | 86 |
| III-3.6 Amortissement..... | 87 |
| III-4 SIMULATION DU COMPORTEMENT DE LA MAQUETTE CAMUS I..... | 88 |
| III-4.1 Résultats globaux..... | 88 |
| III-4.2 Etats de dégradation et mode de ruine..... | 94 |
| III-4.3 Comparaison avec l'état ultime de résistance (ELU)..... | 101 |

| | |
|---|------------|
| III-5 SIMULATION DU COMPORTEMENT DE LA MAQUETTE CAMUS II..... | 104 |
| III-5.1 Résultats..... | 104 |
| III-5.2 Comparaison avec l'état ultime de résistance (ELU)..... | 116 |
| III-6 SIMULATION DU COMPORTEMENT DE LA MAQUETTE CAMUS III..... | 118 |
| III-7 DISCUSSION DES RESULTATS. APPORTS A LA CONCEPTION..... | 125 |
| III-8 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES..... | 133 |

CHAPITRE IV

MURS DE SECTION NON RECTANGULAIRE EN U

| | |
|---|------------|
| IV-1 INTRODUCTION..... | 137 |
| IV-2 ESSAIS DES MURS EN U..... | 139 |
| IV-2.1 Caractéristiques des spécimens..... | 139 |
| IV-2.1.1 Murs testés sous chargement sismique..... | 139 |
| IV-2.1.2 Murs testés sous chargement cyclique..... | 142 |
| IV-2.2 Programme de chargement..... | 145 |
| IV-2.2.1 Murs testés sous chargement sismique..... | 145 |
| IV-2.2.2 Murs testés sous chargement cyclique..... | 146 |
| IV-3 CHOIX DE MODELISATION..... | 149 |
| IV-3.1 Considérations préliminaires..... | 149 |
| IV-3.2 Maillages et conditions aux limites..... | 149 |
| IV-3.2.1 Murs testés sous chargement sismique..... | 149 |
| IV-3.2.2 Murs testés sous chargement cyclique..... | 151 |
| IV-3.3 Choix des caractéristiques mécaniques des matériaux..... | 152 |
| IV-4 SIMULATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DU MUR I..... | 155 |
| IV-4.1 Choix du test..... | 155 |

| | |
|---|------------|
| IV-4.2 Résultats..... | 155 |
| IV-4.3 Discussion et interprétation des résultats..... | 162 |
| IV-5 COMPORTEMENT EXPERIMENTAL DES MURS EN U TESTES | |
| SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE AU MUR DE REACTION..... | 164 |
| IV-5.1 Mur USW1. Essai direction Y..... | 164 |
| IV-5.2 Mur USW2. Essai direction X..... | 166 |
| IV-5.3 Mur USW3. Essai direction XY..... | 167 |
| IV-5.4 Dégradation de raideur, dégradation de résistance et énergie dissipée..... | 171 |
| IV-6 COMPARAISON DES RESULTATS NUMERIQUES ET | |
| EXPERIMENTAUX DES ESSAIS USW1, USW2, USW3..... | 174 |
| IV-7 ETAT ULTIME DE RESISTANCE..... | 186 |
| IV-8 CONCLUSIONS..... | 191 |

CHAPITRE V

MURS FORTEMENT ARMES FAIBLEMENT ELANCES

| | |
|---|------------|
| V-1 INTRODUCTION..... | 195 |
| V-2 LES ESSAIS DES VOILES SAFE..... | 196 |
| V-3 CHOIX DE MODELISATION..... | 201 |
| V-3.1 Maillages et conditions aux limites..... | 201 |
| V-3.2 Choix des caractéristiques mécaniques des matériaux..... | 203 |
| V-3.3 Chargement..... | 205 |
| V-3.4 Amortissement..... | 205 |
| V-4 SIMULATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES VOILES SAFE..... | 206 |
| V-4.1 Considérations préliminaires..... | 206 |

| | |
|---|------------|
| V-4.2 Résultats globaux..... | 206 |
| V-4.3 Résultats locaux..... | 224 |
| V-5 COMPARAISONS REGLEMENTAIRES..... | 229 |
| V-6 CONCLUSIONS..... | 233 |
| CONCLUSIONS FINALES..... | 237 |
| REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES..... | 245 |
| ANNEXE..... | 255 |

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Dans le passé, les structures relativement flexibles à base de portiques ou des cadres étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, du au fait qu'elles attirent, généralement, des forces sismiques moins intenses. Cependant, les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs (« interstorey drifts ») et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux. De plus, les demandes excessives de ductilité et les effets de deuxième ordre générés par les grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventement) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions à cadres ou portiques :

- grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux, dont la valeur dépasse généralement les deux tiers de celle de l'ensemble du bâtiment.
- lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

L'utilisation du système constructif à voile peut apporter aussi des avantages économiques:

- la masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Une construction à voiles en béton armé est souvent plus économique qu'une construction à poteaux et poutres, puisque les murs remplacent à la fois les poteaux, les poutres et les cloisons, et on économise ainsi les aciers.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des murs de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de mur est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales, de la forme de sa section, du caractère tridirectionnel de l'excitation sismique... De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastique simplifiées ont été quasi systématiquement utilisées dans le dimensionnement des structures à voiles en béton armé. Facile à mettre en œuvre et bien assimilées par l'ingénieur, il est sûr qu'elles seront encore utilisées dans l'avenir, puisque dans la plupart des cas elles ont bien servi la profession. Cependant, l'approche élastique ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel, la réponse non linéaire d'un voile en termes de déplacement, ductilité, distribution des dommages, mode de ruine, etc., étant largement inexplorée. Certaines règles, comme celles de l'ATC 40 [1] et celles de FEMA 273 [2], conscientes de ces inconvénients recommandent l'utilisation des méthodes simplifiées non linéaires : dans le cas des bâtiments peu irréguliers un calcul statique (« push-over »), basé sur un modèle de comportement non linéaire pourrait donner de bonnes indications sur le comportement sismique de la structure. Toutefois, si on dispose d'un outil performant, les mêmes règles reconnaissent les avantages d'une analyse temporelle non linéaire. Pour un problème dynamique, l'efficacité des calculs non linéaires repose premièrement sur une bonne description du comportement cyclique des matériaux constitutifs (béton et acier). Deuxièmement, une bonne modélisation doit intégrer une représentation précise et efficace des distributions des masses, des modes de vibration importants de la structure et des conditions aux limites. La multitude des phénomènes à prendre en compte semble indiquer la difficulté de tout calcul de prédiction, quelque soit le degré de complexité du modèle de comportement utilisé.

Ces difficultés sont partiellement éliminées si on dispose de résultats d'essais. En de telles circonstances on maîtrise mieux les caractéristiques des matériaux, les conditions aux limites et le chargement appliqué, donc leur prise en compte dans la modélisation est plus précise. La confrontation des résultats numériques avec ceux d'essai permet alors de valider (ou invalider) le modèle numérique d'une part, et d'autre part, d'améliorer la compréhension du comportement du spécimen testé. Si la corrélation simulation-expérience est suffisamment précise et les mécanismes clés, à un niveau d'observation intéressant pour le concepteur, sont bien décrits, le modèle numérique, peut offrir son appui à l'élaboration des concepts de dimensionnement, à la calibration et à l'évaluation des règles. Les considérations précédentes situent le contexte de notre travail, dont l'objectif général est d'aboutir à une technique de modélisation qui puisse contribuer à :

- **comprendre les phénomènes et les mécanismes de fonctionnement des différents types de voiles en béton armé sous une sollicitation sismique,**
- **améliorer et développer les codes de constructions,**
- **évaluer la sécurité des bâtiments à voiles porteurs en béton armé.**

Face à un problème dynamique, cette technique de modélisation doit être en mesure de rendre compte de la plupart des phénomènes importants observés au niveau local, tels que le comportement cyclique unilatéral des fissures, la plasticité de l'acier, la dégradation de la liaison acier-béton. De plus, une bonne compréhension du comportement d'un élément de structure jusqu'à la ruine, nécessite l'accès à la distribution spatiale de l'état d'endommagement du matériau. Pour répondre à ces besoins, nous nous orientons vers une approche locale biaxiale. Cette échelle de modélisation sera utilisée pour tous les cas traités dans ce mémoire.

De façon plus précise, les objectifs de notre travail de thèse sont alors:

- **De proposer une modélisation fiable qui puisse être appliquée à une grande variété de voiles en béton armé soumis à des chargements dynamiques.**
- **D'évaluer l'efficacité de cette modélisation et d'identifier les différents apports possibles à la conception.**

Le travail de thèse est développé en cinq chapitres :

Le **chapitre I, « Problématique des voiles en béton armé »** débute par une description des caractéristiques essentielles du comportement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique. Quelques principes de dimensionnement ainsi que les divers choix de modélisation adaptés à ce type de structure sont ensuite discutés. Les limites ou lacunes identifiées dégagent et justifient la typologie structurelle choisie et l'approche de modélisation adoptée.

L'objectif du **chapitre II « Les modèles de matériaux utilisés et techniques numériques »** est de décrire les modèles des matériaux, ainsi que les types d'éléments finis et les algorithmes de résolution utilisés dans ce mémoire.

Dans le **chapitre III « Murs élancés faiblement armés »** la simulation du comportement sismique des voiles faiblement armés conçus d'après les règles PS92 est considérée. Le comportement des maquettes CAMUS I et II testées dans le cadre du programme de recherche CAMUS est simulé à l'aide d'une approche membrane 2-D. Pour des raisons de comparaison, le cas de la maquette CAMUS III plus fortement armée, conçue selon les règles de l'Eurocode 8 est également considérée.

Dans le **chapitre IV « Murs de section non rectangulaire en U »** les résultats des simulations numériques basées sur une modélisation 3-D coques minces multicouches sont confrontés à ceux issus des essais dynamiques et cycliques effectués dans le cadre du programme de recherche ICONS. Tout en montrant les limites, mais aussi les qualités de l'approche utilisée, ces exemples permettent de valider la modélisation adoptée et le modèle de béton mis en œuvre pour le cas général des murs en U sollicités en flexion composée déviée.

Le **chapitre V « Murs fortement armés faiblement élancés »** s'attache à tester le modèle numérique dans le cas des voiles, semblables à ceux utilisés dans le domaine de la construction nucléaire, soumis à des efforts dynamiques de cisaillement. L'étude numérique porte sur la simulation de trois essais pseudodynamiques effectués lors du programme de recherche SAFE

CHAPITRE I

PROBLEMATIQUE DES VOILES EN BETON ARME

I-1 CARACTERISTIQUES ESSENTIELLES DU COMPORTEMENT DES VOILES EN BETON ARME

Beaucoup d'immeubles privés ou de bureaux dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Tout en étant conscient de la grande variété des constructions à murs porteurs, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées:

- 1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques,
- 2) structures à noyau central,
- 3) structures uniquement à murs porteurs.

Dans le cas 1), le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales. Un exemple de ce système constructif est présenté dans la Figure I.1.

Dans le cas 2), un noyau central formé de deux murs couplés à chaque étage par des poutres assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, comme le montre la Figure I.2.

Dans les cas 3), les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales. L'exemple montré dans la Figure I.3 fait apparaître ce système constructif.

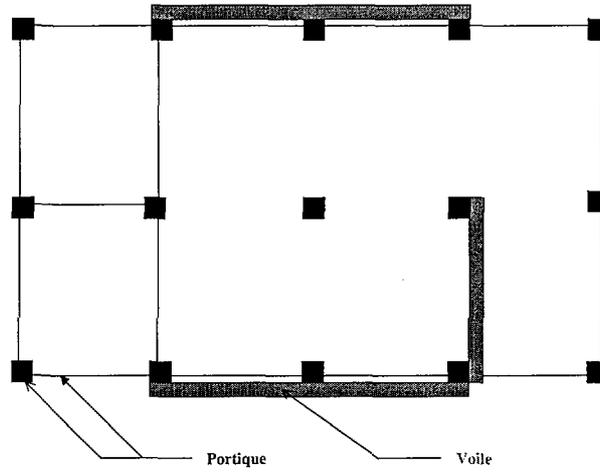


Figure I.1: Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques

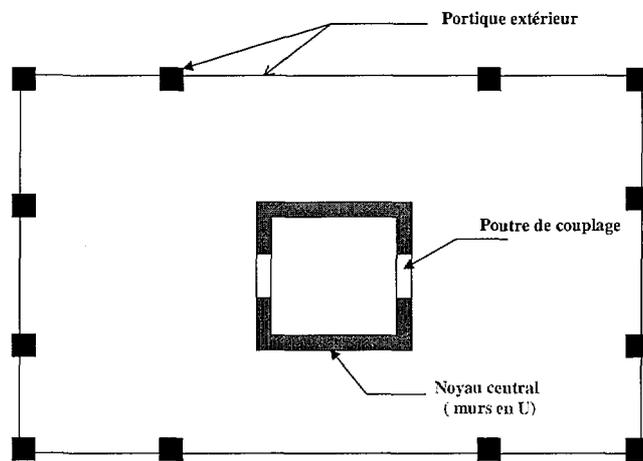


Figure I.2: Structures à noyau central

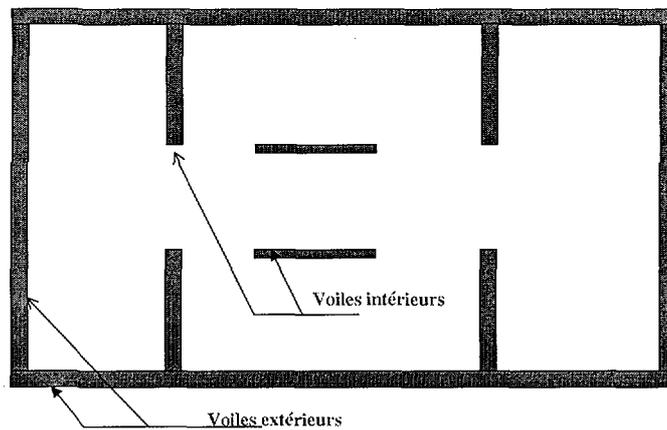


Figure I.3: Structure uniquement à murs porteurs

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base. La Figure I.4 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité par un effort normal et N et un effort tranchant V constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes (pourcentage ρ_0), d'armatures verticales uniformément réparties (pourcentage ρ) et d'armatures horizontales (pourcentage ρ_t), elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

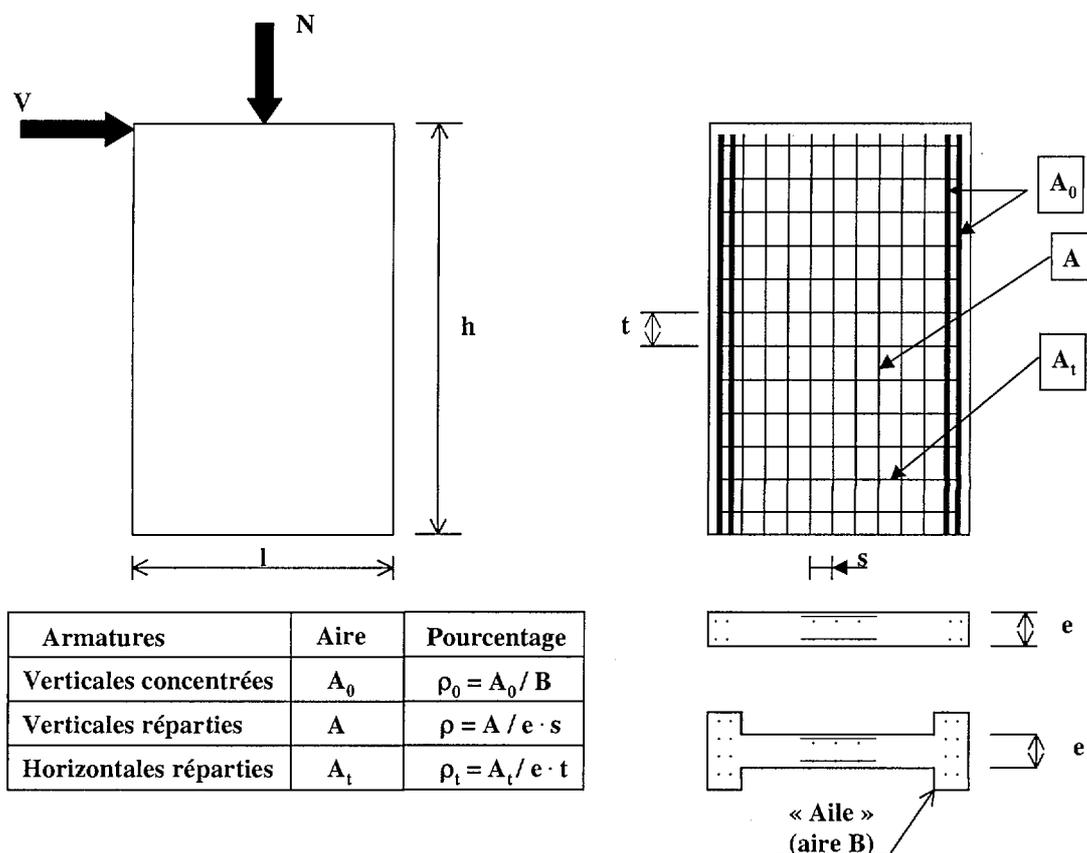


Figure I.4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

Le terme de voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- l'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile, h / l ,
- la disposition et le pourcentage des armatures,
- l'intensité de l'effort normal.

Du point de vue de leur fonctionnement il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ($h / l > 2$) et les voiles courts ($h / l < 2$). Ceci, permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de ruptures : modes de rupture des voiles élancés et modes de ruptures des voiles courts. En s'appuyant sur les excellentes descriptions qu'on fait FOURÉ [3] et PAULAY [4] ainsi que sur la classification donnée dans l'Eurocode 8 [5], nous présentons, en fonction de l'élancement du voile, les modes de ruine les plus souvent rencontrés. Les modes de ruptures des voiles élancés sont schématisés dans les Figures I.5 et I.6.

Modes de rupture des voiles élancés

1) Ruptures en flexion

- **Mode f1** : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.
- **Mode f2** : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode **f2** est moins ductile que le mode **f1**, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.
- **Mode f3** : rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité

d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

2) Ruptures en flexion-effort tranchant

Mode f/t : rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

3) Ruptures par effort tranchant

Mode t : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

Mode g : rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.

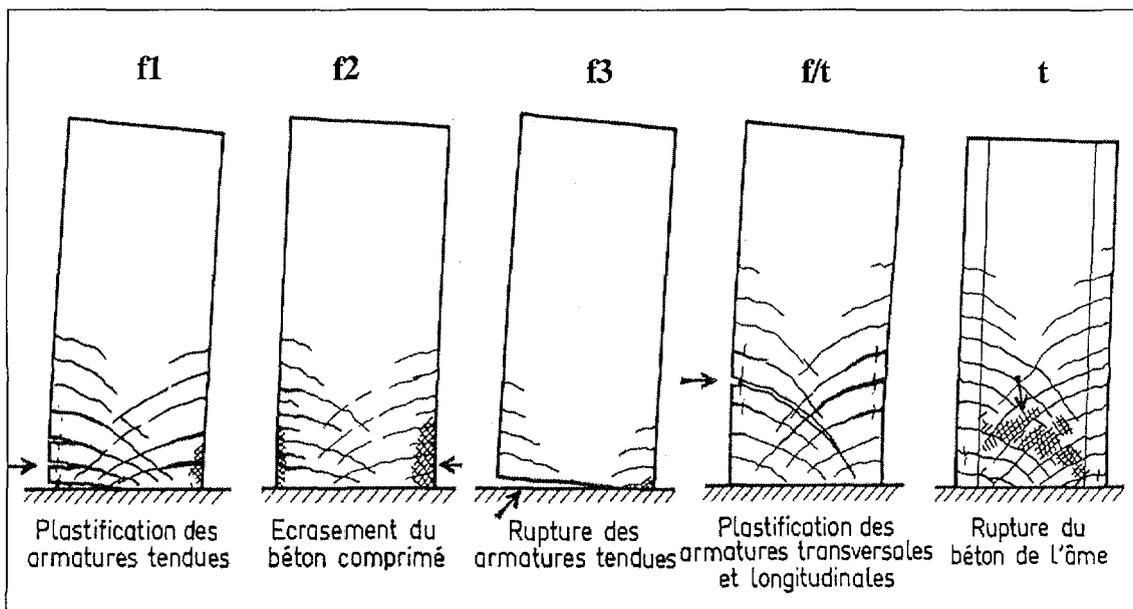


Figure I.5: Modes de rupture des voiles élancés (d'après [3])

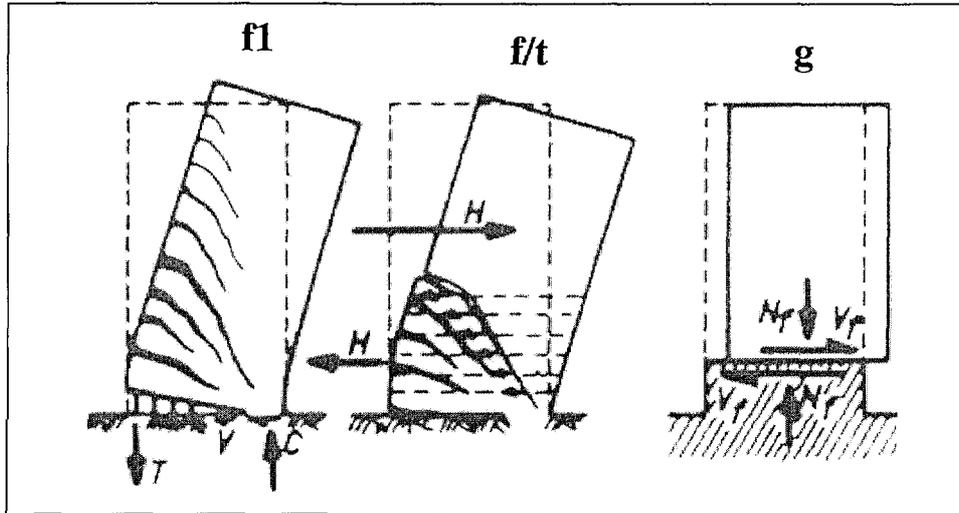


Figure I.6: Modes de rupture des voiles élancés (d'après [4])

Modes de rupture des voiles courtes

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. Les principaux modes de ruptures sont ceux de la Figure I.7 et I.8. On distingue trois cas :

Mode T1 : rupture par glissement (« sliding shear ») à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérétique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

Mode T2 : rupture diagonale (« diagonal tension failure ») avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

Mode T3 : rupture par écrasement (« diagonal compression failure ») du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

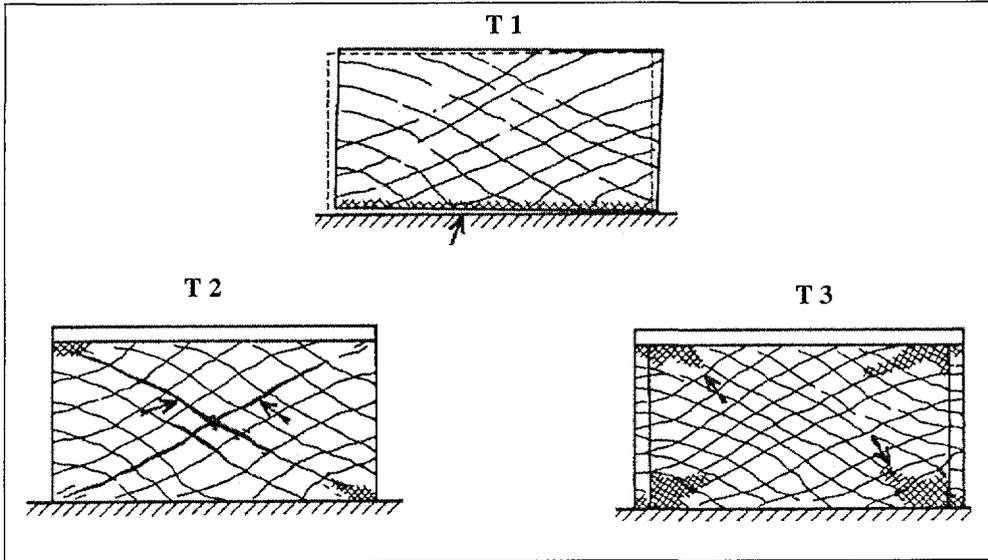


Figure I.7: Modes de rupture des voiles courts (d'après [3])

| | T 3 | T 2 | T 1 |
|-------------------|--|---|---|
| FAILURE MODE | | | |
| | SHEAR | | |
| | WEB DIAGONAL FAILURE (compression) | | HORIZONTAL SLIDING |
| CAUSE | <ul style="list-style-type: none"> • Insufficient web thickness | <ul style="list-style-type: none"> • Insufficient web reinforcement • Low N_s-values | <ul style="list-style-type: none"> • Insufficient wall's base detailing (anchoring, splicing) • Low N_s-values |
| EXPECTED RESPONSE | | | |

Figure I.8: Modes de rupture des voiles courts (d'après [5])

Depuis plusieurs décennies, de nombreuses études expérimentales sur le comportement des voiles en béton armé ont été effectuées dans le monde. Des essais sur des éléments de structures ainsi que sur des structures complètes de géométries différentes ont été ainsi réalisés. Concernant les études expérimentales sur des éléments isolés, citons la synthèse assez complète effectuée par FOURE [6]. Rappelons les principaux paramètres considérés dans ces études :

- l'élanement h / l : compris entre 0.25 et 3.4,
- la géométrie du voile: pour la plupart des essais la section est rectangulaire ; certains voiles comportent des raidisseurs,
- la disposition et le pourcentage du ferrailage: le pourcentage des armatures verticales et horizontales réparties est généralement compris entre 0 et 3%, tandis que le pourcentage des aciers concentrés est supérieur à 1%,
- les sollicitations: un effort horizontal variable est généralement appliqué en tête du voile; dans un certain nombre d'essai le voile est sollicité aussi par un effort normal constant,
- le type de chargement : tous les essais concernant les voiles isolés ont été réalisés sous chargement cyclique alterné (72%) ou monotone (25%).

En raison de leur coûts et de la difficulté de leur réalisation, les essais sur des structures complètes représentatives d'un bâtiment à plusieurs étages sont plus rares. Ils sont toutefois très utiles puisqu'ils permettent d'une part, d'intégrer le comportement d'un élément isolé dans le comportement de l'ensemble structurel et d'autre part de valider la conception dans des conditions plus proches de la réalité. Il existe deux grandes familles d'essais pour l'analyse des structures sous chargement dynamique: les essais sur table vibrante et les essais pseudodynamiques. Les essais sur table vibrante permettent de solliciter des modèles réduits de structure par une excitation sismique. Les essais pseudodynamiques peuvent s'appliquer à des structures de taille plus importante, mais l'effet de vitesse sur le comportement des matériaux n'est pas pris en compte. Des maquettes de tailles importantes ont été testés sur les tables vibrantes de Berkeley (USA) et du CEA de Saclay (France) et sur les murs de réaction de Tsukuba (Japon) et d'Ispra (Italie).

Dans le cadre du programme de coopération entre les Etats-Unis et le Japon un nombre important de modèles à différentes échelles ont été testés sous chargement statique, cyclique,

pseudodynamique et sur table vibrante [7], [8, [9]. Des éléments isolés d'une structure de 7 étages comportant un voile raidis à ces extrémités (« barbell wall ») et 2 portiques formés de poutres et poteaux en béton armé ont été testés dans les laboratoires japonais et américains. De plus, un spécimen à l'échelle 1 a été testé sur le mur de réaction de Tsukuba (Japon) et des essais dynamiques sur la table vibrante de Berkeley (USA) ont eu lieu sur une maquette à l'échelle 1/5. Le mode de comportement observé lors de ces deux essais est similaire: le mur se fissure sur les trois premiers étages, mais une fissure prononcée se forme à la base du mur est le mode de fonctionnement du voile est par la suite celui d'un bloc rigide qui bascule. Toutefois, l'ouverture de la fissure inférieure et le basculement du voile sont limités par la présence des portiques. Ces essais ont donc mis en évidence le comportement global du voile ainsi que l'interaction portique-voile dans le cas des structures « mixtes ».

Une maquette simplement posée sur la table et formée de deux voiles porteurs faiblement armés a été testée sur la table vibrante du CEA lors du projet CASSBA (Conception et Analyse Sismique des Structures en Béton Armé) [10]. Le but du projet était d'améliorer la compréhension du comportement des bâtiments à murs porteurs, pour mettre en question les dispositions constructives sévères imposées par les codes de constructions, et notamment par le projet de norme européenne EC8, qui réduisent les possibilités d'exploitation de ce type de structure. Le comportement a été nettement influencé par les conditions d'appui et a été proche de celui d'un bloc rigide basculant sur la table.

Toutes ces études expérimentales ont été effectuées pour valider la conception, comprendre le fonctionnement et faire progresser les connaissances. Toutefois, malgré le grand nombre d'essais réalisés dans le monde, essais qui, par ailleurs, ont constitué la base du développement des codes de constructions, il nous semble que certaines classes de problèmes nécessitent des investigations supplémentaires. Les domaines et les besoins de recherche que nous avons pu identifier à travers cette brève étude bibliographique (qui ne pouvait en aucun cas être exhaustive) sont les suivants :

- le cas des **voiles en béton faiblement armé** a été pratiquement très peu abordé. Cependant, les bâtiments à murs porteurs faiblement armés, représentent un type de construction largement employé en France. Les exigences fonctionnelles acoustiques, thermiques et d'étanchéité à la pluie font que ce type de bâtiment est constitué de nombreux murs, souvent surabondants dans une même direction. Les contraintes restent

donc modestes dans ce type de construction, ce qui permet d'envisager des murs faiblement armés-chaînés. Sous l'action sismique, ces murs devraient avoir un fonctionnement multifusible, résultant d'une ductilité répartie et d'une fissuration distribuée sur la hauteur du voile, générée par la limitation et l'optimisation des ferraillements. Ce type de comportement est assez différent de celui qui comporte la formation d'une rotule plastique uniquement à la base du voile. C'est l'analyse de ce type de fonctionnement qui a fait l'objet du programme de recherche français CASSBA, mentionné précédemment. Dans la continuité de CASSBA, le programme de recherche CAMUS [11] (Conception et analyse des murs sous séisme) a permis de mieux comprendre le comportement du béton faiblement armé et de faire progresser les connaissances dans ce domaine.

- très peu d'essai ont été réalisés sur **les voiles en béton armé ayants une section non rectangulaire** (en U, L, T, etc.) . Ces voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, doivent résister et être stables sous l'action des forces sismiques dans tous les deux axes principaux du bâtiment. A cela, il faut ajouter que les règles actuelles, en particulier l'Eurocode 8, bien adaptées aux murs de section rectangulaire, sont dans une moindre mesure applicables dans le cas des sections non rectangulaires. Il convient donc, compte tenu des incertitudes qui subsistent encore, d'étudier les différentes caractéristiques du comportement de ce type de structures en terme de capacité d'absorption d'énergie, de déformation ductile, de mode de ruine. Un des objectifs du programme européen ICONS [12] (Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures) a été aussi celui d'étudier le comportement cyclique des murs en U et de proposer des règles de dimensionnement pour répondre aux lacunes de l'Eurocode 8 actuel.
- malgré la grande variété des essais réalisés, on ne maîtrise pas encore les effets dynamiques qui se produisent lorsque des voiles en béton armé semblables à ceux qui sont utilisés dans le domaine de la construction nucléaire (**faiblement élancés et assez fortement ferrillés**), sont soumis à des efforts dynamiques de cisaillement dus à un séisme. Ces besoins ainsi que la nécessité de préciser les marges inhérentes à la pratique de dimensionnement sismique des voiles de contreventement ont été à l'origine du programme de recherche SAFE, [13] (Structures armées faiblement élancées) entrepris par EDF-France en collaboration avec COGEMA.

Nous pouvons maintenant préciser clairement les trois sujets de notre recherche en terme de typologie structurelle:

- 1) **Les murs élancés faiblement armés.**
- 2) **Les murs de section non rectangulaire en U.**
- 3) **Les murs fortement armés faiblement élancés.**

I-2 QUELQUES PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT

La plupart des codes de constructions essaient de dimensionner des bâtiments au séisme de façon que l'énergie sismique apportée puisse être absorbée et dissipée par des déformations inélastiques de la structures. Ces déformations sont bien supérieures à celles qui sont généralement admises sous d'autres chargements, mais en contrepartie les efforts sismiques sont plus faibles que ceux qui seraient calculés en supposant un comportement parfaitement élastique.

Le concept en vigueur dans la plupart des codes dont **l'Eurocode 8** et celui de « capacity design » qui prévoit la formation d'un mode de rupture par création d'une rotule plastique à la partie inférieure d'un voile supposé encastré à sa base. Une grande capacité de déformation ductile est organisée dans cette région (zone critique) tout en assurant un comportement élastique au-dessus de la zone critique. Pour atteindre une grande capacité d'absorption et de dissipation d'énergie, les sources potentielles de rupture fragile par effort tranchant doivent être éliminées en s'assurant que la plastification de la zone critique intervient en premier. L'augmentation de la ductilité dans une section passe par la présence des cadres disposés autour des armatures verticales dans les zones confinées.

S'agissant des structures de type voiles, les **règles françaises PS 92** [14] adoptent un principe de conception différent : le fonctionnement d'un voile doit permettre de mobiliser à la fois une dissipation d'énergie par endommagement du béton et plastification des aciers et une transformation d'énergie par soulèvement des masses. On admet ainsi que la fissuration et la plastification de l'acier peuvent se produire sur une hauteur plus grande que la zone critique. Dans la zone critique le béton n'est pas confiné, mais en contrepartie les contraintes dans le béton doivent rester limitées. Des dispositions sont également prises pour éviter une rupture fragile par effort tranchant. Cette méthode alternative permet alors de concevoir des voiles faiblement armés. Sous l'action sismique, ces voiles devraient avoir un fonctionnement

« multifusible », résultant d'une ductilité répartie et d'une fissuration distribuée sur la hauteur du voile.

I-3 CHOIX DE MODELISATION

Trois approches peuvent être adoptées afin de modéliser le comportement d'un élément de structure soumise à des chargements mécaniques de type cyclique: modèles globaux, modèles intermédiaires ou semi-locaux, et modèles locaux.

Les modèles globaux. A ce niveau de modélisation le comportement du composite béton armé est décrit en variables généralisées ($N - \varepsilon_m, V - \gamma, M - \phi$). La formulation peut s'appuyer sur des observations phénoménologiques (lois uniaxiales découplées) ou bien peut être basée sur les théories classiques de la plasticité avec l'introduction de surfaces de plasticité ou surfaces seuils type $f(N, V, M) = 0$, ou de la mécanique de l'endommagement par l'introduction d'une variable interne représentative de l'état de détérioration du matériau. Actuellement, l'état de l'art des modèles globaux développés pour le calcul des voiles semble moins avancé que celle des modèles construits pour le calcul des poutres et des poteaux. Ceci est dû au fait qu'une contrainte supplémentaire de modélisation doit être prise en compte: le comportement non linéaire en cisaillement. En effet, comme l'élançement des voiles est inférieur à celui des poutres ou des poteaux, les déformations inélastiques dues à l'effort tranchant peuvent avoir une influence notable sur la réponse globale. Une première approche pour prendre en compte ces effets réside dans l'enrichissement des modèles de flexion. Ainsi, la loi de flexion de Takeda a été modifiée par Roufaiel et Meyer [15] afin de décrire le pincement des boucles d'hystérésis associé à la fissuration diagonale par cisaillement. Bien que cette approche ait un caractère assez général, les modèles de ce type sont assez peu nombreux. La difficulté de formuler directement un modèle décrivant l'évolution couplée de plusieurs variables d'état généralisées, a conduit de nombreux auteurs à proposer des lois de comportement découplées. Dans le cas des éléments de voiles, les modèles comportant des systèmes de ressorts en parallèle avec une loi de fonctionnement non linéaire moment-rotation, effort normal-allongement axial et effort tranchant-cisaillement sont assez répandus. Des modèles globaux de ce type ont été proposés par: Kutsu et Bouwkamp [16], Vulcano et Bertero [17], Fajfar et Fischinger [18], Fardis, Sfakianakis et Christopoulos [19], Wang [20].

Il faut noter que, dans ces modèles, plusieurs éléments sont souvent utilisés dans la hauteur d'un mur pour reproduire son mode de déformation qui n'est pas linéaire suivant la hauteur.

Les modèles semi-locaux . Ils permettent 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 poutre, plaque ou coque. 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. La modélisation des poutres a donné lieu au développement d'éléments multicouches par LABORDERIE [21] et MERABET [22] pour des analyses bidimensionnelles et d'éléments multifibres par ULM [23] et GUEDES, PEGON et PINTO [24] pour des analyses tridimensionnelles. Outre la simplicité d'utilisation, l'avantage important de ces modèles réside dans le couplage implicite des efforts de flexion et de l'effort normal. C'est pour les systèmes de poutres et poteaux que les approches semi-locales et globales sont actuellement le mieux adaptées. Dans ces cas, ils ont permis d'obtenir d'excellents résultats, en statique comme en dynamique. Dans le cas des voiles relativement élancés, l'approche semi-locale peut apporter des résultats intéressants, à condition que la perturbation apportée par l'effort tranchant ne soit pas très importante. Dans le cas des voiles faiblement élancés, l'apparition de fortes non-linéarités modifie les distributions de gauchissement valables en élastique qui sont à la base de la cinématique des éléments de poutres avec cisaillement et l'approche multifibres n'est plus adaptée. Dans ce cas, le meilleur choix est d'adopter une approche locale biaxiale.

Les modèles locaux. Ils ne mettent en œuvre aucune hypothèse sur la forme des distributions spatiales du champ de déplacement. Comme pour les modèles semi-locaux, la rhéologie est exprimée en variables locales: contraintes et déformations. Cette loi de comportement est en général indépendante de la géométrie de la structure. Dans le cadre d'une approche plane, les caractéristiques des matériaux peuvent toutefois être calculées pour que la loi puisse rendre compte implicitement d'un certain confinement latéral qui dépend de la géométrie de la structure. Avec une formulation par éléments finis en déplacement, les déformations sont accessibles en tout point de la structure en fonction des déplacements nodaux, et les contraintes correspondantes sont intégrées sur le volume de l'élément pour accéder aux forces internes. Cette approche qui conduit à un modèle très général rend des résultats très complets, et donne accès notamment à la distribution spatiale de l'état du matériau.

L'inconvénient principal de l'approche locale réside dans le volume important de calcul, généré par le grand nombre de degré de liberté utilisé. Cet inconvénient majeur devrait être toutefois relativisé, puisque aujourd'hui les moyens informatiques permettent d'aborder une large gamme de problèmes aussi bien en statique qu'en dynamique. Les voiles sollicitées dans leur plan s'adaptent bien à une modélisation 2-D et de ce point de vue les moyens informatiques dont nous disposons sont tout à fait performants. Le comportement des voiles ayant une section non rectangulaire en U et sollicitées en biflexion, peut être décrit de façon très raisonnable (moyennant quelques hypothèses) en adoptant une approche 3-D coques minces multicouches, basée sur le même modèle local utilisé en 2-D. Dans ce dernier cas, le volume de calcul engendré, bien que supérieur à celui de l'approche 2-D, reste tout à fait raisonnable et largement inférieur à celui d'une modélisation 3-D massive.

Pour modéliser le comportement des différents voiles nous nous orientons donc vers une approche locale biaxiale pour deux raisons :

- 1) - essayer d'accéder à une meilleure compréhension de leur mode de fonctionnement et de se rapprocher du mode de ruine observé lors des divers essais, et*
- 2) - l'effort de calcul nécessaire ne devait pas être très important à partir du moment où on utilise une loi biaxiale.*

Les modèles de béton qui considèrent ce matériau comme un milieu continu sont basés sur des lois constitutives tirées de la théorie de la plasticité, de celle de l'endommagement et des modèles de fissuration. Il existe une littérature très abondante relative à ces aspects de modélisation, mais le but de ce paragraphe n'est pas de faire une revue de ces modèles. Toutefois, une description détaillée des modèles locaux utilisés lors des divers calculs effectués dans ce mémoire, est présentée dans le chapitre suivant.

L'équipe de l'URGC de l'INSA de Lyon travaille depuis une douzaine d'année sur le comportement du béton armé sous chargements statiques monotones ou cycliques et a développé plusieurs modèles de comportement. Ces modèles ont été implanté dans le code CASTEM 2000 [25] et permettent aujourd'hui d'aborder une large gamme de calculs dynamiques. Cependant, pour le dimensionnement de structures, les méthodes éléments finis semblent encore lourdes et parfois mal adaptées. C'est pourquoi nous avons cherché à améliorer un outil simple et fiable pour le calcul des trois types de structures déjà

mentionnées. Les différents essais effectués lors des trois programmes de recherche CAMUS (Conception et analyse des murs sous séisme), ICONS (Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures) et SAFE (Structures armées faiblement élancées) serviront de support pour l'élaboration et la validation des différentes modélisations développées par la suite.

CHAPITRE II

LES MODELES DE MATERIAUX UTILISES ET TECHNIQUES NUMERIQUES

| | |
|---|----|
| CHAPITRE II..... | 45 |
| II-1 INTRODUCTION..... | 47 |
| II-2 MODELE DE BETON..... | 47 |
| II.2.1 Béton intègre..... | 47 |
| II.1.2 Béton fissuré..... | 51 |
| II.1.3 Loi uniaxiale cyclique..... | 53 |
| II.1.4 Identification des paramètres matériaux..... | 56 |
| II-3 MODELE DE L'ACIER..... | 60 |
| II-4 MODELE DE LA LIAISON ACIER-BETON..... | 62 |
| II-5 TYPES D'ELEMENTS FINIS ET ALGORITHMES DE RESOLUTION..... | 64 |
| II-6 CONCLUSIONS..... | 65 |

II-1 INTRODUCTION

Le chargement sismique impose à la structure de résister à plusieurs cycles de forte amplitude. Le modèle rhéologique doit donc rendre compte des dégradations apportées par ce type de chargement et de bien représenter les phénomènes essentiels au niveau de chaque constituant. L'objectif de ce chapitre est de décrire les modèles des matériaux, ainsi que les types d'éléments finis et les algorithmes de résolution utilisés. Dans tous les exemples de calcul inclus dans les chapitres suivants, les matériaux constitutifs – béton, acier ont été modélisés séparément. De plus, comme la dégradation de l'adhérence armature-béton peut être importante dans certains cas, un des exemples traités emploie un modèle cyclique de la liaison. Nous ne considérons donc ici que des modèles locaux de comportement du béton, de l'acier et de la liaison.

II-2 MODELE DE BETON

Le modèle béton, développé à l'INSA de Lyon [22], [26], dans le code CASTEM 2000 du CEA 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 local 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 refermeture des fissures en restaurant les raideurs correspondantes.

II.2.1 Béton intègre

Deux surfaces de rupture sont définies, pour le domaine des compressions et pour le domaine des tractions (Figure II.1). La surface de rupture à 2 paramètres de Nadai, de type Drucker-

Prager, est définie par une relation linéaire entre les contraintes octaédrales τ_{oct} et σ_{oct} . L'expression mathématique de cette surface est définie pour le domaine des compressions par :

$$f_{comp}(\sigma_{oct}, \tau_{oct}) = \frac{\tau_{oct} + a\sigma_{oct}}{b} - f'_c = 0, \quad \sigma_1 < 0 \text{ et } \sigma_2 < 0$$

Pour le domaine des tractions (traction pure ou traction-compression), la surface de rupture s'exprime :

$$f_{trac} - f'_t = 0, \quad \sigma_1 > 0 \text{ et / ou } \sigma_2 > 0$$

où :

$$\sigma_{oct} = I_1/3 \text{ et } \tau_{oct} = \sqrt{\frac{2J_2}{3}} = \sqrt{\frac{2}{9}}\sigma_{eq},$$

σ_{eq} - contrainte équivalente de Von Mises,

$$a = \sqrt{2} \frac{\beta - 1}{2\beta - 1}, \quad b = \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{\beta}{2\beta - 1} \text{ et } \beta = f'_c / f'_{cc},$$

f'_t - résistance du béton en traction uniaxiale,

f'_c - résistance du béton en compression uniaxiale,

f'_{cc} - résistance du béton en compression biaxiale pour $\sigma_{xx} / \sigma_{yy} = 1$ et $\tau_{xy} = 0$,

I_1 - le premier invariant du tenseur des contraintes,

J_2 - le second invariant du déviateur des contraintes.

Les paramètres du critère a et b , fonctions de β sont déduits à partir de deux essais: compression uniaxiale f'_c , et compression biaxiale f'_{cc} , ($\sigma_{xx} / \sigma_{yy} = 1$ et $\tau_{xy} = 0$).

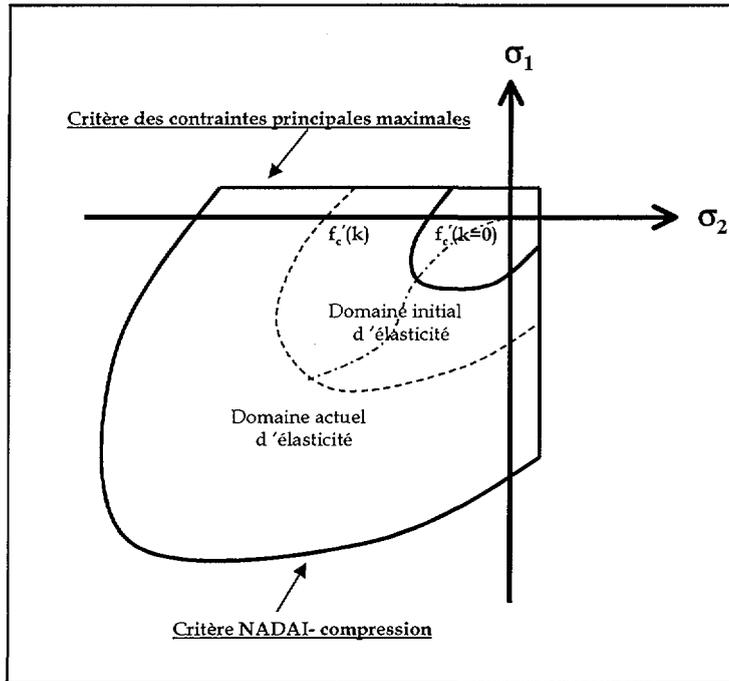


Figure II.1: Surface de rupture et surface de charge dans le plan des contraintes principales.

En supposant l'existence d'une surface seuil fonction des invariants du tenseur des contraintes à l'intérieur de laquelle le comportement est élastique, la surface de charge est déduite de la surface de rupture en compression. On admet par ailleurs l'existence d'un domaine initial d'élasticité correspondant à environ 30% de la surface de rupture. L'équation de la frontière du domaine d'élasticité s'écrit, en considérant un écrouissage isotrope :

$$f(\sigma, k) = \frac{\tau_{oct} + a\sigma_{oct}}{b} - \tau(k) = 0,$$

avec $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0$ ou $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$.

La surface de charge évolue homothétiquement au fur et à mesure que les déformations plastiques progressent, aussi bien en compression biaxiale qu'en traction-compression. L'évolution de cette surface est pilotée par la variable interne k , définie par la déformation plastique cumulée.

Le module plastique H^p intervenant dans la condition de consistance du critère de plasticité correspond à la pente de la courbe de compression uniaxiale contrainte-déformation plastique ($\tau - k$). A partir d'une idéalisation parabolique (en régime pré-pic) du comportement du béton en compression simple (courbe contrainte-déformation totale), l'équation de la courbe

$(\tau - k)$, en supposant que celle-ci soit peu différente d'une ellipse (Figure II.2) prend la forme suivante :

$$\left(\frac{k - k_{pic}}{k_{pic}}\right)^2 + \left(\frac{\tau - \theta \cdot f'_c}{(1-\theta)f'_c}\right)^2 = 1, \text{ avec } 0 \leq \theta < 1 \text{ seuil initial}$$

d'où

$$\tau = f'_c \left(\theta + (1-\theta) \sqrt{1 - \left(\frac{k - k_{pic}}{k_{pic}}\right)^2} \right), \quad \text{pour } 0 < k \leq k_{pic}$$

$$\tau = \frac{f'_c}{k_{pic} - k_{rupture}} (0.95k + 0.05k_{pic} - k_{rupture}), \quad \text{pour } k_{pic} \leq k \leq k_{rupture}$$

$$\tau = 0.05 f'_c, \quad \text{pour } k > k_{rupture}.$$

$$H^p = \frac{d\tau}{dk} = f'_c (1-\theta) \frac{(k_{pic} - k)}{k_{pic}^2 \sqrt{1 - \left(\frac{k - k_{pic}}{k_{pic}}\right)^2}}, \quad \text{pour } 0 < k \leq k_{pic}$$

$$H^p = \frac{0.95 f'_c}{k_{pic} - k_{rupture}}, \quad \text{pour } k_{pic} \leq k \leq k_{rupture}$$

$$H^p = 0, \quad \text{pour } k > k_{rupture}$$

où

k_{pic} - déformation plastique au pic

$k_{rupture}$ - déformation plastique à la rupture

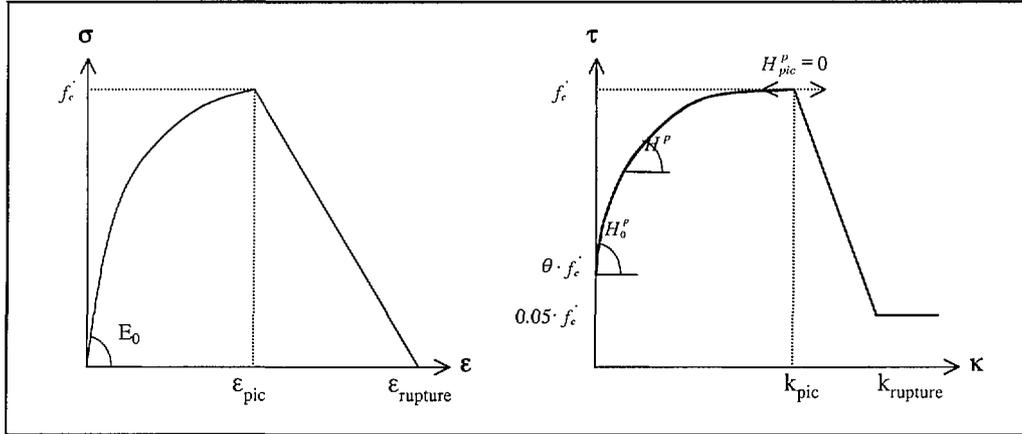


Figure II.2: Courbe d'écroutissement ($\tau - \kappa$).

II.2.2 Béton fissuré

Lorsque la surface de rupture dans le domaine des tractions est atteinte, le comportement du matériau est considéré uniaxial dans chaque direction d'orthotropie donnée par les directions parallèle et normale à la fissure. La direction de la fissure est perpendiculaire à la direction de la contrainte principale maximale de traction (Figure II.3) et son orientation est considérée fixe par la suite. Il s'agit alors de chercher le comportement d'un élément fissuré ou plutôt traversé par une série de micro-fissures parallèles d'orientation fixe. Les contraintes et les déformations dans un système d'axes xy tourné d'un angle Φ par rapport au système d'axes global XY (Figure II.3) sont données par les relations :

$$\{\sigma^1\} = [T]\{\sigma\}$$

$$\{\varepsilon^1\} = [T]\{\varepsilon\}$$

$[T]$ étant la matrice de transformation donnée par :

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2 \phi & \sin^2 \phi & 2 \cos \phi \sin \phi \\ \sin^2 \phi & \cos^2 \phi & -2 \cos \phi \sin \phi \\ -\cos \phi \sin \phi & \cos \phi \sin \phi & \cos^2 \phi - \sin^2 \phi \end{bmatrix}$$

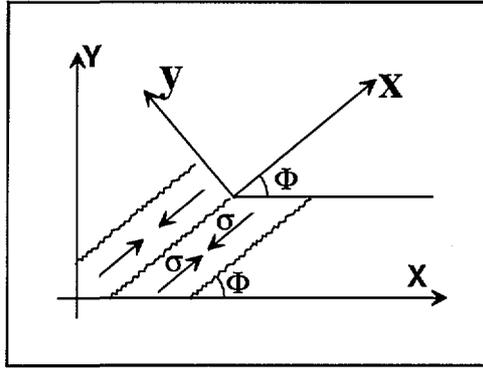


Figure II.3: Repère lié à la fissure.

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 [26] 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 η . Ce paramètre peut évoluer en fonction de la dilatation dans la direction perpendiculaire à la fissure :

$$0 \leq \eta \leq 1 \quad \text{si } \varepsilon_{\text{var},i} - \varepsilon_{i,\text{resi}} - \varepsilon_{\text{rupture}}^{\text{trac}} \leq 2\varepsilon_{\text{rupture}}^{\text{trac}},$$

$$\eta = 0 \quad \text{si } \varepsilon_{\text{var},i} - \varepsilon_{i,\text{resi}} - \varepsilon_{\text{rupture}}^{\text{trac}} \geq 2\varepsilon_{\text{rupture}}^{\text{trac}},$$

$$\eta = 0 \text{ et } \sigma_{12} = 0 \quad \text{si } \varepsilon_{\text{var},i} - \varepsilon_{i,\text{resi}} - \varepsilon_{\text{rupture}}^{\text{trac}} \geq 4\varepsilon_{\text{rupture}}^{\text{trac}}.$$

où

$\varepsilon_{\text{var},i}$ - déformation dans la direction perpendiculaire à la fissure, $i=x,y$

$\varepsilon_{i,\text{resi}}$ - déformation résiduelle dans la direction i , après décharge en compression, $i=x,y$.

$\varepsilon_{\text{rupture}}^{\text{trac}}$ - déformation à la rupture en traction.

Les tests précédents s'effectuent dans les deux directions au cas où le matériau serait doublement fissuré. Il est à noter **qu'une seconde fissure au point considéré ne peut se créer que perpendiculairement à la première.**

II.2.3 Loi uniaxiale cyclique

La loi uniaxiale mise en œuvre permet de rendre compte des principaux phénomènes que l'on observe lors d'un chargement constitué d'un petit nombre de cycles alternés.

Examinons sur la Figure II.4 le comportement d'un point initialement tendu qui fissure complètement avant de subir une recharge opposée en compression. Élastique jusqu'à l'atteinte de la résistance en traction simple: f_t (trajet 1), le béton fissure ensuite suivant une raideur négative (pente E_{ts} , trajet 2), jusqu'à une déformation $\epsilon_{tm} = \epsilon_{rupture}^{trac}$. Au-delà, l'ouverture de la fissure se fait à contrainte nulle (trajet 3). Quand la sollicitation change de sens, une contrainte de compression croissante est nécessaire pour refermer progressivement la fissure (pente $E_1 \neq E_0$, trajet 4). Celle-ci est considérée complètement fermée à une contrainte inférieure à $-f_t$, niveau à partir duquel la raideur est complètement restaurée (trajet 5). La description du trajet 4 est basée sur des essais qui montrent que les lèvres d'une fissure en regard ne coïncident pas et se déforment sous l'effet d'une contrainte tendant à refermer la fissure, et que la raideur du béton sain ne se restaure qu'à refermeture complète. La refermeture de la fissure se fait toutefois à contrainte nulle tant que la déformation est supérieure à un certain seuil: $3 \cdot \epsilon_{tm}$. Le trajet 5 suit la loi non-linéaire du béton en compression simple jusqu'à une nouvelle inversion du chargement, inversion qui provoque une décharge selon une droite de pente E_2 (trajet 6) passant par un point focal ($f_c ; \epsilon_0$), avec $\epsilon_0 = f_c / E_0$, comme l'ont suggéré MANDER et al. [27] et PARK [28]. En effet, les expériences montrent que le module à la décharge est différent du module initial suite à l'endommagement du béton en compression. Quand la contrainte dépasse $-f_t$ (trajet 7), le module E_1 correspondant à la refermeture de la fissure est retrouvé. Les trajets 8 et 9 suivent les mêmes règles que les trajets 3 et 4.

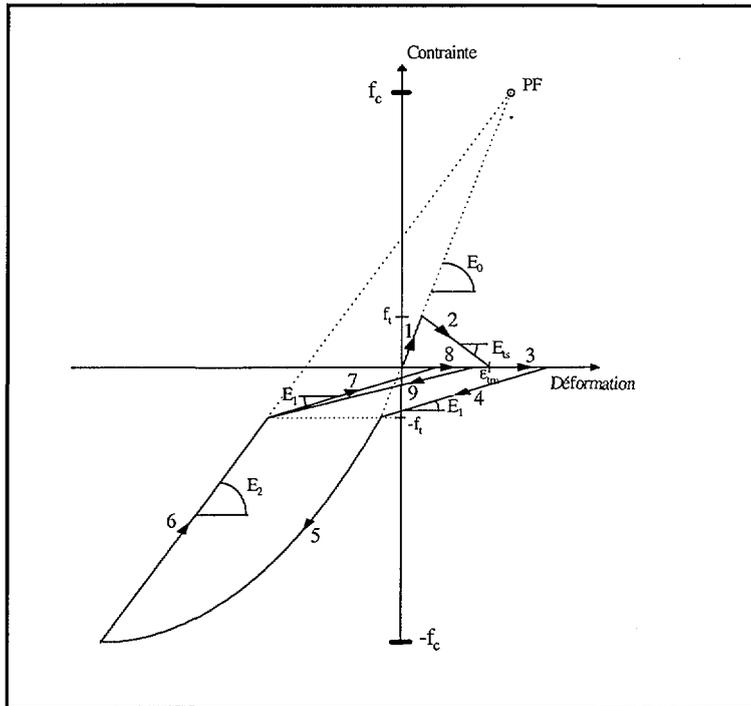


Figure II.4: Modèle uniaxial cyclique: point initialement tendu.

Suivons maintenant sur la Figure II.5 l'histoire d'un point initialement comprimé. La différence essentielle est la nouvelle résistance en traction qui comme le module de décharge, est endommagée par la compression subie (trajets 3 et 4). Cette résistance est donc modifiée comme le suggèrent MORITA, KAKU et SUDO [29]:

$$\begin{cases} f_t' = f_t \left(1 - \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_c}\right), & \text{Si } \varepsilon_r > \varepsilon_c \\ f_t' = 0 & \text{Si } \varepsilon_r \leq \varepsilon_c \end{cases}$$

Avec : f_t : résistance en traction simple

ε_r : déformation résiduelle

ε_c : déformation de compression au pic ($\sigma = -f_c$).

La déformation résiduelle est quant à elle obtenue en considérant la raideur de décharge endommagée, et est donnée par la relation suivante:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_d - \frac{(\varepsilon_d - \varepsilon_0)}{\sigma_d - E_0 \varepsilon_0} \cdot \sigma_d$$

Avec σ_d et ε_d les contrainte et déformation à l'instant de la décharge de compression.

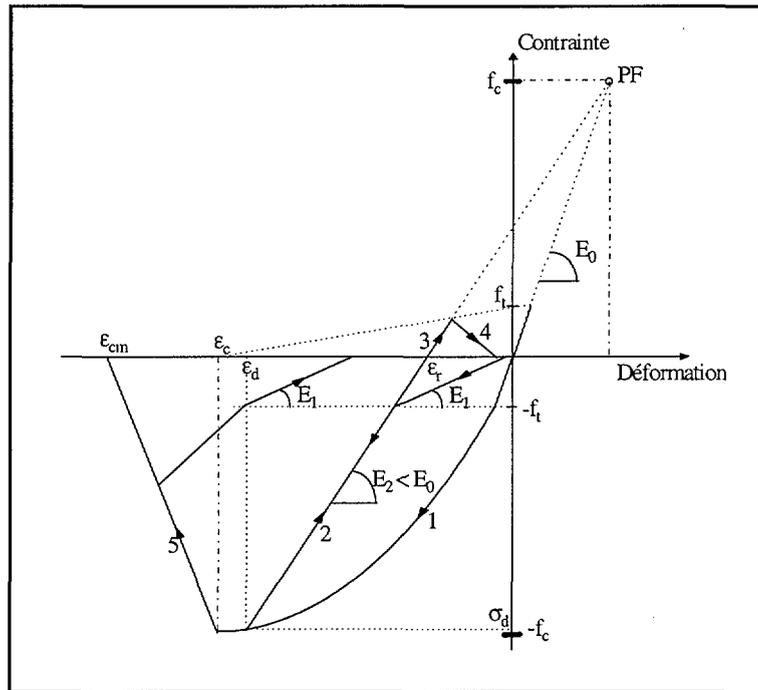


Figure II.5: Modèle uniaxial cyclique: point initialement comprimé.

Le trajet 5 correspond à l'adoucissement du béton en compression. La pente de la branche descendante est obtenue simplement à partir de la déformation ultime du matériau en compression uniaxiale $\varepsilon_{cm} = -\varepsilon_{rupture}^{comp}$ et de la déformation au pic $\varepsilon_c = -\varepsilon_{pic}^{comp}$.

La Figure II.6 décrit le comportement d'un point qui n'a pas totalement fissuré sous une inversion de chargement. Le traitement de la décharge (trajet 3) est identique, mais il subsiste une contrainte de traction résiduelle. Lors d'une réouverture après un trajet de compression (trajet 4, 5, 6), celle-ci se fait toujours suivant la pente E_1 , mais cette pente est suivie jusqu'à la nouvelle contrainte en traction, obtenue en diminuant la contrainte résiduelle à la dernière refermeture de la fissure, pour rendre compte de l'endommagement dû à la compression.

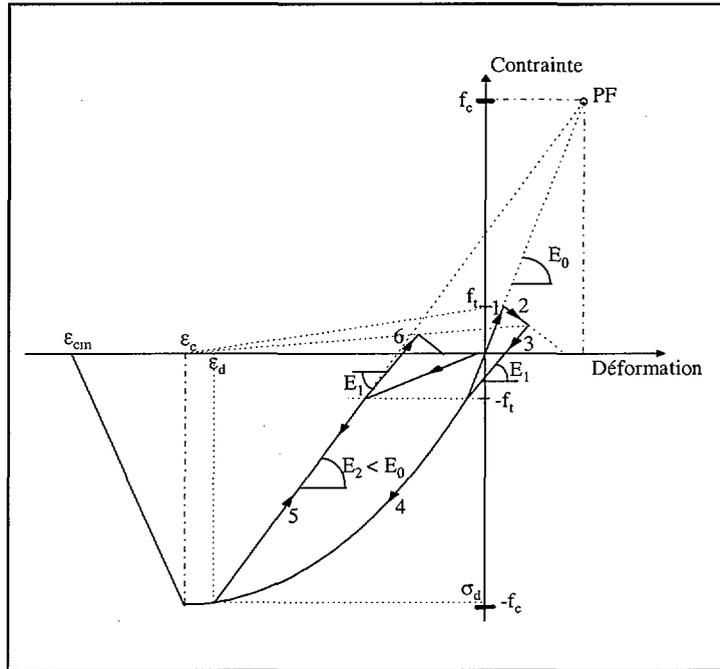


Figure II.6: Modèle uniaxial cyclique: décharge depuis un point partiellement fissuré.

II.2.4 Identification des paramètres matériaux

Module d'élasticité initial. On identifie ce paramètre à l'aide d'un essai uniaxial de compression avec une instrumentation en jauges de déformations. Quand cet essai n'est pas réalisé, on peut calculer ce module d'après les règles CEB-FIP 1990 [30] à partir de la connaissance de la résistance en compression f_c . On peut également utiliser la formule proposée par le code BAEL [31]:

$$E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_c}$$

Coefficient de Poisson. On détermine ce coefficient à partir du même essai que précédemment à l'aide d'une deuxième jauge de déformation transversale. Lorsque cet essai n'est pas disponible, on admet une valeur de ce coefficient entre 0.10 et 0.20.

Résistance en traction uniaxiale. Cette caractéristique peut être fournie par des essais indirects de traction par flexion sur éprouvette prismatique ou par essai de fendage sur une éprouvette cylindrique. Lorsque cet essai n'est pas disponible, on utilise une des relations suivantes :

$$f_t = 0.6 + 0.06f_c, \text{ (MPa), donnée par le règlement BAEL}$$

$$f_t = 0.30^{2/3} \sqrt[3]{f_c}, \text{ (MPa), donnée par les recommandations CEB-FIP 1990}$$

Résistance en compression uniaxiale. Cette donnée est obtenue à partir d'un essai normalisé. Cette résistance est comprise entre 20 MPa pour de « faibles » bétons et 45 MPa pour de « bons » bétons.

Déformation plastique à la rupture. L'identification de ce paramètre nécessite un essai complet de compression uniaxiale, contrôlé en déplacement. Cet essai est rarement réalisé puisqu'il nécessite une mise en œuvre délicate. Lorsque cet essai est disponible, une approche énergétique peut être utilisée pour définir la déformation à la rupture. L'énergie de rupture en compression uniaxiale G_c est définie par l'aire sous la courbe contrainte-déplacement total. D'après FEENSTRA et de BORST [32], si on adopte une courbe d'écrouissage parabolique en compression définie par :

$$\tau = \begin{cases} \frac{f_c}{3} \left(1 + 4 \frac{k}{k_{pic}} - 2 \frac{k^2}{k_{pic}^2} \right), & \text{si } k < k_{pic} \\ f_c \left(1 - \frac{(k - k_{pic})^2}{(k_{rupt} - k_{pic})^2} \right), & \text{si } k_{pic} \leq k < k_{rupt} \end{cases}$$

la déformation plastique au pic est alors définie pour cette relation sans tenir compte de la taille de l'élément par :

$$k_{pic} = \frac{4f_c}{3E_0}$$

On peut alors définir la déformation plastique à la rupture à partir de l'énergie de rupture en compression et de la longueur caractéristique de l'élément, h :

$$k_{rupt} = 1.5 \frac{G_c}{hf_c} - \frac{11}{48} k_{pic}$$

Dans cette équation l'énergie pré-pic a été prise en compte par le facteur correctif $\frac{11}{48} k_{pic}$.

Afin d'éviter une instabilité locale de type « snap back » on doit vérifier la condition suivante :

$$k_{rupt} \geq 1.75 k_{pic}$$

La longueur caractéristique h nécessaire au passage déplacement-déformation directement liée à la taille de l'élément fini 2 D, peut être définie à partir de l'aire de l'élément A_e et du type de champ de déplacement [33]:

$$h = \alpha_h (A_e)^{1/2},$$

où α_h est un facteur de modification égal à 1 pour des éléments quadratiques et égal à $\sqrt{2}$ pour des éléments linéaires.

Pour des bétons courants des valeurs de l'énergie de rupture en compression comprises entre 5 et 10 (Nmm/mm²) sont généralement admises.

Déformation à la rupture en traction. L'identification de ce paramètre nécessite un essai complet de traction uniaxiale (comportement pré-pic et post-pic). Comme l'essai de compression uniaxiale, il nécessite une mise en œuvre délicate, et souvent il est assez difficile d'obtenir une courbe contraintes-déplacements fiable en régime adoucissant. Lorsque cet essai n'est pas réalisé, le code CEB-FIP 1990 donne des formules pour calculer cette énergie de rupture à partir de la connaissance de la résistance en compression uniaxiale f_c , et de la taille du plus gros granulats d_{max} . On constate généralement que l'énergie de rupture en traction G_f est 50 à 100 fois inférieure à celle en compression. Les valeurs utilisées pour les bétons courants sont comprises entre 0.06 et 0.15 Nmm/mm².

Dans le cas des éléments en béton non armé on peut utiliser les concepts de la mécanique de rupture [34] pour définir la déformation à la rupture en traction uniaxiale:

$$\varepsilon_{tm} = k \frac{2G_f}{f_t h}$$

avec $k = 2$ pour une courbe linéaire en régime adoucissant et $k=1$ pour une courbe exponentielle.

Cette approche énergétique permet de garantir une certaine objectivité du maillage. En effet si cette condition n'est pas respectée la solution numérique en régime adoucissant dépendra inévitablement de la taille des éléments et peut conduire à de fortes localisations des déformations, qui ont tendance à se concentrer dans la zone la plus petite possible. Pour le calcul de structure en béton armé qui nous intéressent, si l'on adopte un maillage régulier pour les différentes zones du maillage, nous pouvons alors définir une déformation à la rupture en traction pour chaque zone, à partir de la relation précédente. Une condition supplémentaire de taille maximum de l'élément fini doit être vérifiée afin d'éviter un comportement local de type "snap-back" [35]:

$$h \leq k \frac{G_f E_0}{f_t^2}$$

Si cette condition n'est pas respectée, on doit modifier la résistance en traction uniaxiale:

$$f_t = \sqrt{k \frac{G_f E_0}{h}}$$

Afin de tenir compte de la présence des armatures dans un volume de béton, la valeur de l'énergie de fissuration G_f doit être modifiée pour prendre en compte le phénomène de « tension stiffening ». En effet si on considère un essai de tirant, la courbe expérimentale force exercée sur l'armature-déplacement mesuré à l'extrémité de la barre présente un comportement plus raide que la courbe force-déplacement obtenue pour une éprouvette identique constituée de béton seulement. La transition entre l'énergie dissipée G_f pour une seule macro-fissure et l'énergie dissipée par plusieurs macro-fissures $G_f^{\text{béton armé}}$, d'un espacement moyen l_s , est définie par la relation suivante :

$$G_f^{ba} = G_f (1 + h/l_s)$$

L'espacement moyen des fissures l_s dépend du diamètre des barres, du pourcentage volumique d'acier, du type d'armatures (lisse ou crénelée) et de la longueur minimale d'adhérence parfaite entre le béton et l'armature. Pour différents types d'éléments constructifs on peut retrouver dans le code CEB-FIP 1990 diverses formules empiriques pour le calcul de l_s .

Facteur de transfert de cisaillement. Ce paramètre caractérise le comportement en cisaillement d'un élément de volume de béton ou de béton armé fissuré. Il s'agit d'un coefficient réducteur du module de cisaillement initial G , noté η , permettant de tenir compte d'une certaine transmission des contraintes tangentielles dans le plan de la fissuration (effet d'engrènement). Les meilleures valeurs à adopter dépendent du type de problème, mais une valeur du facteur η comprise entre 0.2 et 0.4 semble capable de fournir des résultats corrects. Pour les zones contenant des armatures, l'effet de goujon peut se superposer à l'effet d'engrènement, conférant ainsi une certaine rigidité de cisaillement supplémentaire à la fissure. Le facteur de transfert de cisaillement dépend également de l'ouverture des fissures et la détermination de son évolution au cours du chargement se complique lorsque celui ci est alterné. Dans la version du modèle utilisé dans ce mémoire, une valeur constante est adoptée jusqu'à deux fois la déformation à la rupture en traction uniaxiale, puis s'annule au-delà de cette limite. Le matériau fissuré ne peut plus supporter des accroissements de contraintes tangentielles (dans le repère de fissuration). Au-delà de quatre fois la déformation à la rupture en traction, la contrainte résiduelle est annulée. Il y a donc un certain couplage entre la déformation tangentielle et la déformation normale à la fissure. Cependant, le gonflement du béton dû à l'effort tranchant ne peut pas être modélisé.

II-3 MODELE DE L'ACIER

Le comportement de l'acier est représenté par le modèle modifié de MENEGOTO-PINTO [36]. Le modèle utilisé est présenté ici dans ses grandes lignes. Le lecteur peut en trouver une description complète dans [24]. Une équation unique en terme de relation contraintes-déformations décrit les règles de charge/décharge de la courbe cyclique ($\sigma - \epsilon$) de l'acier. Cette équation s'écrit :

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon^* + \left(\frac{1-b}{(1+(\varepsilon^*)^R)^{1/R}} \right) \cdot \varepsilon^*$$

$$\text{avec : } \sigma^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad \varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi}$$

Comme le montre la Figure II.7, cette équation définit une famille de courbes situées entre deux asymptotes de pentes E_0 et E_h qui ont $(\varepsilon_0, \sigma_0)$ comme point commun. Le module E_h est défini par le rapport :

$$E_h = \frac{\sigma_{su} - \sigma_{sy}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}}$$

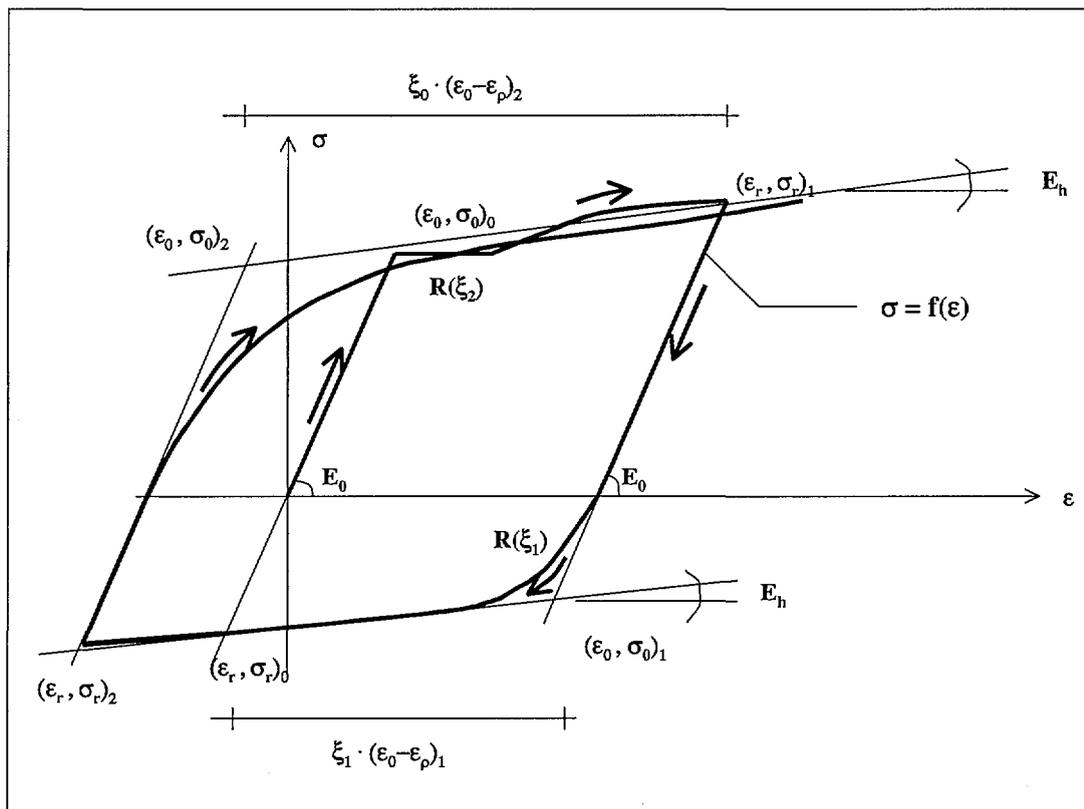


Figure II.7: Modèle de l'acier sous chargement cyclique (d'après [24])

Le point (ϵ_r, σ_r) correspond aux coordonnées du dernier point où l'on a changé le sens de chargement. Le facteur b est défini comme le rapport E_r/E_0 et R est un paramètre définissant la forme de transition de la branche de transition de la courbe. Ce paramètre permet une bonne représentation de l'effet « Bauschinger » et dépend de l'histoire des déformations. Les paramètres a_1 , a_2 et R_0 sont des paramètres qui doivent être obtenus expérimentalement. Cependant, les auteurs du modèle suggèrent un jeu de paramètres standard, à savoir: $R_0 = 20.0$, $a_1 = 18.5$, et $a_2 = 0.15$.

Le modèle peut tenir compte du flambement de l'acier. Des tests réalisés par MONTI et NUTTI [37] sur différentes barres d'acier montrent que pour un rapport L/D (où L est la longueur des barres et D leur diamètre) inférieure ou égale à 5, la courbe en compression est identique à celle en traction, donc il n'y a aucun effet de flambement. Par contre, si le rapport L/D est supérieur à 5, des modifications devront être introduites au modèle. Ces modifications concernent surtout l'allure de la décharge à la suite du chargement en traction et l'allure de la recharge suivant la compression.

II-4 MODELE DE LA LIAISON ACIER-BETON

Le modèle de comportement cyclique de la liaison, implémenté dans le code CASTEM 2000 par FLEURY [38], est présenté ici dans ses grandes lignes. Ce modèle, compatible avec une formulation biaxiale, est basé sur les mécanismes de résistance et de dégradations de la liaison qui se produisent lors de l'arrachement d'une barre nervurée, noyée dans un bloc de béton. La liaison est représentée donc par un modèle distinct, particulier au volume de béton lieu des dégradations caractéristiques, faisant la transition entre l'acier et le béton homogène. Nous décrivons ici le modèle valable en zone bien confiné, dans laquelle le comportement est symétrique. Le lecteur peut en trouver une description complète dans [38].

La figure II.8 montre un cycle typique sur lequel nous illustrons les caractéristiques de la loi. La courbe OABCD, ou $OA_1B_1C_1D_1$ décrit le chargement monotone, et est entièrement décrite par la donnée de $s_1, s_2, s_3, \tau_1, \tau_3$ et α . Quatre parties la composent:

- La branche ascendante est nonlinéaire, d'équation $\tau = \tau_1.(s/s_1)^\alpha$.
- Elle est suivie d'un plateau pour $s \in [s_1, s_3]$, décrit par $\tau = \tau_1$.

- La branche descendante est linéaire jusqu'au point C, de coordonnées $\{ s_3, \tau_3 \}$.
- La dernière partie décrit le plateau de friction, donc $\tau = \tau_3$.

Une décharge à partir de cette courbe enveloppe se fait élastiquement avec une forte raideur, jusqu'à atteindre la contrainte τ_f de frottement (trajet EFG). La diminution du glissement se fait alors à adhérence constante jusqu'à l'intersection avec la courbe OA'_1 (trajet GI). Si l'accroissement de glissement se poursuit dans la direction négative, une courbe adhérence/glissement similaire à celle qui décrit le chargement monotone est suivie, mais avec des valeurs de τ réduites, ainsi que le montre le trajet IA'_1J . Cette courbe $OA'_1B'_1C'_1D'_1$ est appelée enveloppe réduite.

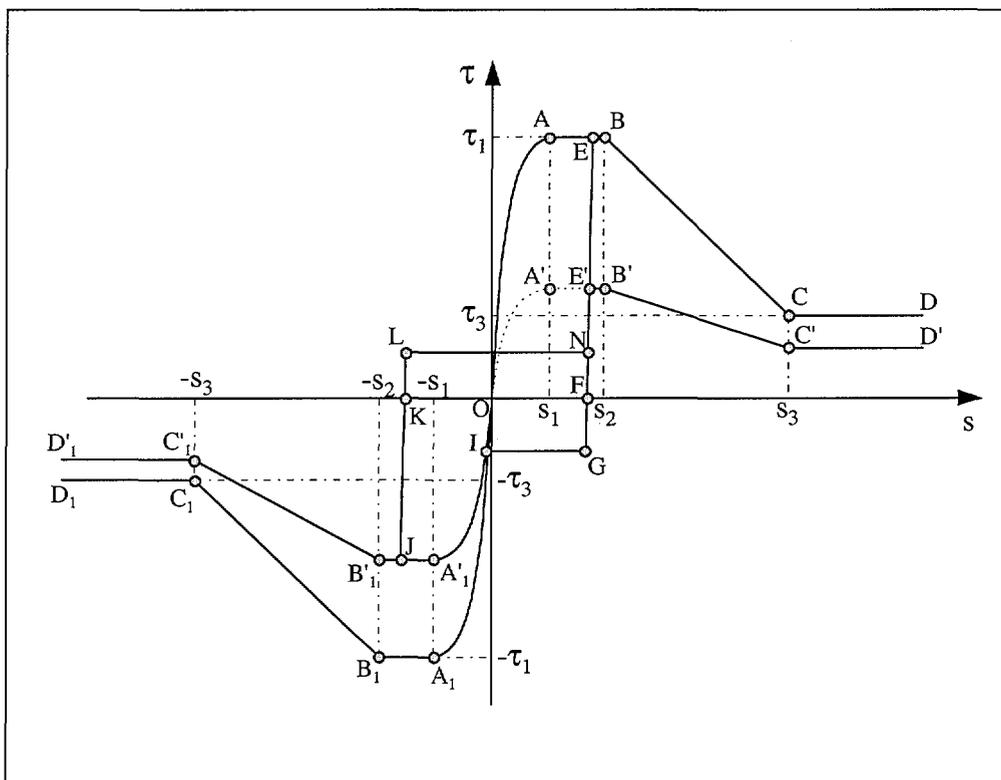


Figure II.8: Un cycle typique de la loi d'adhérence (d'après [38]).

La décharge depuis le point J se fait de nouveau de façon élastoplastique parfait avec un seuil de frottement τ_f^+ jusqu'à atteindre la droite de décharge précédente (trajet JKLN). Cette droite de décharge est empruntée alors pour la recharge, jusqu'à l'intersection avec la courbe enveloppe réduite de la direction positive: $OA'_1B'_1C'_1D'_1$ qui est alors suivie (trajet $NE'_1B'_1C'_1D'_1$).

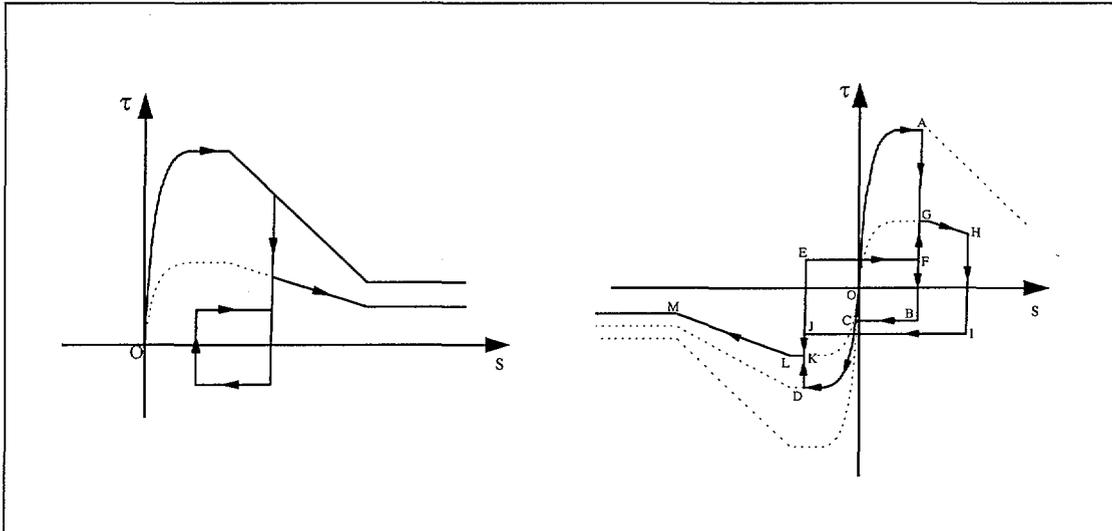


Figure II.9: Exemples de trajets de chargement (d'après [38]).

Si au lieu de poursuivre la recharge au delà du point N la liaison est sollicitée par des cycles de glissement entre N et K, la relation adhérence/glissement est de type élastoplastique parfait mais avec des seuils de frottement qui s'endommagent avec le nombre de cycles croissants. Les exemples de trajets de chargement de la Figure II.9 illustrent diverses possibilités.

II-5 TYPES D'ELEMENTS FINIS ET ALGORITHMES DE RESOLUTION

Pour toutes les applications décrites dans les chapitres suivants, nous avons utilisé le code de calcul par éléments finis CASTEM 2000, développé par le CEA. Les éléments finis utilisés ainsi que les stratégies numériques employées sont celles existants dans ce code.

En ce qui concerne **l'approche en membrane**, nous avons adopté des éléments quadrilatères (QUA4) à 4 nœuds pour représenter le béton associé à des éléments de type barres à 2 nœuds pour modéliser les armatures. Dans le cas où l'adhérence acier-béton est explicitement prise en compte, un élément de type QUA4 à faible épaisseur est adopté pour modéliser le béton de liaison.

En ce qui concerne **l'approche 3-D coques**, nous avons utilisé les éléments de coque mince DKT (Discrete Kirchoff Triangle) auxquels nous associons une technique d'intégration dans l'épaisseur (aspect multicouche) permettant de suivre l'évolution du comportement non linéaire dans le volume de la coque. Au niveau de chaque couche, un état plan de contraintes

est considéré et par conséquent toutes les relations de comportement du code CASTEM 2000 écrites en contraintes planes peuvent être affectées. Pour modéliser le ferrailage de la coque nous avons opté pour l'utilisation du modèle à fibre existant dans le code CASTEM 2000. Ainsi, à chaque élément d'acier, représenté par un élément fini de poutre de Timoshenko est rattaché le maillage de la section. Dans cette modélisation, chaque fibre d'acier est représentée par un triangle équilatéral d'aire égale à l'aire de la section d'armature correspondante. Le triangle a été choisi, car il comporte le nombre minimum de points d'intégration de Gauss et constitue en conséquence la figure la plus économique du point de vue des calculs numériques.

Dans tous les calculs effectués, le schéma itératif d'équilibre statique utilisé est celui de la méthode de Newton-Raphson modifiée. Pour l'intégration numérique de l'équation d'équilibre dynamique nous avons employé la méthode implicite de Newmark à accélération moyenne [39].

II-6 CONCLUSIONS

Nous avons présenté dans ce chapitre les lois rhéologiques des modèles que nous avons mis en œuvre dans les calculs montrés plus loin, ainsi que les types d'éléments finis et les algorithmes de résolution employés. La plupart des modèles de matériaux proposés ont été développés et implantés dans le code CASTEM 2000 au sein de l'équipe de recherche de l'URGC Structure de l'INSA de Lyon, par MERABET [26], FLEURY [38] et DJERROUD [40]. Dans les chapitres suivants, nous y avons apporté notre modeste contribution à leur évolution et à leur validation.

CHAPITRE III

MURS ELANCES FAIBLEMENT ARMES

III-1 INTRODUCTION

La recherche CASSBA (Conception et analyse sismique des structures en béton armé) a démontré le bon fonctionnement des voiles à élancement important, faiblement armés et simplement posés sur la table. Le fait qu'il existe des bâtiments à murs non ductiles, représentatifs du cas le plus fréquent des fondations superficielles, qui résistent à des séismes importants était établi. Cependant, du fait primordial joué par le décollement, la recherche CASSBA n'a pas permis d'aller jusqu'au bout du comportement ultime des sections de béton faiblement armé, d'où des interrogations restant à être levées par une nouvelle recherche. Dans la continuité de CASSBA, la recherche CAMUS (Conception et analyse des murs sous séisme) a mis les priorités sur le comportement du béton armé à l'état ultime et une nouvelle maquette fixée sur la table vibrante a été testée. D'une manière générale, cette nouvelle recherche a été en mesure de conclure que « **...la bonne tenue sismique des murs convenablement dimensionnés selon les règles du béton armé, telles que formulées dans les règles PS92, paraît acquise.** », [41]. Toutefois, il nous semble qu'une analyse comparative plus détaillée des résultats expérimentaux par le biais des calculs numériques, peut apporter des éléments de compréhension supplémentaires sur le comportement de ce type de structure. Une étude plus détaillée des différents modes de ruine possibles, des phénomènes qui sont à leur origine, sont autant de points délicats à traiter tant sur le plan de la conception qu'au niveau du calcul numérique.

Dans un premier temps la simulation du comportement sismique des voiles faiblement armés conçus d'après les règles PS92 est ici considérée. Le comportement des maquettes CAMUS I et II testées dans le cadre du programme de recherche CAMUS est simulé à l'aide d'une approche membrane 2-D en intégrant le modèle de béton cyclique décrit précédemment. Pour des raisons de comparaison, le cas de la maquette CAMUS III plus fortement armée, conçue selon les règles de l'Eurocode 8 et testée dans le cadre du programme ICONS et ECOEST2 (European Consortium of Earthquake Shaking Table) est également considéré. Le chapitre débute donc avec une présentation des principales démarches de dimensionnement qui ont permis d'aboutir aux choix définitifs du programme expérimental. Nous présentons ensuite les caractéristiques du programme expérimental ainsi que les divers choix de modélisation. Une analyse temporelle non-linéaire est ensuite effectuée pour chaque cas, afin de disposer d'éléments de comparaison et d'évaluer la performance du modèle numérique dans des états proches de la ruine. Enfin, les conclusions finales permettent de se prononcer sur le caractère prédictif de la modélisation, ses limites ainsi que sur son apport à la conception.

III-2 LES ESSAIS CAMUS

III-2.1 Dimensionnement des maquettes CAMUS I et II.

L'objectif essentiel de la recherche CAMUS était celui de mieux comprendre le fonctionnement des murs en béton armé, dans une conception classique d'optimisation répartie des ferraillements, à l'aide d'essais menés jusqu'à atteindre un état limite ultime. Les règlements ont été généralement suivis dans leur philosophie, mais les coefficients de sécurité sur les matériaux, les actions et les méthodes de calcul ont été abandonnés afin de garantir un niveau de ruine significative. Certaines dispositions constructives n'ont pas également été respectées pour des raisons expérimentales et afin de ne pas perturber l'optimisation du ferraillement sur la hauteur. Les deux premières maquettes CAMUS devaient permettre les essais de murs faiblement armés dans une configuration de coffrage et de charge comparable à celle des murs courants de bâtiments représentatifs en France. En même temps, le choix devait être compatible avec les caractéristiques de la table vibrante et le niveau d'accélération à imposer pour atteindre la ruine de ces structures. En retenant 5 niveaux, un rapport h/L égal à 2.65 et une contrainte normale de compression à la base de 1.6 Mpa, les deux murs pignons de chaque maquette sont finalement proches d'une configuration que l'on rencontre pour un mur intérieur courant d'un bâtiment de logements de 5 niveaux [42], [43]. La méthode de dimensionnement est basée sur les principes de vérification proposée dans le code PS92 :

- l'action sismique est représentée par des forces statiques équivalentes appliquées à chaque niveau dans la direction horizontale. Ces forces sont déduites des forces d'inertie correspondantes au premier mode de vibration, l'accélération étant exprimée sous la forme $z^{1.5}$, où z représente la hauteur du bâtiment.
- le facteur de comportement q est ensuite déduit de l'application d'un double principe de compatibilité: les déplacements (pour tous les niveaux) et l'énergie totale (somme des produits force x déplacement) sont supérieurs ou égaux aux déplacements et à l'énergie totale obtenus dans un calcul élastique. Les courbures sont calculées à partir de l'état de déformation et de fissuration, compatible avec l'effort normal et le moment fléchissant appliqués. Les déplacements horizontaux du voile au niveau des différents planchers et l'énergie totale sont ensuite calculés suivant les hypothèses et méthodes du béton armé (BAEL A4.6.1) en intégrant les courbures.

- une fois le facteur de comportement q déterminé, toutes les forces sont connues et le ferrailage vertical à chaque extrémité de mur est déduit à partir des calculs usuels de poutre sous flexion composée.
- les murs sont vérifiés sous l'action de l'effort tranchant selon les règles PS92.
- les actions et les sollicitations sismiques étant définies par un facteur multiplicateur α/q (ou α représente le coefficient multiplicateur de l'accélération nominale $a_N = 2.5 \text{ m/s}^2$ - prévue par les règles PS91 pour la zone II, classe B), l'application du principe de compatibilité permet finalement de calculer le facteur (α), puis le facteur de comportement (q).

Le ferrailage de la maquette CAMUS I a été déterminé en vue d'obtenir à l'état ultime un « fonctionnement de béton armé avec des armatures significatives sur au moins les trois premiers niveaux » [42] de façon à obtenir un comportement multiétagé avec de la fissuration et la plastification des aciers à plusieurs étages. Les aciers verticaux sont disposés à chaque extrémité du mur ainsi que dans un potelet central. Les aciers verticaux du potelet central résultent des calculs sous effort tranchant et des vérifications au glissement. Le ferrailage de la maquette CAMUS II a été déterminé de façon à obtenir à la base du premier niveau un fonctionnement en béton armé et un fonctionnement ultime simultané dans les niveaux supérieurs en béton non armé [42]. Les vérifications d'effort tranchant ont indiqué qu'il n'y avait pas d'acier supplémentaire à prévoir, la résistance à l'effort tranchant étant assurée uniquement par la résistance du béton. Afin de ne pas perturber l'optimisation des aciers les arrêts des barres se font 10 cm sous la face des dalles et non au-dessus des reprises de bétonnage.

Avec un rapport d'affinité α/q égal à 1.26 la maquette CAMUS I a été dimensionnée, [42] pour un niveau d'accélération de $\alpha \cdot a_N = 0.96 \text{ g}$ correspondant à un facteur $\alpha = 3.85$ et un coefficient de comportement $q = 3.06$. En utilisant une valeur α/q égale à 0.55, la maquette CAMUS II a été dimensionnée, [42] pour un niveau d'accélération de $\alpha \cdot a_N = 0.52 \text{ g}$ correspondant à un facteur $\alpha = 2.1$ et un coefficient de comportement $q = 3.79$.

III-2.2 Dimensionnement de la maquette CAMUS III

La troisième maquette - CAMUS III - ayant la même géométrie que les deux premières maquettes a été dimensionnée selon les règles de l'Eurocode 8 de façon à avoir un moment ultime à la base du mur proche de celui de la maquette CAMUS I. Suivant les principes du

dimensionnement en capacité (« capacity design »), le voile est dimensionné en imposant une rotule plastique à la base du premier niveau en assurant une grande possibilité de ductilité dans cette zone et un comportement élastique des niveaux supérieurs (au-dessus de la zone plastique). Pour simplifier la présentation (le calcul selon l'Eurocode 8 est généralement assez laborieux) le dimensionnement de la maquette CAMUS III sera présenté dans ces traits essentiels :

- l'effort tranchant à la base du bâtiment est donné par $F_b = S_d(T_1) \times W$, où $S_d(T_1)$ est l'ordonnée du spectre de dimensionnement correspondant à la période fondamentale T_1 et W est le poids total du bâtiment. L'évaluation du coefficient de comportement (pour la maquette CAMUS III, $q = 2.55$, classe de ductilité DCM) permet de calculer la valeur spectrale et par voie de conséquence l'effort tranchant à la base. Cet effort est ensuite réparti en fonction de la hauteur de la maquette, la distribution des forces ayant la forme d'un triangle inversé. L'action sismique est représentée ainsi par des forces statiques équivalentes appliquées à chaque niveau dans la direction horizontale,
- pour tenir compte des incertitudes de calcul, le diagramme des moments fléchissants de calcul (M_s) issu de cette distribution de forces est enveloppé par une distribution linéaire. En décalant ce diagramme vers le haut avec la longueur critique (la hauteur d'un étage dans ce cas) on obtient ensuite le diagramme du moment sollicitant ou de dimensionnement (M_{sd}). De manière similaire, le diagramme de l'effort tranchant de calcul V_s est majoré en le multipliant par le coefficient $\epsilon = 1.4$ pour arriver au diagramme de l'effort tranchant de dimensionnement V_{sd} . Pour calculer ϵ , il faut d'abord connaître le moment résistant M_{rd} , après avoir déterminé le ferrailage vertical effectif.
- les vérifications vis-à-vis du moment fléchissant et celles de résistance à l'effort tranchant permettent finalement de calculer le ferrailage vertical et horizontal ainsi que les armatures de confinement à prévoir.

III-2.3 Caractéristiques des maquettes CAMUS

Les 3 maquettes CAMUS représentent un modèle de bâtiment à l'échelle 1/3. Elles sont composées chacune de 2 murs porteurs sans ouvertures, liés ensemble par 6 planchers, plus une longrine inférieure ancrée à la table vibrante (Figure III.1), [44]. Les murs ont chacun une hauteur de 5.10 m, une longueur de 1.70 m et une épaisseur de 6 cm. La longrine inférieure a une longueur de 2.10 m, une hauteur de 0.60 m et une épaisseur de 10 cm. Les voiles ont été

coulés en deux temps (coulée de la longrine et des deux niveaux 2 et 4 + coulée des niveaux 1,3 et 5) afin de simuler les reprises de bétonnage à chaque étage. Les planchers sont tous identiques et ont pour dimensions: largeur = 1.7 m, longueur = 1.7 m, épaisseur = 21 cm. Une couche de mortier d'épaisseur d'environ 1 cm a été injectée entre la table vibrante et la partie inférieure de la longrine.

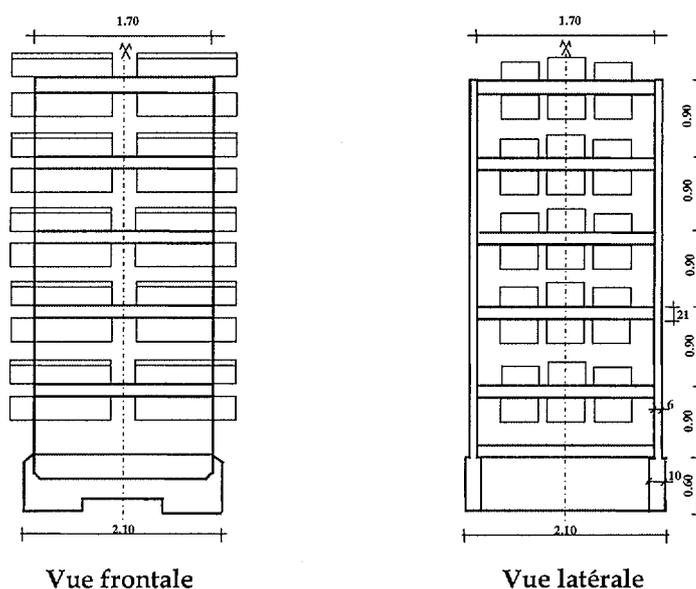


Figure III.1: Description schématique de la maquette CAMUS.

Des masses supplémentaires ont été ajoutées à la partie supérieure et inférieure de chaque plancher (sauf le rez-de-chaussée) afin de tenir compte de la loi de similitude et surtout d'imposer une charge normale voisine de la contrainte verticale normalement rencontrée à la base des bâtiments classiques (1.6 MPa). La masse totale de chaque maquette est estimée à 36 tonnes. Le tableau III.1 donne les masses des divers composants de la maquette. Les quantités de ferrailage sont données dans le tableau III.2 et les détails de ferrailage sont reportés en Annexe. Il est à remarquer que le ferrailage vertical de flexion pour la maquette CAMUS II est minimal ($1\phi 4.5$ entre le 2^{ème} et le 5^{ème} niveau et $1\phi 4.5+1\phi 5$ au 1^{er} niveau). La quantité de ferrailage de la maquette CAMUS III est nettement supérieure à celle utilisée pour la première maquette, les différences de ferrailage étant sensiblement visibles dans les niveaux supérieurs. La résistance à l'effort tranchant est assurée par 2 nappes d'aciers horizontaux ($\phi 4.5/175$ mm).

| Elément de structure | Masse (kg) | Masse totale (kg) |
|---------------------------------------|--------------|-------------------|
| Voile (5 étages) | 1100 x 2 | 2200 |
| Longrine | 1422 + 1390 | 2812 |
| Plancher seul | 1316 | |
| Bloc de béton (épaisseur 250 mm) | 240 x 6 | |
| Bloc de béton (épaisseur 300 mm) | 288 x 6 | |
| Bloc en acier | 628 x 4 | |
| Masse totale pour un plancher courant | 6036 x 5 | 30180 |
| Contreventement latéral | 214 x 5 + 48 | 1118 |
| Masse totale | | 36310 |

Tableau III.1: Bilan des masses.

| CAMUS I | | |
|------------------------|---|--|
| Niveaux | En extrémité des murs | Ferrailage central |
| 5 ^{ème} étage | $1\phi 4.5 = 15.9 \text{ mm}^2$ | $4\phi 5 = 78.4 \text{ mm}^2$ |
| 4 ^{ème} étage | $1\phi 6 = 28.2 \text{ mm}^2$ | $4\phi 5 = 78.4 \text{ mm}^2$ |
| 3 ^{ème} étage | $1\phi 6 + 1\phi 8 + 1\phi 4.5 = 94.4 \text{ mm}^2$ | $4\phi 5 + 2\phi 4.5 = 110 \text{ mm}^2$ |
| 2 ^{ème} étage | $2\phi 6 + 2\phi 8 + 2\phi 4.5 = 189 \text{ mm}^2$ | $4\phi 5 + 2\phi 4.5 + 2\phi 6 = 138 \text{ mm}^2$ |
| 1 ^{er} étage | $4\phi 8 + 2\phi 6 + 2\phi 4.5 = 289 \text{ mm}^2$ | $4\phi 5 + 2\phi 4.5 + 2\phi 6 = 138 \text{ mm}^2$ |
| CAMUS II | | |
| Niveaux | En extrémité des murs | Ferrailage central |
| 5 ^{ème} étage | $1\phi 4.5 = 15.9 \text{ mm}^2$ | néant |
| 4 ^{ème} étage | $1\phi 4.5 = 15.9 \text{ mm}^2$ | néant |
| 3 ^{ème} étage | $1\phi 4.5 = 15.9 \text{ mm}^2$ | néant |
| 2 ^{ème} étage | $1\phi 4.5 = 15.9 \text{ mm}^2$ | néant |
| 1 ^{er} étage | $1\phi 4.5 + 1\phi 5 = 35.5 \text{ mm}^2$ | néant |
| CAMUS III | | |
| Niveaux | En extrémité des murs | Ferrailage central |
| 5 ^{ème} étage | $2\phi 8 + 2\phi 4.5 = 132 \text{ mm}^2$ | $2 \times 5\phi 4.5/200 = 159 \text{ mm}^2$ |
| 4 ^{ème} étage | $4\phi 8 + 2\phi 4.5 = 233 \text{ mm}^2$ | $2 \times 5\phi 4.5/200 = 159 \text{ mm}^2$ |
| 3 ^{ème} étage | $4\phi 8 + 2\phi 4.5 = 233 \text{ mm}^2$ | $2 \times 5\phi 4.5/200 = 159 \text{ mm}^2$ |
| 2 ^{ème} étage | $4\phi 8 + 2\phi 6 + 2\phi 4.5 = 289 \text{ mm}^2$ | $2 \times 5\phi 4.5/200 = 159 \text{ mm}^2$ |
| 1 ^{er} étage | $4\phi 8 + 2\phi 6 + 2\phi 4.5 = 289 \text{ mm}^2$ | $2 \times 5\phi 4.5/200 = 159 \text{ mm}^2$ |

Tableau III.2: Ferrailage des maquettes CAMUS.

Les caractéristiques des aciers utilisés pour les maquettes CAMUS I et II, et pour la maquette CAMUS III sont données dans les tableaux III.3 et III.4. Pour les différents diamètres utilisés on peut constater une certaine dispersion de la limite élastique conventionnelle (à 0.2% d'allongement plastique rémanent), mais surtout de faibles valeurs d'allongement à la rupture. Ces faibles caractéristiques « interdiraient » l'utilisation de ces aciers pour les classes de ductilité plus élevée (DCM et DCH de l'Eurocode 8), à l'exception des aciers de diamètre 8 mm de la maquette CAMUS III qui ont des allongements au pic et des propriétés d'érouissage bien meilleures. Pour les maquettes CAMUS I et II, les barres de diamètre $\phi 4.5$ et $\phi 5$ sont des « tréfilés » ne comportant que de légères ondulations de surface, avec des qualités d'adhérence beaucoup plus faibles que celles des barres HA. Les aciers de diamètres 6 mm et 8 mm ainsi que la plupart des aciers utilisés pour la maquette CAMUS III sont des barres laminées nervurées aux qualités d'adhérence similaires à celles de type HA.

| ϕ (mm) | Type | f_e (MPA) | f_r (MPA) | A_{gt} (%) |
|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|
| 4.5 | Tréfilé ondulé | 465 | 520 | 2.5 |
| 5 | Tréfilé ondulé | 570 | 605 | 2.5 |
| 6 | HA | 515 | 565 | 5.5 |
| 8 | HA | 430 | 455 | 5.0 |

Tableau III.3: Caractéristiques des aciers des maquettes CAMUS I et II.

| ϕ (mm) | Type | f_e (MPA) | f_r (MPA) | A_{gt} (%) |
|----------------|------|----------------|----------------|-----------------|
| 4.5 | HA | 563 | 581 | 2.18 |
| 5 | HA | 631 | 646 | 0.93 |
| 6 | HA | 593 | 625 | 3.38 |
| 8 | HA | 486 | 587 | 16.8 |

Tableau III.4: Caractéristiques des aciers de la maquette CAMUS III.

f_e – limite d'élasticité conventionnelle à 0.2% d'allongement plastique rémanent

f_r – contrainte de rupture

A_{gt} – allongement correspondant à f_r

Un micro béton type C20 (taille maximale des granulats 10 mm) a été choisi à l'origine pour être au plus près des caractéristiques classiques rencontrées dans les cas réels, à savoir:

- Contrainte limite de compression de 25 MPa,
- Module de Young de 28000 MPa.

Les caractéristiques mécaniques du béton ont été vérifiées [45] par des essais sur des éprouvettes $\Phi 160 \times 320$ mm fabriquées en même temps que les murs. Les principaux résultats reportés dans le tableau III.5 (valeurs moyennes) montrent, que les caractéristiques du béton sont supérieures à celles désirées dans le cas de la maquette CAMUS I. Les caractéristiques du béton correspondant à la deuxième maquette, sont plus faibles que celles de la première maquette, comme le montre le tableau III.6, mais elles sont très proches de celles envisagées initialement. Pour la troisième maquette les essais sur éprouvettes [46] ont fourni les résultats suivants (valeurs moyennes): résistance de compression $f_{cj} = 39.6$ MPa, module de Young $E = 31139$ MPa. La résistance en traction n'est pas fournie.

| Mur | Numéro de coulée | Age (jours) | Résistance de compression f_{cj} (MPa) | Résistance au fendage f_{ij} (MPa) | Module de Young E (MPa) |
|--------|------------------|-------------|--|--------------------------------------|-------------------------|
| Droit | 1 | 63 | 35.0 | 3.80 | 30700 |
| | 2 | 61 | 38.2 | 3.90 | 31400 |
| Gauche | 1 | 55 | 37.4 | 4.0 | 32500 |
| | 2 | 50 | 30 | 3.60 | 28000 |

Tableau III.5: Caractéristiques mécaniques moyennes du béton pour la maquette CAMUS I.

| Mur | Numéro de coulée | Age (jours) | Résistance de compression f_{cj} (MPa) | Résistance au fendage f_{ij} (MPa) | Module de Young E (MPa) |
|--------|------------------|-------------|--|--------------------------------------|--------------------------|
| Droit | 1 | 216 | 26.6 | 3.01 | 25000 -27500 (estimé) |
| | 2 | 213 | 23.0 | 2.75 | |
| Gauche | 1 | 207 | 25.5 | 3.20 | |
| | 2 | 203 | 29.8 | 3.47 | |

Tableau III.6: Caractéristiques mécaniques moyennes du béton pour la maquette CAMUS II.

III-2.4 Programme de chargement

Le choix d'une similitude en accélération et d'un facteur d'échelle égal à 3 nécessitent la contraction de l'échelle des temps. La majorité des essais a été effectuée avec un accélérogramme artificiel déduit du spectre Nice S1 des règles PS92 et contracté par le facteur $\sqrt{1/3}$ (Figure III.2). Les maquettes CAMUS I et III ont fait l'objet d'essais complémentaires permettant la comparaison entre un séisme de type proche et un séisme lointain. Les signaux naturels de type proche dits de San Francisco et de Melendy Ranch ont été appliqués aux maquettes CAMUS I et III respectivement. Ces derniers signaux ont une intensité plus forte, une durée assez courte et sont plus riches en hautes fréquences (Figures III.3, III.4 et III.5).

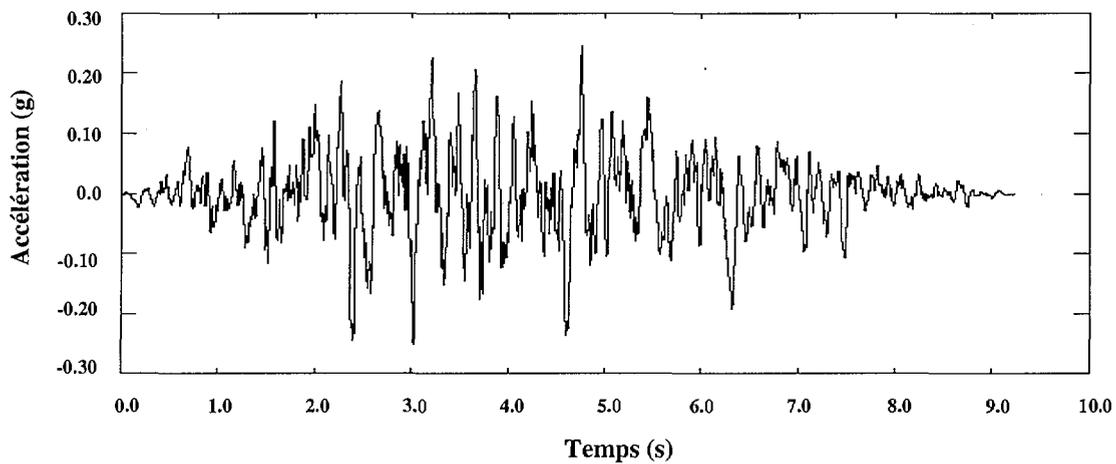


Figure III.2: Accélérogramme de Nice S1 ($a_{\max} = 0.25g$).

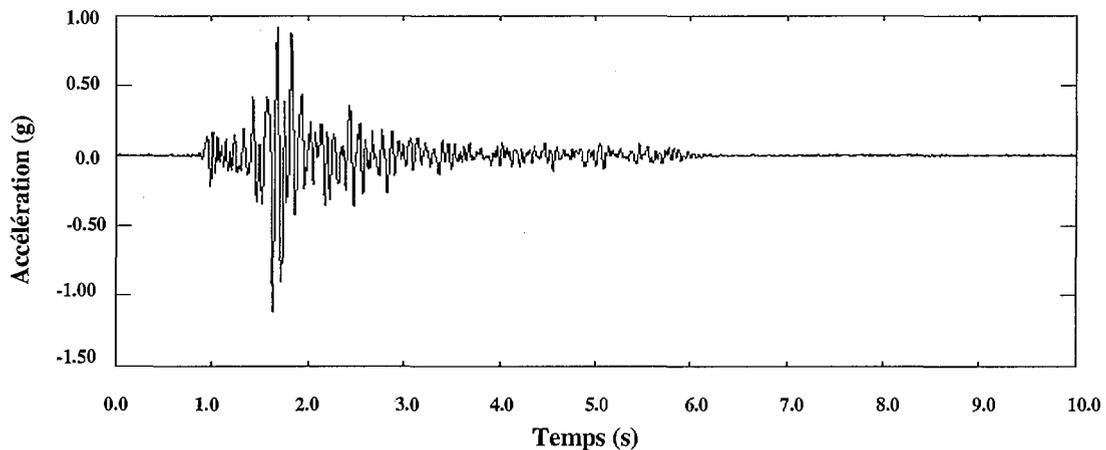


Figure III.3: Accélérogramme de San Francisco ($a_{\max} = 1.11g$).

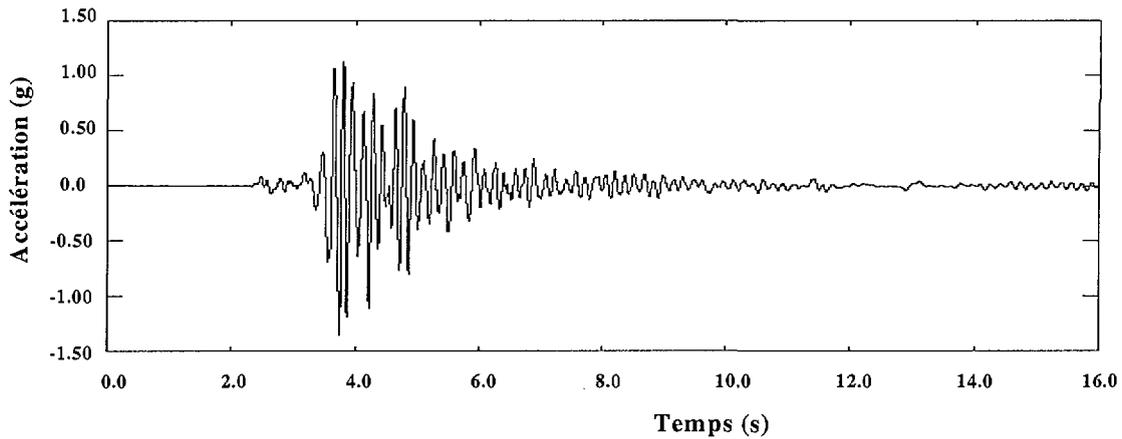


Figure III.4: Accélérogramme de Melendy Ranch ($a_{\max} = 1.375g$).

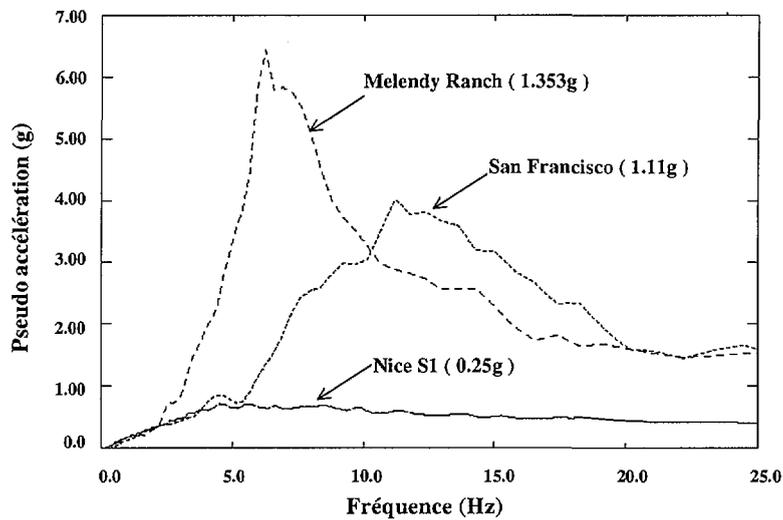


Figure III.5: Spectres des 3 signaux (5% d'amortissement).

Les niveaux réalisés durant la campagne d'essais ont été les suivants:

CAMUS I : Nice 0.24g (CAMUS 02), San Francisco 1.11g (CAMUS14),
Nice 0.24g (CAMUS 16), Nice 0.40g (CAMUS 17), Nice 0.71g (CAMUS 19).

CAMUS II : Nice 0.10g (CAMUS 31), Nice 0.23g (CAMUS 33), Nice 0.52g (CAMUS 35),
Nice 0.51g (CAMUS 36).

CAMUS III : Nice 0.42g, Nice 0.22g, Melendy Ranch 1.35g, Nice 0.64g , Nice 1.0g.

III-3 CHOIX DE MODELISATION

III-3.1 Considérations préliminaires

La sollicitation est horizontale et parallèle aux plans des voiles dont l'élanement ($h/l = 2.7$) est voisin de 3. Une demi-maquette est modélisée avec une approche locale biaxiale, comportant un seul maillage ramené dans le plan médian du voile, les caractéristiques des matériaux étant celles qui correspondent à l'unité de l'épaisseur. Les études numériques effectuées dans le cadre du programme de recherche CAMUS [47] ont montré clairement l'importance des conditions aux limites, le comportement structurel étant fortement influencé par la souplesse de la table et la liaison table-maquette. Le premier effet peut être facilement considéré dans le cadre d'une description éléments finis, en modélisant la table vibrante et ses appuis. Par contre, l'effet de la liaison table-maquette, ne peut être évalué qu'à partir des résultats d'essais préliminaires. Deux capteurs (dz0g1 et dz0g2) [48] mesurant l'ouverture du joint entre la table et la maquette ont donné, pour l'ensemble des essais de la première maquette CAMUS, des signaux symétriques, ayant une fréquence identique à celle du mouvement horizontal. La forme symétrique de ces signaux, semble écarter l'hypothèse d'un encastrement parfait en faveur plutôt d'une hypothèse de liaison élastique entre la maquette et la table. Afin de modéliser cette liaison imparfaite, une couche d'éléments finis de faible épaisseur, liant les nœuds de la partie inférieure du maillage de la maquette aux nœuds de la partie supérieure du maillage de la table est considérée. Cette couche a un comportement élastique, avec un module de Young calé sur la première fréquence propre mesuré avant essai. Dans le cas de la maquette CAMUS II, afin de mieux rendre compte de l'orientation des fissures horizontales initiales, les reprises de bétonnage sont modélisées par des relations de contact unilatéral. En effet, parmi les trois maquettes étudiées, la maquette CAMUS II présente le pourcentage de ferrailage minimal et une approche « contact » nous a paru être capable de mieux représenter le caractère discret du comportement réel. Dans la direction verticale, des conditions unilatérales de contact sont donc considérées entre les nœuds voisins situés sur la ligne des reprises de bétonnage tandis que le déplacement horizontal relatif entre les mêmes nœuds est bloqué.

III-3.2 Maillages

Le voile, la longrine, les dalles, la couche de contact table-maquette et la table vibrante ont été représentés par des éléments de membrane à quatre nœuds (quatre points de Gauss) à interpolation bilinéaire des déplacements. Les masses additionnelles ont été modélisées par le même type d'élément fini pour permettre la prise en compte des inerties de rotation. La table repose sur quatre appuis (dans la modélisation 2-D les deux appuis au centre sont confondus) la raideur de chaque appui étant celle estimée lors des essais effectués à l'aide des blocs de béton [44]. Un exemple de maillage complet est présenté à la Figure III.6. Le maillage pour le voile a été choisi de façon que la connexion avec les éléments d'acier puisse se faire à une position très proche de la position exacte, conformément aux plans de ferrailage. Ce maillage permet de reproduire les arrêts de barres 20 cm en dessous des dalles, ainsi que les reprises de bétonnage. Des éléments de type barre à deux nœuds ont été utilisés pour représenter les aciers verticaux et horizontaux. Les aciers transversaux (étriers de confinement) ne sont pas représentés dans la modélisation et l'adhérence acier-béton est supposée parfaite dans le cas des maquettes CAMUS I et III. Comme le ferrailage de la maquette CAMUS II ne comportait que des barres avec de très faibles qualités d'adhérence, la liaison acier-béton a été modélisée par l'intermédiaire d'éléments de contact bidimensionnels (quadrilatère à 4 nœuds) avec une épaisseur « radiale » unité. Les maillages 2-D adoptés pour les trois maquettes sont présentés dans les Figures III.7, III.8 et III.9.

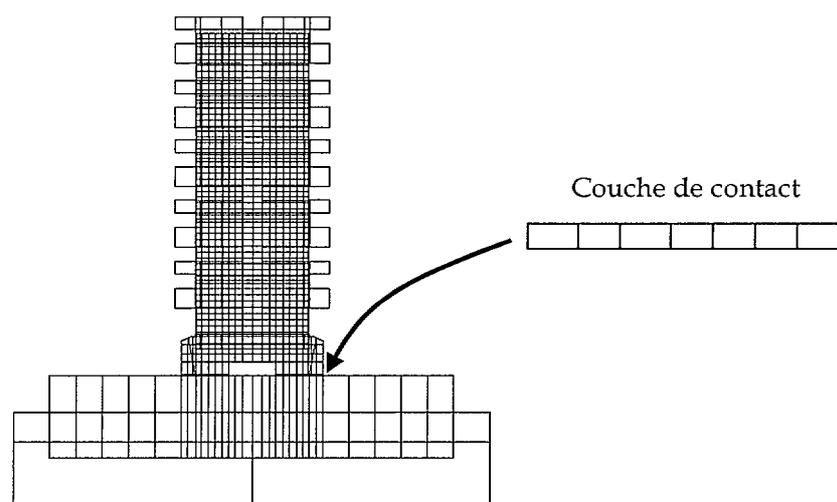


Figure III.6: Maillage 2-D de la maquette CAMUS I.

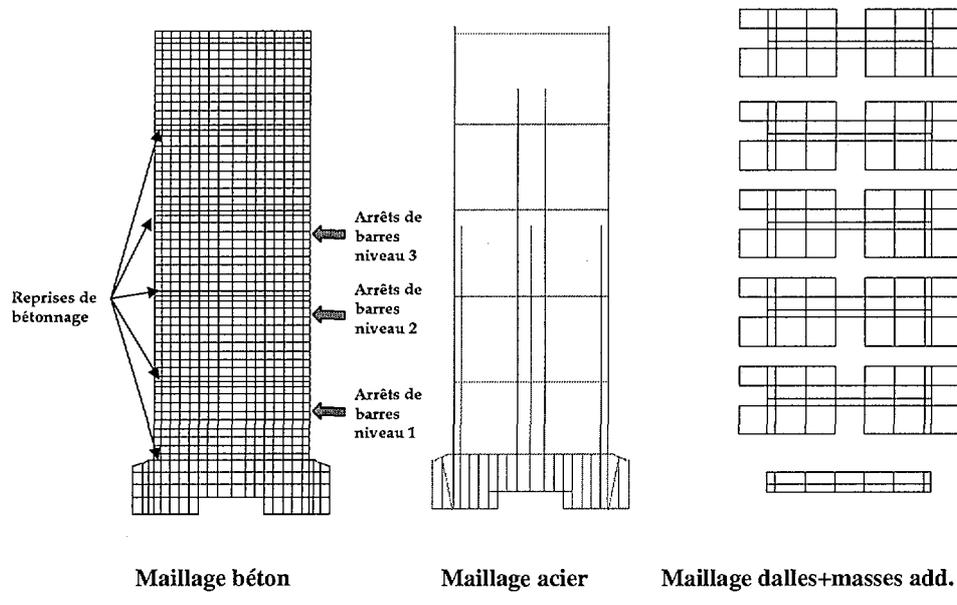


Figure III.7: Parties constituantes du maillage éléments finis de la maquette CAMUS I.

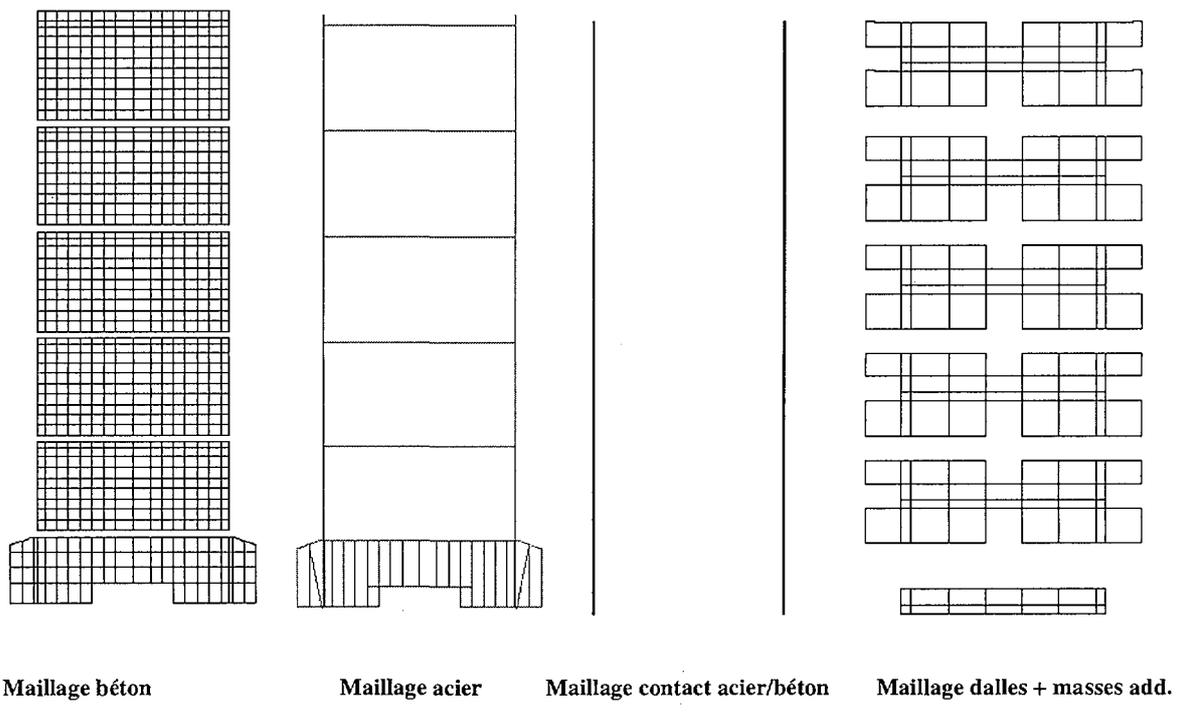


Figure III.8: Parties constituantes du maillage éléments finis de la maquette CAMUS II.

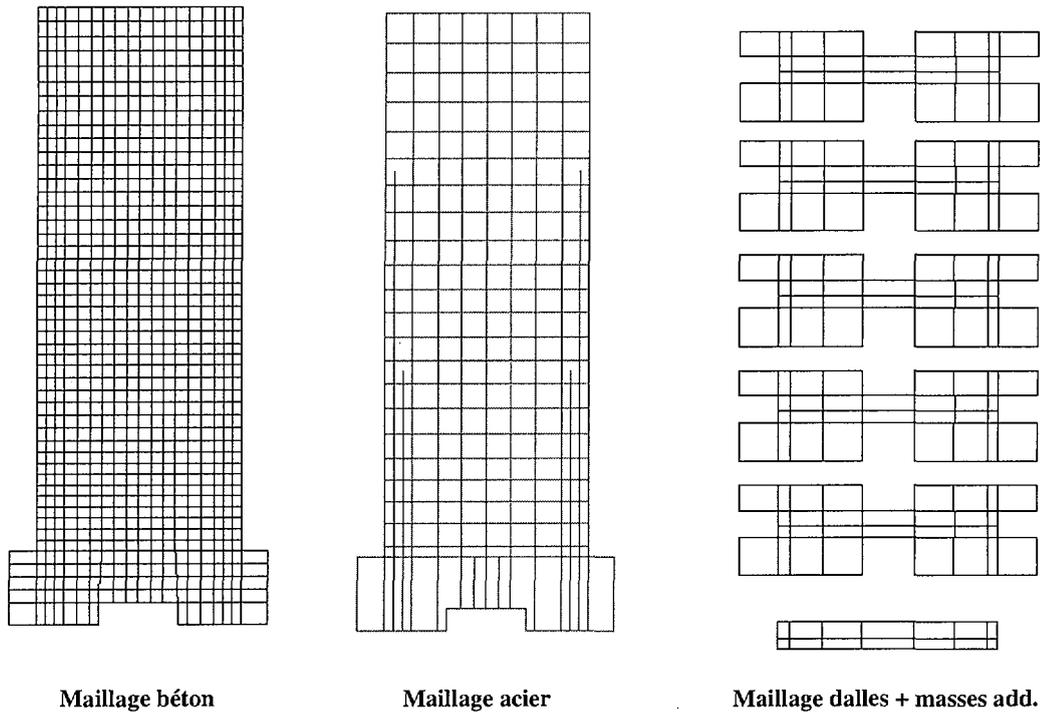


Figure III.9: Parties constituantes du maillage éléments finis de la maquette CAMUS III.

III-3.3 Choix des caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux adoptées dans l'analyse sont basées sur les résultats des essais sur éprouvettes et les codes en vigueur. Elles sont les suivantes :

MAQUETTE CAMUS I

Béton voile :

| | |
|----------------------------|--|
| Module de Young: | $E_B = 30\,000 \text{ MPa,}$ |
| Coefficient de Poisson: | $\nu = 0.20,$ |
| Résistance en compression: | $f_c = 35.0 \text{ MPa,}$ |
| Résistance en traction: | $f_t = 0.5 \text{ MPa (aux reprises de bétonnage),}$ |
| | $f_t = 2.5 \text{ MPa (dans les autres éléments),}$ |

Déformation à rupture en traction: $\epsilon_{ut} = 2.2 \times 10^{-3}$ (aux reprises de bétonnage),
 $\epsilon_{ut} = 1.7 \times 10^{-3}$ (dans les autres éléments),
Déformation à rupture en compression: $\epsilon_{uc} = 8.0 \times 10^{-3}$,
Facteur de transfert de cisaillement $\eta = 0.40$.

Aciers :

Module de Young: $E_A = 200\,000$ MPa,
Limite d'élasticité: $\sigma_E = 465$ MPa (pour l'acier $\phi 4.5$),
 $\sigma_E = 570$ MPa (pour l'acier $\phi 5$),
 $\sigma_E = 515$ MPa (pour l'acier $\phi 6$),
 $\sigma_E = 430$ MPa (pour l'acier $\phi 8$).

Limite de rupture: $\sigma_R = 520$ MPa (pour l'acier $\phi 4.5$),
 $\sigma_R = 605$ MPa (pour l'acier $\phi 5$),
 $\sigma_R = 565$ MPa (pour l'acier $\phi 6$),
 $\sigma_R = 450$ MPa (pour l'acier $\phi 8$).

Déformation à la rupture en traction: $\epsilon_u = 2.5$ % (pour l'acier $\phi 4.5$),
 $\epsilon_u = 2.5$ % (pour l'acier $\phi 5$),
 $\epsilon_u = 5.5$ % (pour l'acier $\phi 6$),
 $\epsilon_u = 5.0$ % (pour l'acier $\phi 8$).

Couche de contact table maquette :

(hauteur = 1cm, épaisseur = 1cm, longueur = 2.10m)

Module de Young: $E_C = 3000$ MPa.
(calé sur la première fréquence propre mesurée avant essai)

MAQUETTE CAMUS II

Béton voile :

Module de Young: $E_B = 25\,000\text{ MPa}$,

Coefficient de Poisson: $\nu = 0.20$,

Résistance en compression: $f_c = 25.0\text{ MPa}$,

Résistance en traction: $f_t = 2.0\text{ MPa}$,

Déformation à rupture en traction: $\epsilon_{ut} = 1.5 \times 10^{-3}$,

Déformation à rupture en compression: $\epsilon_{uc} = 8.0 \times 10^{-3}$,

Facteur de transfert de cisaillement $\eta = 0.40$.

Aciers :

Module de Young: $E_A = 200\,000\text{ MPa}$,

Limite d'élasticité: $\sigma_E = 465\text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 4.5$),

$\sigma_E = 570\text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 5$),

Limite de rupture: $\sigma_R = 520\text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 4.5$),

$\sigma_R = 605\text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 5$),

Déformation à la rupture en traction: $\epsilon_u = 2.5\%$ (pour l'acier $\phi 4.5$),

$\epsilon_u = 2.5\%$ (pour l'acier $\phi 5$).

Couche de contact table maquette :

(hauteur = 1cm, épaisseur = 1cm, longueur = 2.10m)

Module de Young: $E_C = 1000\text{ MPa}$.

(calé sur la première fréquence propre mesurée avant essai)

MAQUETTE CAMUS III

Béton voile :

| | |
|--|--|
| Module de Young: | $E_B = 30\,000 \text{ MPa},$ |
| Coefficient de Poisson: | $\nu = 0.20,$ |
| Résistance en compression: | $f_c = 39.0 \text{ Mpa}$ (béton non confiné), $f_c = 46.8 \text{ Mpa}$ (béton confiné – étage I), $f_c = 42.9 \text{ Mpa}$ (béton confiné – étage II), |
| Résistance en traction: | $f_t = 2.7 \text{ MPa} ,$ |
| Déformation à rupture en traction : | $\epsilon_{ut} = 1.5 \times 10^{-3},$ |
| Déformation à rupture en compression: | $\epsilon_{uc} = 8.0 \times 10^{-3}$ (béton non confiné), $\epsilon_{uc} = 12.0 \times 10^{-3}$ (béton confiné – étage I), $\epsilon_{uc} = 10.0 \times 10^{-3}$ (béton confiné – étage II), |
| Facteur de transfert de cisaillement : | $\eta = 0.40 .$ |

Aciers :

| | |
|----------------------|--|
| Module de Young: | $E_A = 200\,000 \text{ MPa},$ |
| Limite d'élasticité: | $\sigma_E = 565 \text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 4.5$), $\sigma_E = 631 \text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 5$), $\sigma_E = 593 \text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 6$), $\sigma_E = 486 \text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 8$), |
| Limite de rupture: | $\sigma_R = 581 \text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 4.5$), $\sigma_R = 646 \text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 5$), $\sigma_R = 625 \text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 6$), $\sigma_R = 587 \text{ MPa}$ (pour l'acier $\phi 8$). |

Déformation à la rupture en traction: $\epsilon_u = 2.18 \%$ (pour l'acier $\phi 4.5$),
 $\epsilon_u = 0.93 \%$ (pour l'acier $\phi 5$),
 $\epsilon_u = 3.38 \%$ (pour l'acier $\phi 6$),
 $\epsilon_u = 16.8 \%$ (pour l'acier $\phi 8$).

Couche de contact table maquette :

(hauteur = 1cm, épaisseur = 1cm, longueur = 2.10m)

Module de Young: $E_c = 1400 \text{ MPa}$.
(calé sur la première fréquence propre mesurée avant essai)

III-3.4 Chargement

Le chargement est composé du poids propre du voile et des surcharges apportées par les dalles et les masses additionnelles. Les forces verticales correspondant à la partie du poids propre du voile sont appliquées en chaque nœud du maillage voile, proportionnellement à la densité du maillage. D'une manière similaire, les surcharges sont affectées aux nœuds du maillage des dalles et des masses additionnelles (Figure III.9). Ce maillage est superposé à celui du voile et les forces verticales correspondantes sont appliquées au niveau de chaque étage, en imposant des restrictions cinématiques (égalité des déplacements), entre les nœuds voisins situés sur la ligne de jonction dalle-voile. Les masses sont réparties de la même façon que les forces verticales. Les planchers et les masses ont leurs positions réelles et les inerties de rotation sont ainsi implicitement prises en compte.

III-3.5 Analyse modale

Afin d'évaluer l'importance des conditions aux limites, deux types de conditions d'appuis sont considérés dans le cadre d'une analyse modale : soit encastrement parfait entre la base de la maquette et la table, soit contact élastique, avec interposition d'une couche de contact entre

la table et la maquette. Les valeurs des deux premières fréquences propres ainsi calculées sont comparées aux valeurs expérimentales dans les tableaux III.7, III.8 et III.9. L'approche « contact élastique » fournit des fréquences plus proches de celles mesurées et présente l'avantage d'assurer de bonnes conditions initiales avant tout calcul non-linéaire.

| | Encastrement Parfait | Contact élastique ($E_c = 3000$ MPa) | Expérience (Avant essai) |
|------------------|-------------------------|--|------------------------------------|
| MODE 1 (flexion) | 8.50 Hz | 7.19 Hz | 7.24 Hz |
| MODE 2 (pompage) | 23.36 Hz | 22.54 Hz | 20.0 Hz |

Tableau III.7: Fréquences propres pour la maquette CAMUS I.

| | Encastrement Parfait | Contact élastique ($E_c = 1400$ MPa) | Expérience (Avant essai) |
|------------------|-------------------------|--|------------------------------------|
| MODE 1 (flexion) | 8.26 Hz | 6.13 Hz | 6.4 Hz |
| MODE 2 (pompage) | 22.98 Hz | 20.81 Hz | 19.0 Hz |

Tableau III.8: Fréquences propres pour la maquette CAMUS II.

| | Encastrement Parfait | Contact élastique ($E_c = 1400$ MPa) | Expérience (Avant essai) |
|------------------|-------------------------|--|------------------------------------|
| MODE 1 (flexion) | 9.15 Hz | 6.85 Hz | 6.9 Hz |
| MODE 2 (pompage) | 23.63 Hz | 22.01 Hz | 19.0 Hz |

Tableau III.9: Fréquences propres pour la maquette CAMUS III.

III-3.6 Amortissement

Le pourcentage d'amortissement critique correspondant au premier mode de flexion, sous de très faibles sollicitations (essais de bruits blancs) a été déterminé à l'aide de la largeur du pic de résonance [48]. Sa valeur se situe autour de 2%. L'amortissement critique correspondant au deuxième mode (vibrations verticales de l'ensemble table-maquette) n'est pas connu et il

semble que sa valeur soit difficilement mesurable. Cependant, les vibrations à hautes fréquences sont généralement moins amorties que les vibrations à basses fréquences et le choix d'une valeur représentant 50% de l'amortissement horizontal semble être une approximation raisonnable. La méthode de type Rayleigh est alors appliquée pour construire la matrice d'amortissement :

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K],$$

[M] et [K] étant la matrice de masse et de raideur, α et β étant déterminés de façon à obtenir 2% d'amortissement critique sur le premier mode et 1% sur le deuxième.

III-4 SIMULATION DU COMPORTEMENT DE LA MAQUETTE CAMUS I

III-4.1 Résultats globaux

La simulation du comportement sismique de la maquette ne tient pas compte de l'enchaînement des séismes appliqués. Seule le signal NICE S1 avec une accélération maximale de 0.71g imposée lors de l'essai de ruine (CAMUS 19) est considéré. La structure est donc supposée vierge avant l'essai à 0.71g, mais comme l'évolution du déplacement en tête le montre (Figures III.10 et III.11), l'endommagement initial est rapidement « récupéré » dans la première partie de la simulation (4.9 – 7.9s) de façon à atteindre les grands pics dans les mêmes intervalles que l'expérience (7.9-11.4 sec). La comparaison portée sur la Figure III.11 montre d'ailleurs une bonne prédiction du modèle 2-D par rapport à l'expérience avec des légers décalages en fréquence et amplitude qui se situent toutefois dans des limites acceptables. Les mêmes aspects peuvent être observés si on compare avec l'expérience l'évolution des moments fléchissants calculés à la base du premier et deuxième étage (Figure III.12 et III.13). L'évolution de l'effort tranchant n'est pas représentée ici par souci de concision. Cependant, les considérations antérieures restent valables aussi bien dans ce cas.

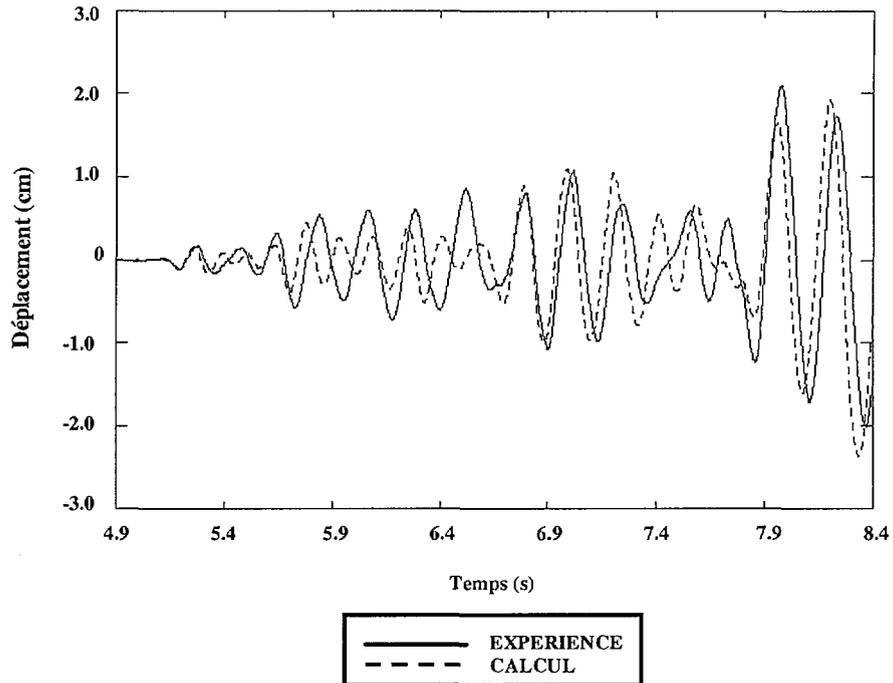


Figure III.10: Evolution du déplacement en tête dans l'intervalle: 4.9-8.4 s.

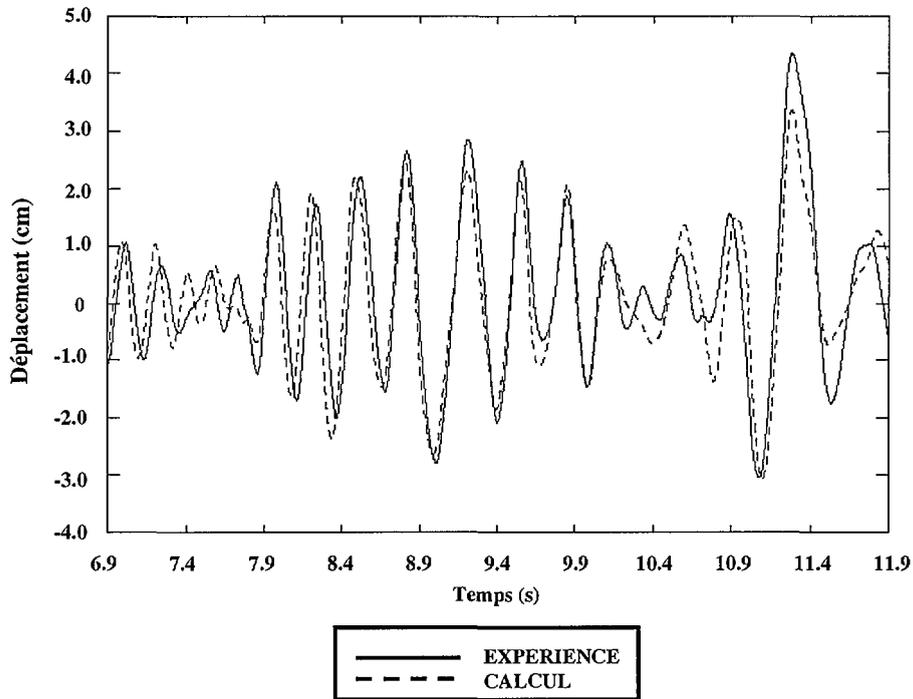


Figure III.11: Evolution du déplacement en tête dans l'intervalle: 6.9-11.9 s.

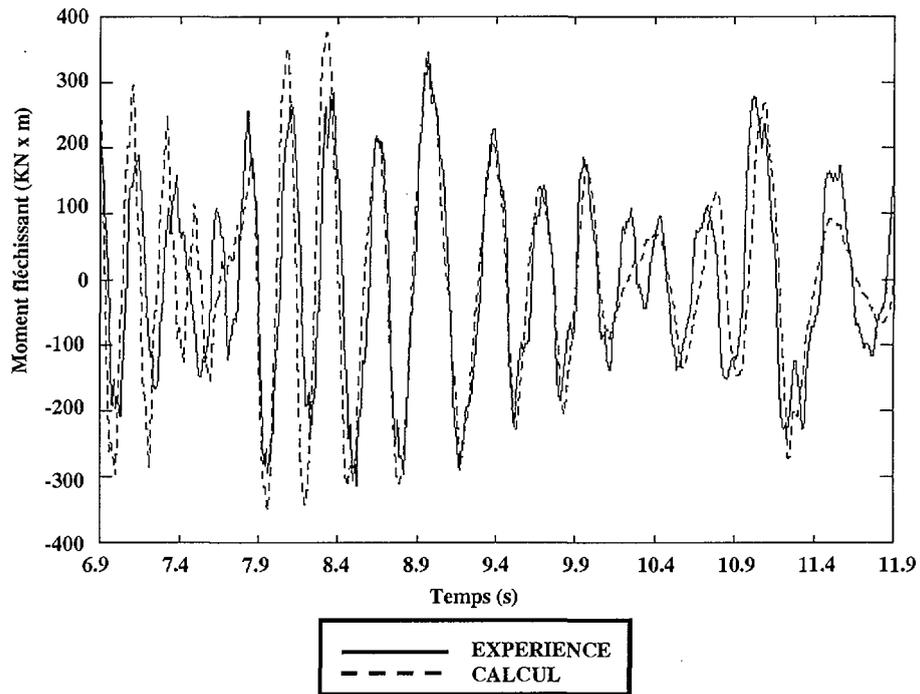


Figure III.12: Evolution du moment fléchissant à la base du premier étage

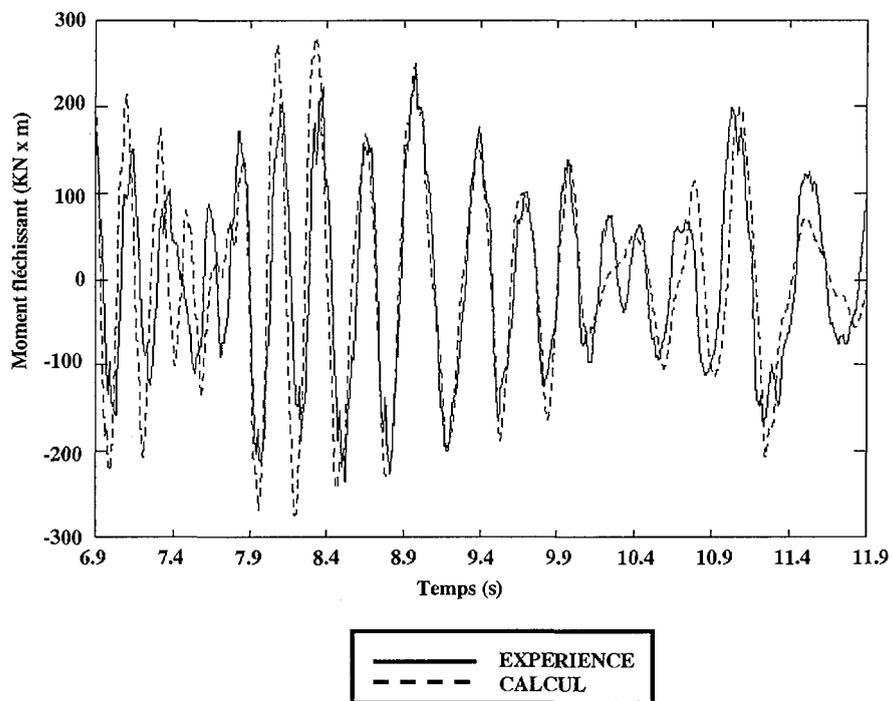


Figure III.13: Evolution du moment fléchissant à la base du deuxième étage.

Les histoires de variation de l'effort normal dynamique au premier et deuxième étage, numériques et expérimentales sont comparées dans les Figures III.14 et III.15. Les variations d'effort normal sont plus importantes dans le cas expérimental : le rapport entre la valeur maximale mesurée et celle calculée est d'environ 1.21 au niveau du premier étage, et 1.1 au niveau du deuxième. Les spectres d'oscillateur à 5% des variations d'effort normal ont été calculés dans les deux cas et sont présentés dans la Figure III.16. La valeur calculée maximale correspond à une fréquence d'environ 19.1 Hz tandis que le maximum expérimental se situe à environ 17.5 Hz. Les écarts constatés se situent dans des limites acceptables si on tient compte de toutes les difficultés associées à une bonne prédiction du comportement structurel dans la direction verticale. En effet, comme cela a été indiqué dans plusieurs rapports de la recherche CAMUS [47], [49] la variation importante de l'effort normal peut être expliquée par l'interaction dynamique entre les directions horizontale et verticale de vibrations. La fissuration du béton et le changement d'axe neutre associés, génèrent un mouvement vertical des masses, qui sont à l'origine d'accélérations verticales et de contraintes normales. La fermeture des fissures de flexion conduit à un accroissement de raideur et la structure est soumise à des « chocs » qui excitent les hautes fréquences. En terme d'effort normal, les résultats numériques obtenus avec le modèle biaxial décrit auparavant en utilisant un amortissement de type Rayleigh et l'algorithme implicite de Newmark, traduisent des tendances semblables à celles expérimentales avec des valeurs maximales proches (écart max. d'environ 20%) de celles mesurées.

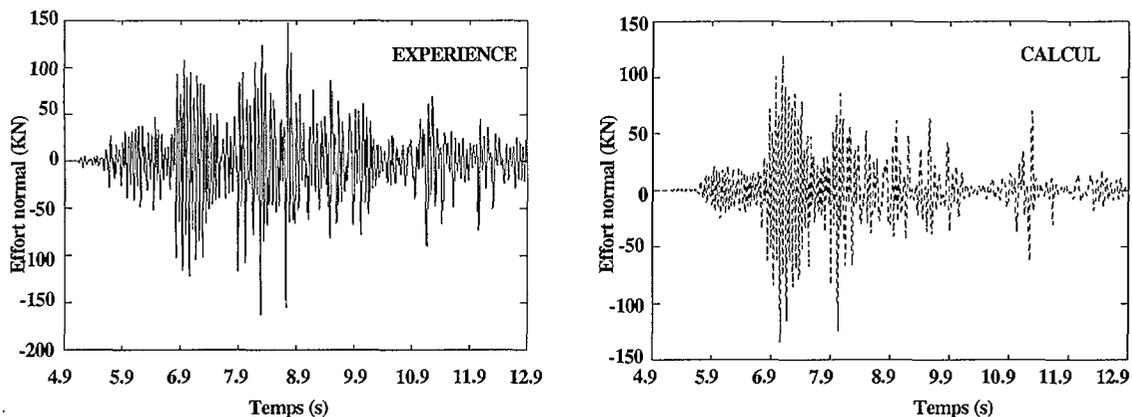


Figure III.14: Evolution de l'effort normal à la base du premier étage.

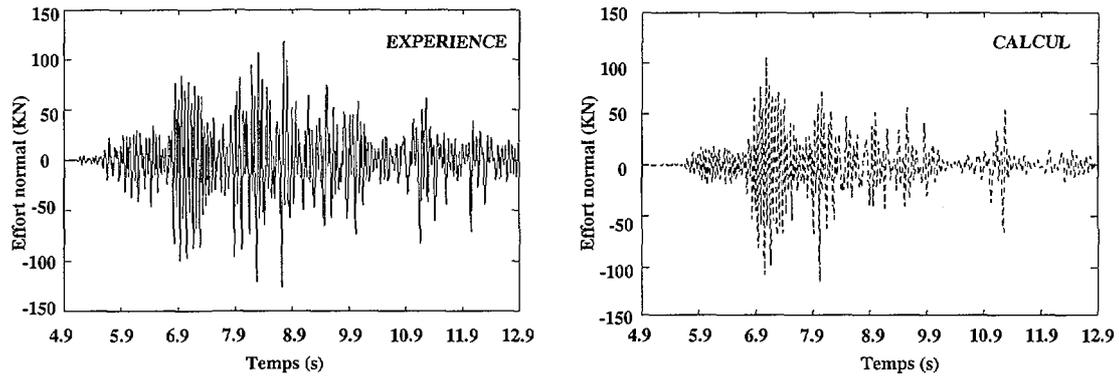


Figure III.15: Evolution de l'effort normal à la base du deuxième étage.

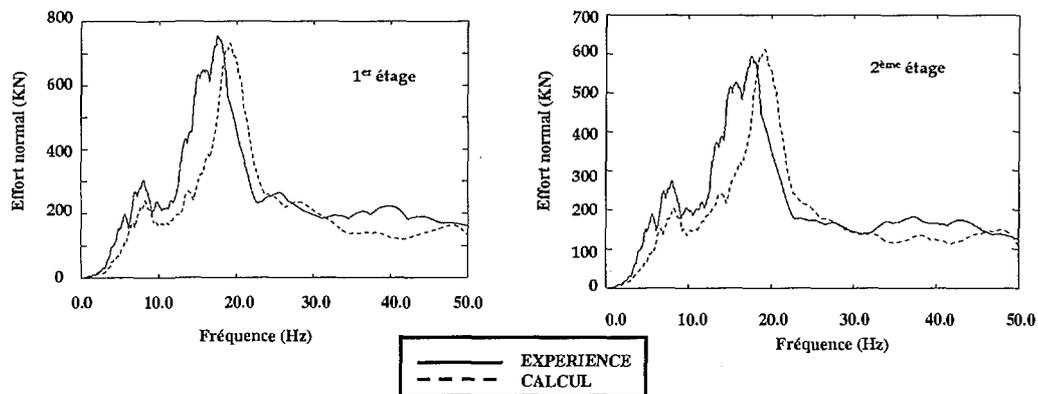


Figure III.16 : Spectre d'oscillateur de variation d'effort normal.

Les jauges de déformations disposées à la base des trois premiers planchers ont permis de mesurer les déformations sur les aciers de flexion ainsi que celles du potelet central. Les résultats comparatifs donnés dans les Figures III.17 et III.18 (qui correspondent aux valeurs mesurées aux extrémités du premier et deuxième étage) sous estiment les déformations mesurées. L'adhérence acier-béton qui n'est pas parfaite, l'effet des séismes précédents (qui peuvent avoir localement une influence plus prononcée) et l'approximation en « continu » des reprises de bétonnage apportée par la modélisation sont quelques facteurs qui peuvent être mis en avant pour expliquer ces différences. D'après les mesures des jauges, les aciers de flexion des deux premiers étages ont eu, lors du dernier essai un comportement quasi-élastique avec peu de plastification. Qualitativement les calculs traduisent des tendances semblables avec un comportement élastique des aciers au premier et deuxième étage. Les mêmes tendances sont constatées en examinant les relations moment-courbure présentées dans les Figures III.19 et

III.20. Au niveau du premier et deuxième étage les courbes (expérimentales et numériques) ont un aspect très pincé avec peu de dissipation.

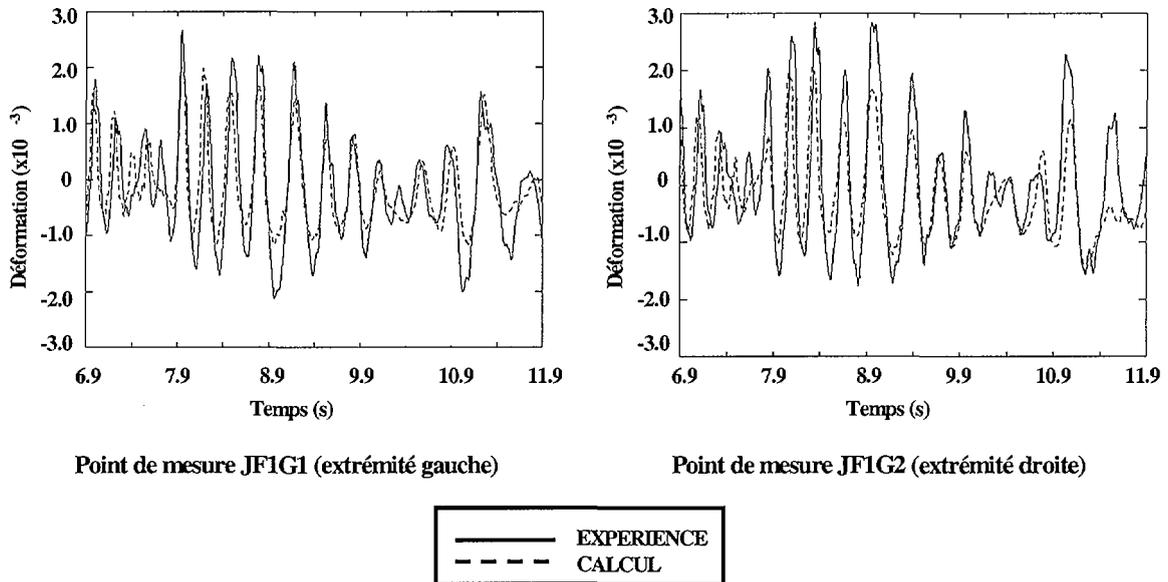


Figure III.17: Evolution de l'allongement dans les aciers extrêmes au niveau des reprises de bétonnage du premier étage.

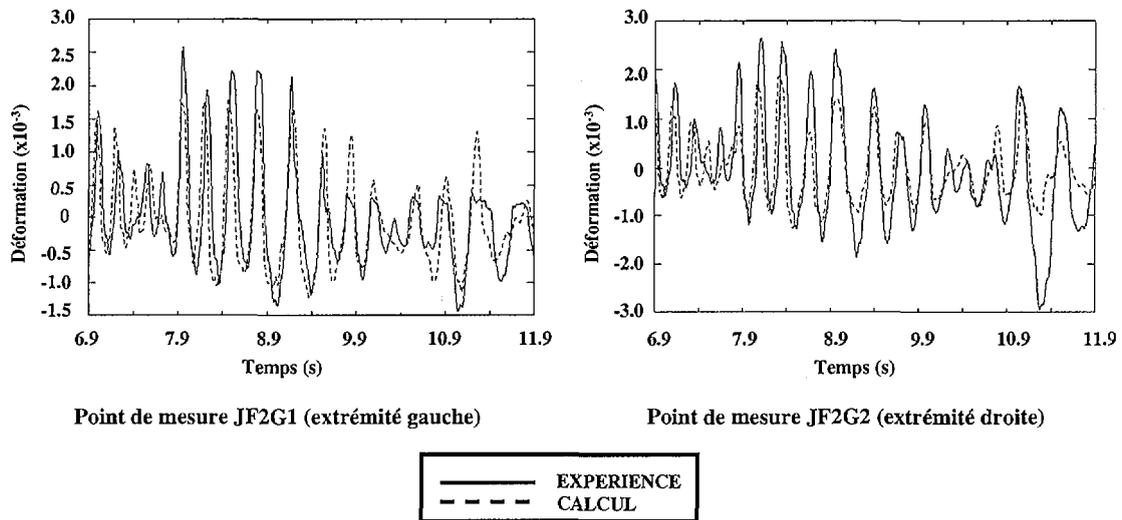


Figure III.18: Evolution de l'allongement dans les aciers extrêmes au niveau des reprises de bétonnage du deuxième étage.

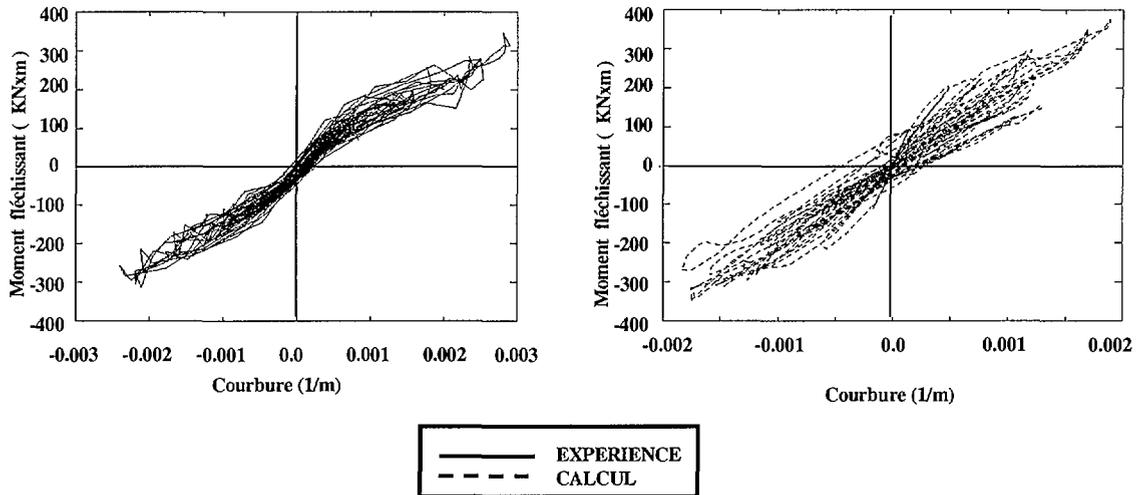


Figure III.19: Relation Moment-Courbure à la base du premier étage.

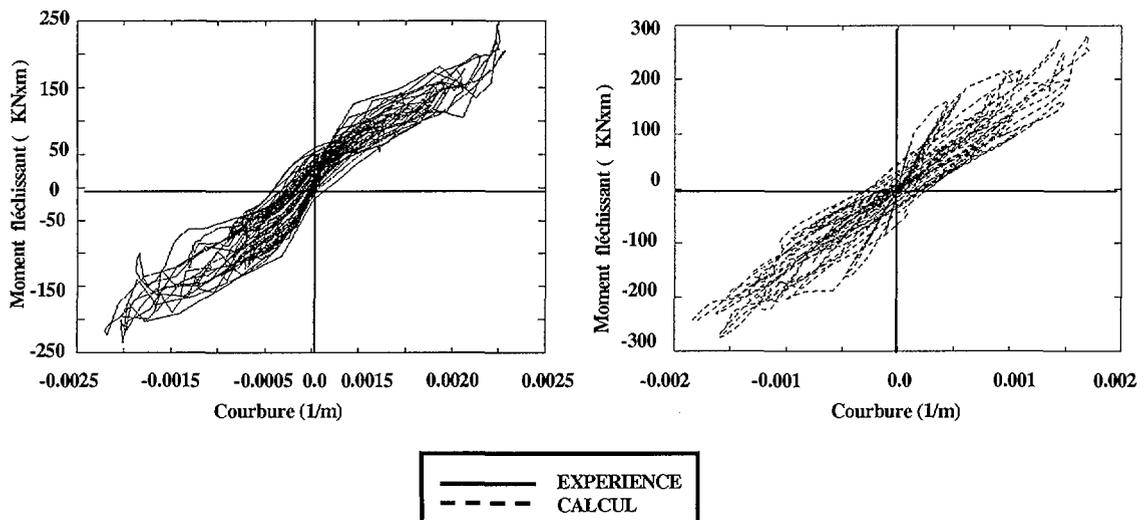


Figure III.20: Relation Moment-Courbure à la base du deuxième étage.

III-4.2 Etats de dégradation et mode de ruine

La capacité de la modélisation à simuler les états ultimes peut être évaluée en examinant les divers états de dégradation au niveau local. S'agissant d'une simulation dynamique le suivi de ces états au cours du temps permet d'avoir un regard plus précis sur l'évolution de certaines

grandeurs qui conditionnent la ruine. La Figure III.21 présente les instants choisis (marqués sur la courbe du déplacement en tête) afin de représenter cette évolution : le point « p » représente le début de plastification des aciers, les points 1, 2, 3 correspondent à quelques pics du déplacement, tandis que le point 4 est situé au dernier pic important atteint durant le dernier essai.

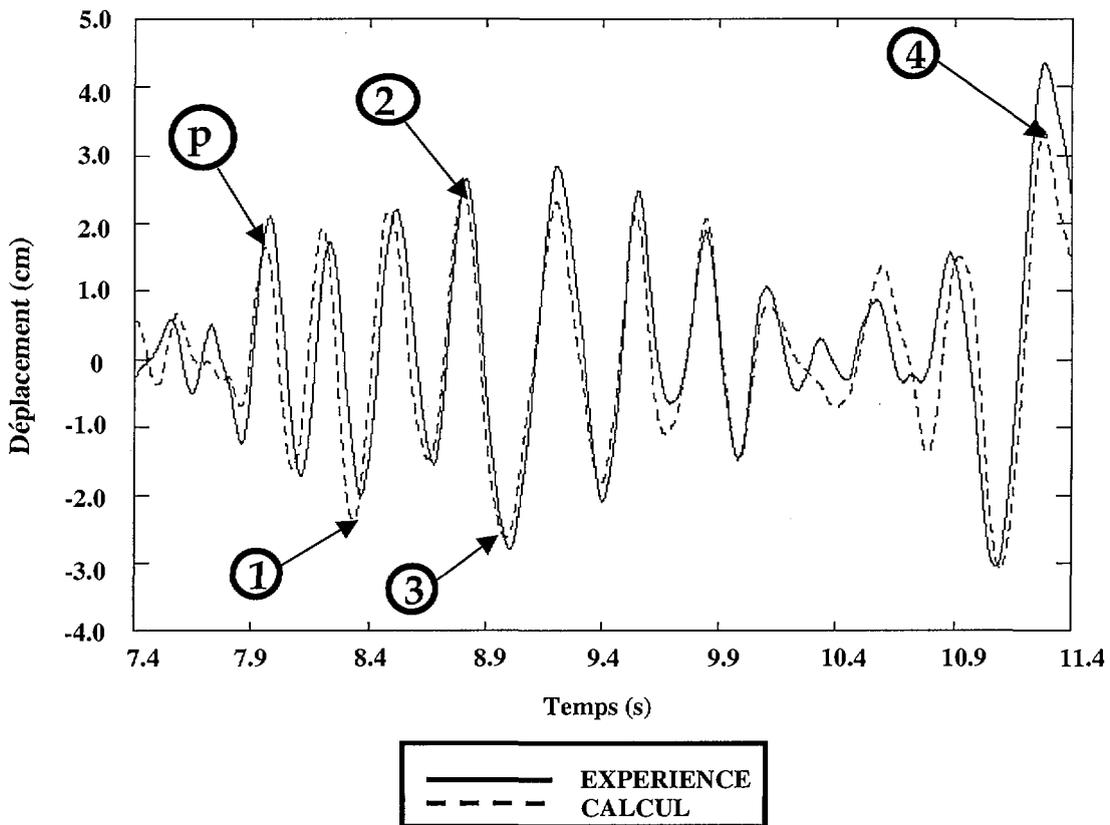


Figure III.21: Instants retenus pour observer l'évolution de l'endommagement.

Les degrés de dégradation atteints à ces instants-là sont caractérisés d'une part par la distribution des déformations dans l'acier tendu situé sur la fibre extrême, d'autre part par les isovaleurs des ouvertures de fissures et par les schémas de fissuration. Dans les Figures III.22 à III.26 la déformation dans l'acier est tracée sur toute la hauteur du bâtiment à partir du premier niveau. Sur les mêmes figures, le tracé des isovaleurs des ouvertures de fissures correspond aux points d'intégration ayant des fissures ouvertes : une fissure est considérée

ouverte si dans le repère de fissuration $\varepsilon_{ouv} = \varepsilon_t - \varepsilon_r - \varepsilon_{lm} > 0$, ε_t étant la déformation totale, ε_r la déformation résiduelle en compression et ε_{lm} la déformation ultime en traction. Enfin pour une meilleure représentation, les schémas de fissuration matérialisent les points d'intégration ayant $\varepsilon_{ouv} > 0.002$ ou $\varepsilon_{ouv} > 0.005$.

La plastification de l'acier débute au niveau des arrêts de barres du deuxième niveau (arrêts de barres 2) (Figure III.22). A cet instant la fissuration est concentrée au niveau des planchers et des arrêts de barres. Des fissures horizontales apparaissent également dans la moitié inférieure du premier et deuxième étage et l'examen du tracé des isovaleurs d'ouverture de fissures montre une distribution des déformations normales à la section sensiblement différente d'une distribution linéaire.

A l'instant «1» (Figure III.23) l'acier situé au niveau des arrêts de barres du premier étage (arrêts de barres 1) est entré lui aussi dans le domaine plastique. Les déformations de l'acier atteignent des valeurs importantes : 1.5×10^{-2} au niveau des arrêts des barres 1 et 2.25×10^{-2} au niveau des arrêts des barres 2. Des fissures inclinées se propagent diagonalement à partir des arrêts de barres, en prolongeant les fissures horizontales de flexion. Les ouvertures de fissures sont maximales au niveau des arrêts des barres 2.

A l'instant «2» (Figure III.24) l'allongement de l'acier extrême situé au niveau des arrêts de barres 2 atteint une valeur proche de 3.5×10^{-2} . Des fissures inclinées se propagent sur la hauteur du deuxième étage et les dommages en traction sont clairement orientés diagonalement. A l'instant «3» (Figure III.25), l'acier atteint une déformation d'environ 4.0×10^{-2} , les dégradations étant concentrées toujours au niveau du deuxième étage. L'instant «4» (Figure III.26) montre l'état de dégradation atteint au dernier pic important de l'essai. Les principales dégradations sont concentrées au niveau du deuxième étage et se caractérisent par :

- une déformation de l'ordre de 5.0×10^{-2} dans l'acier extrême situé au niveau des arrêts des barres 2,
- une fissuration de cisaillement prononcée et une distribution des dommages en traction suivant une direction diagonale.

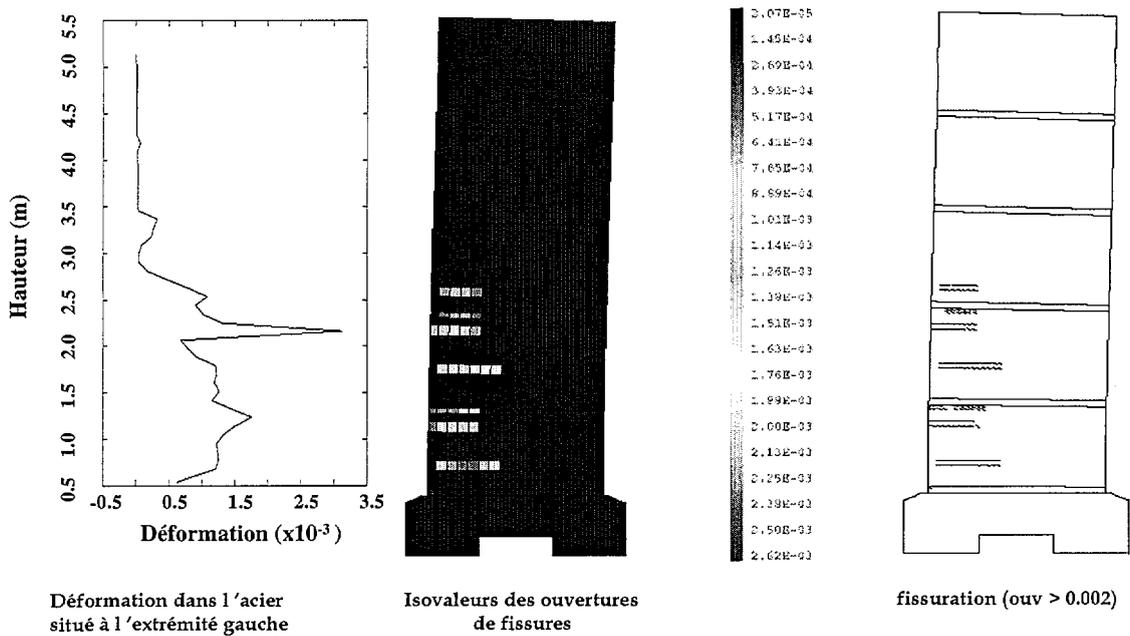


Figure III.22: Etat de dégradation à l'instant «p»:
 (t = 7.93 s, Déplacement en tête = +1.29 cm)

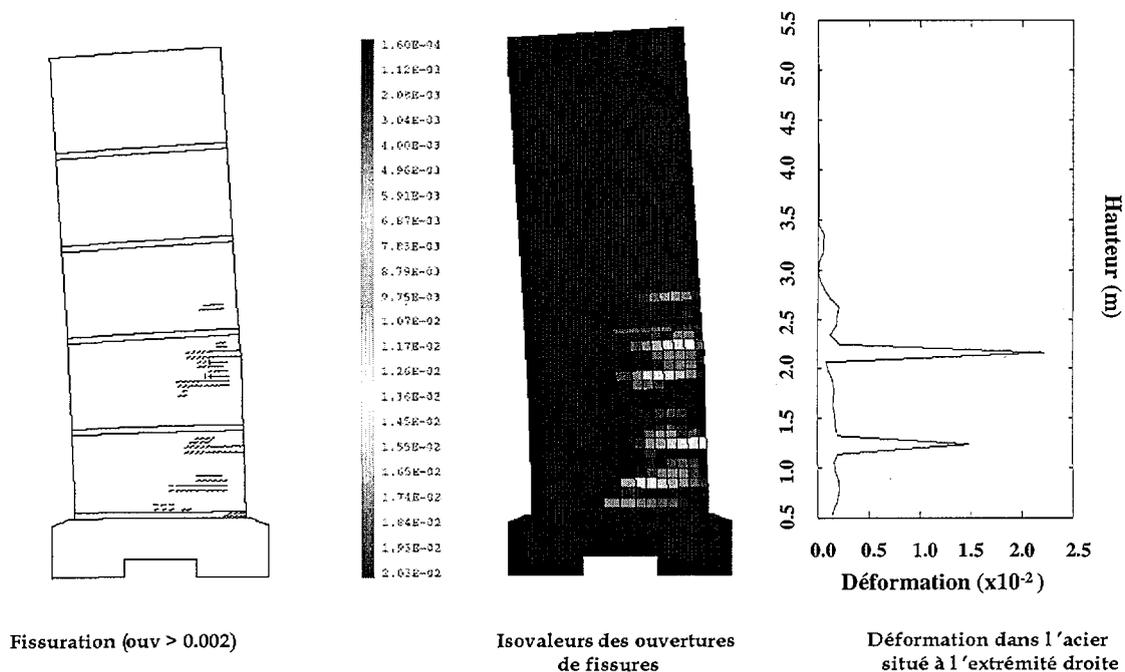


Figure III.23: Etat de dégradation à l'instant «l»:
 (t = 8.36 s, Déplacement en tête = -2.35 cm).

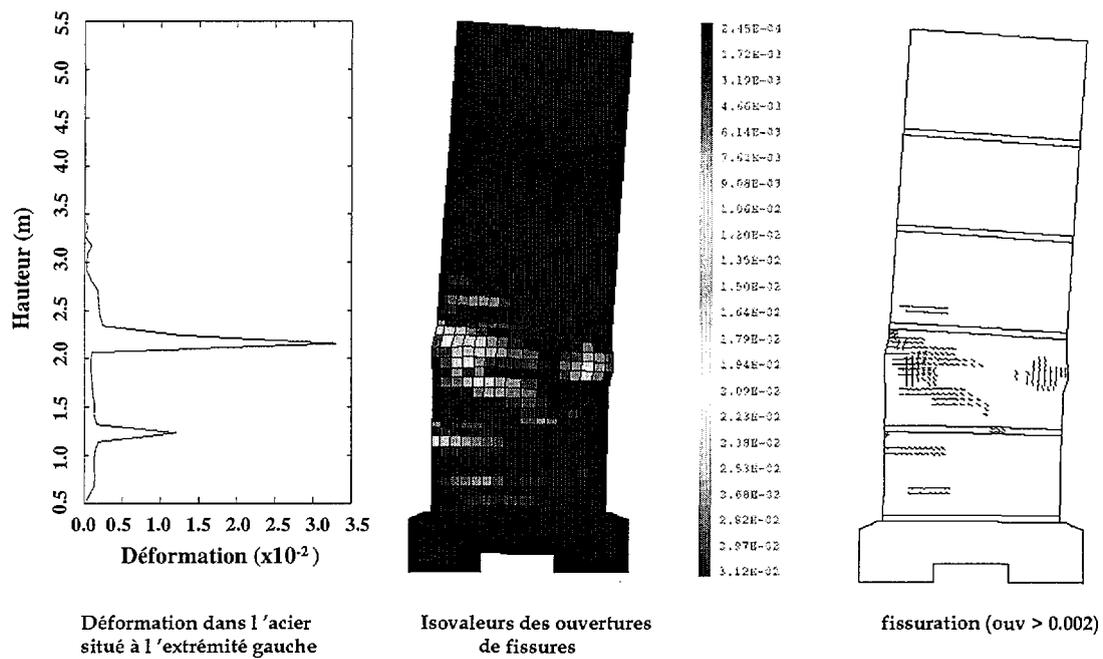


Figure III. 24: Etat de dégradation à l'instant «2»:
($t = 8.81$ s, Déplacement en tête = +2.48 cm).

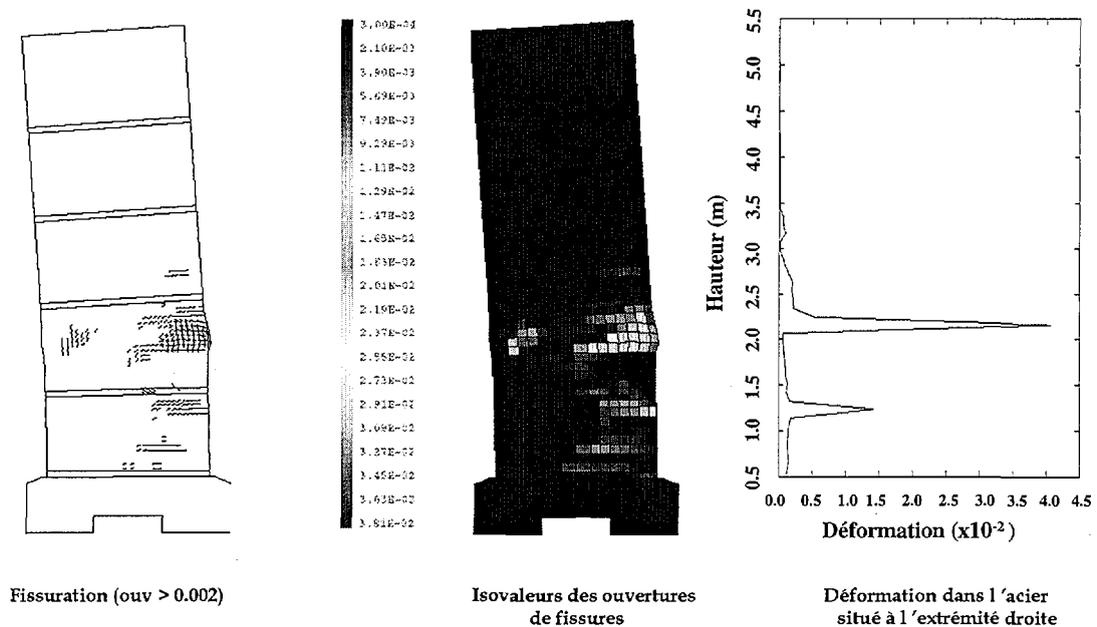


Figure III.25: Etat de dégradation à l'instant «3»:
($t = 9.0$ s, Déplacement en tête = -2.63 cm).

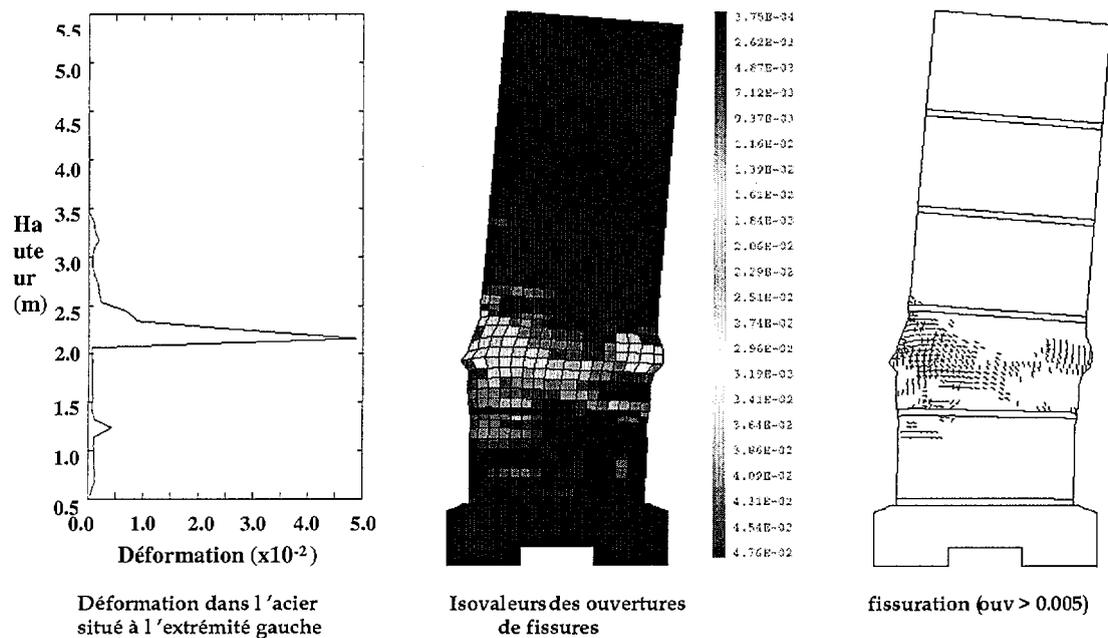


Figure III.26: Etat de dégradation à l'instant «4»:
($t = 11.3$ s, Déplacement en tête = +3.34 cm).

L'analyse des informations numériques locales traduisant les états successifs de dégradation de la structure permet d'évaluer la capacité du modèle à prédire les états limite ultimes. D'après ces résultats locaux, le comportement de la maquette est nettement influencé par une forte localisation des déformations au niveau des arrêts des barres du deuxième étage et par l'apparition des fissures inclinées dues à l'effort tranchant. Ce comportement est en bon accord avec le fonctionnement observé lors du dernier essai (CAMUS19) : apparition des fissures « en éventail » traduisant une amorce de fonctionnement en treillis suivie d'un mécanisme de rupture prédominant en flexion avec rupture des barres au niveau des arrêts du deuxième étage [45]. La Figure III.27, qui présente la fissuration expérimentale à la fin de l'essai, illustre bien ce type de fonctionnement. Les schémas de fissuration présentés dans les Figures III.22 à III.26 montrent une bonne prédiction de l'état de fissuration, les fissures inclinées dues à l'effort tranchant étant bien représentées. Qualitativement, les calculs présentent des tendances semblables à l'expérience et la cinématique de basculement alterné observé lors de l'essai semble être bien simulée. De ce point de vue, on peut remarquer que la valeur maximale de l'allongement de l'acier calculée au niveau des arrêts de barres du deuxième étage (Figure III.26) est largement supérieure à la déformation limite de l'acier de diamètre $\phi 4.5$ (2.5%) et elle est très proche de celle correspondant aux aciers de diamètre

supérieur $\phi 6$ (5.5%) et $\phi 8$ (5.0%). Ceci est en bon accord avec l'expérience car l'examen visuel de la maquette après le dernier essai montre qu'à ce niveau presque tous les aciers sont rompus. Par ailleurs, les relations moment-courbure présentées dans la Figure III.28 indiquent que les grands cycles de dissipation apparaissent au niveau des arrêts de barres du deuxième étage avec des courbures qui sont environ 10 fois plus élevées que celles mesurées au niveau de la reprise de bétonnage du premier étage (voir Figure III.19). Cependant, les courbures ont été calculées d'après les déformations dans les aciers extrêmes et les valeurs d'allongement des aciers doivent être regardés avec précaution. D'une part les valeurs calculées ne peuvent pas être comparées avec des valeurs mesurées, car il n'y a pas de mesures d'allongement d'acier au niveau des arrêts de barres. D'autre part, il subsiste encore beaucoup d'incertitude sur l'influence de l'adhérence acier-béton et de l'approximation apportée par la modélisation sur la précision des résultats. A tout cela il faut ajouter la faible fiabilité des mesures d'allongement d'acier (si elles existent) lorsque les aciers plastifient fortement. En dépit des incertitudes qui subsistent encore, les résultats numériques obtenus au niveau local semblent bien reproduire la réalité expérimentale. Si on utilise, par exemple un critère de ruine en déformation avec une limite comprise entre 1–1.5% pour l'acier, la ruine sera atteinte déjà à l'instant « 1 » (pour $t = 8.36$ s, Déplacement en tête = -2.35 cm). Par contre si on admettait un critère local compris entre 3 et 4% pour l'acier, l'état limite ultime correspondrait à l'instant « 2 » (pour $t = 8.81$ s, Déplacement en tête = +2.48 cm). Tout dépend alors du choix des critères de ruines adaptés à ce type de structure, mais ce sujet est en dehors de la problématique abordée dans cette étude.

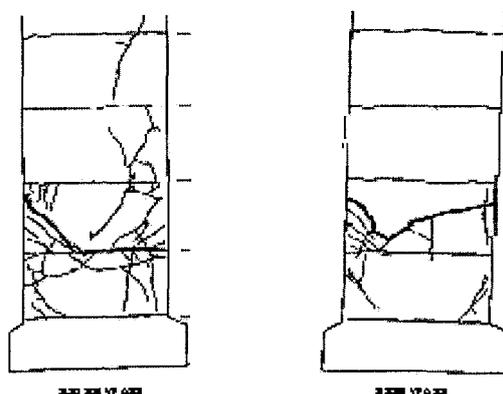


Figure III.27: Etat de fissuration à la fin de l'essai.

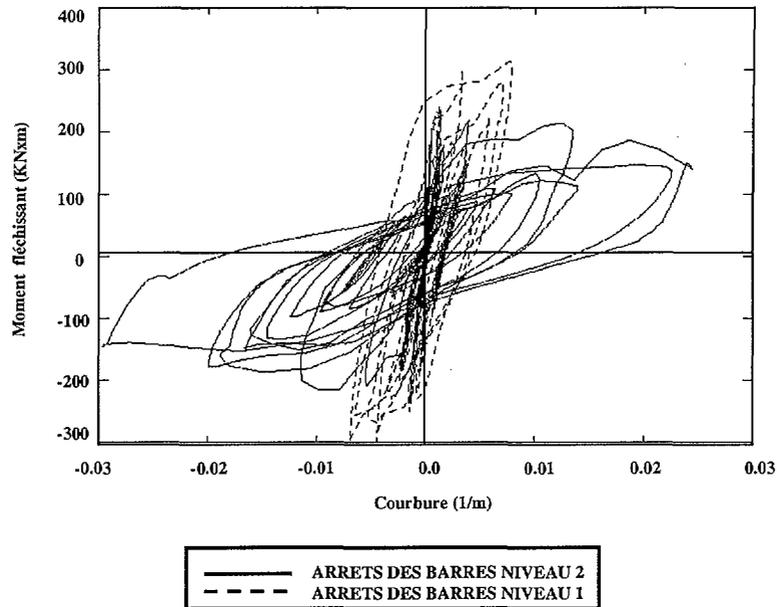


Figure III.28: Relations moment-courbure aux niveaux des arrêts de barres.

III-4.3 Comparaison avec l'état ultime de résistance (ELU).

Le moment résistant ultime a été calculé à partir des caractéristiques mécaniques mesurées, en utilisant la loi uniaxiale du modèle béton à fibre [24] pour diverses valeurs de l'effort normal. Les efforts ultimes ont été calculés en adoptant comme critères de ruine ceux spécifiés dans le code PS92 : 1% pour l'acier et 0.35% pour le béton. Dans les figures suivantes l'ensemble des valeurs (M, N) mesurées et calculées lors de l'essai CAMUS19 est présenté en comparaison avec les courbes d'interaction d'ELU. Si on considère les sections à la base du premier et deuxième étage (Figure III.29 et III.30) on constate que les couples (M,N) se situent à l'intérieur du domaine limité par les courbes d'ELU. Au niveau des arrêts de barres du deuxième étage (Figure III.31) les courbes d'ELU sans l'intervention de l'effort tranchant ($V=0$) encadrent l'ensemble des points, ce qui montre que les trois sections, dans l'hypothèse de fonctionnement en poutre, étaient presque simultanément critiques. Cependant, les larges fissures diagonales qui se sont propagées lors du dernier essai montrent que le mode de ruine (prédominant de flexion) a été fortement influencé par l'effort tranchant: lorsque la fissuration est inclinée sous l'influence du cisaillement, l'hypothèse de la planéité des sections n'est plus strictement valable, et il y a un taux de déformation et de contrainte dans l'acier tendu supérieur à celui prévu sur la base de l'hypothèse des sections planes. La réduction du

moment résistant du à l'intervention de l'effort tranchant peut être estimée, dans l'hypothèse d'un fonctionnement en treillis parfait, en ajoutant un effort normal fictif de traction $N^* = V \cotg\theta$ dans le calcul de flexion composée, V étant l'effort tranchant et θ l'angle des fissures par rapport à l'axe vertical. Avec un angle $\theta = 60^\circ$ (comme proposé par FOURE et MAOUCHE [50]), on constate sur la Figure III.31 que les courbes d'ELU (courbes V) enveloppent la plupart des points expérimentaux avec cependant un écart assez net vis-à-vis des valeurs calculées. Ces différences peuvent être expliquées d'une part par le fait que le terme de moment dû à l'inertie de rotation des masses n'est pas pris en compte dans les valeurs mesurées, alors que les valeurs calculées le contiennent implicitement. D'autre part, il existe évidemment beaucoup d'incertitude sur la façon approximative dans laquelle s'effectue la réduction de moment fléchissant dû à l'intervention de l'effort tranchant. En dépit de toutes ces incertitudes, la comparaison vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance (calculé comme présenté ci-dessus) permet de constater une caractéristique importante du mode de comportement de la maquette CAMUS I : les combinaisons les plus défavorables vis-à-vis de l'ELU se produisent, pour la majorité des points, quand ΔN est de traction. La ruine peut donc intervenir à des valeurs de moment et d'effort normal sensiblement différents de ce qui pouvait résulter d'un calcul de dimensionnement classique avec un effort normal gravitaire constant N_0 .

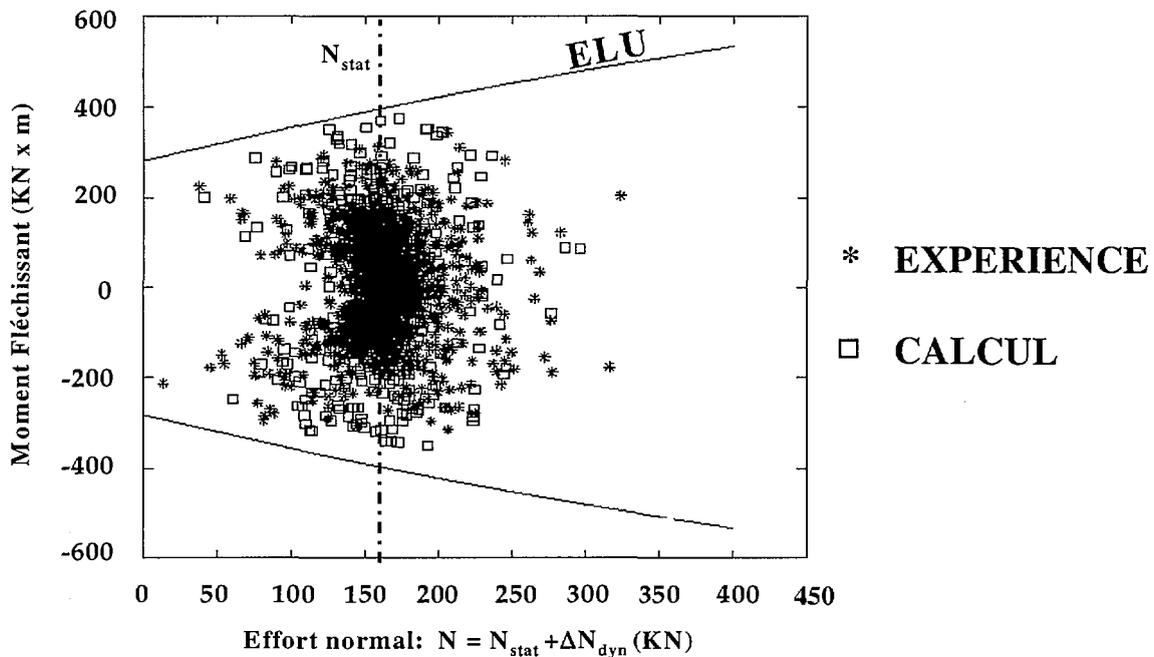


Figure III.29: Interaction M-N à la base du 1^{er} niveau.

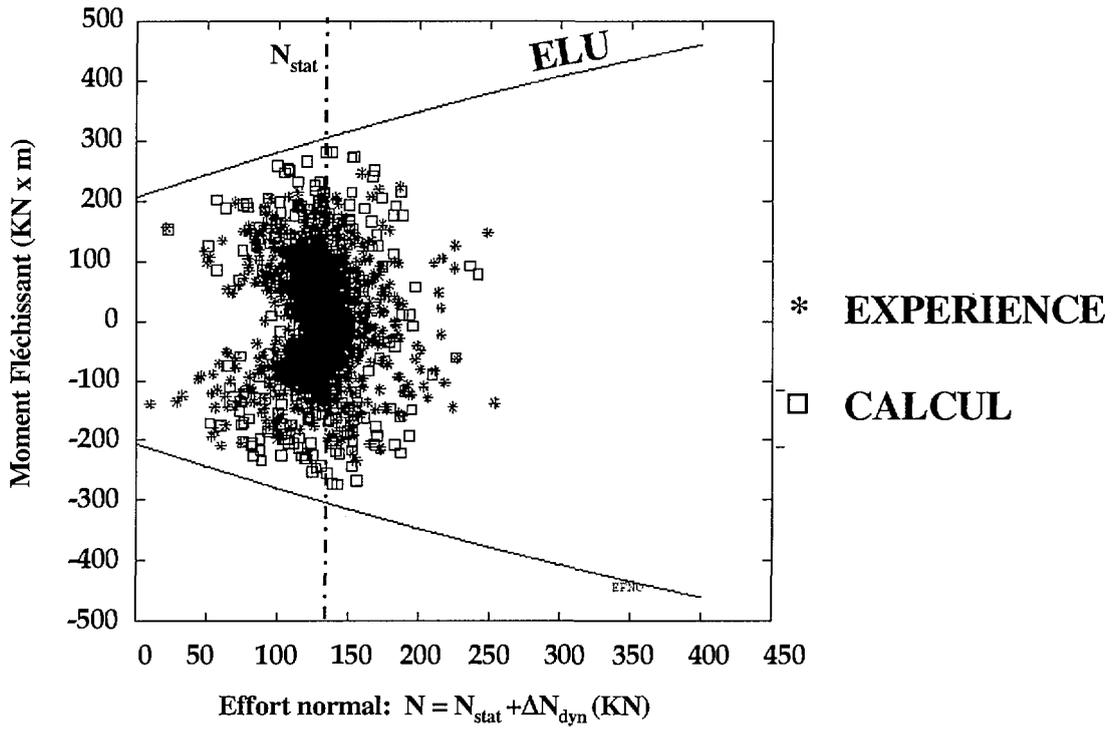


Figure III.30: Interaction M-N à la base du 2^{ème} niveau.

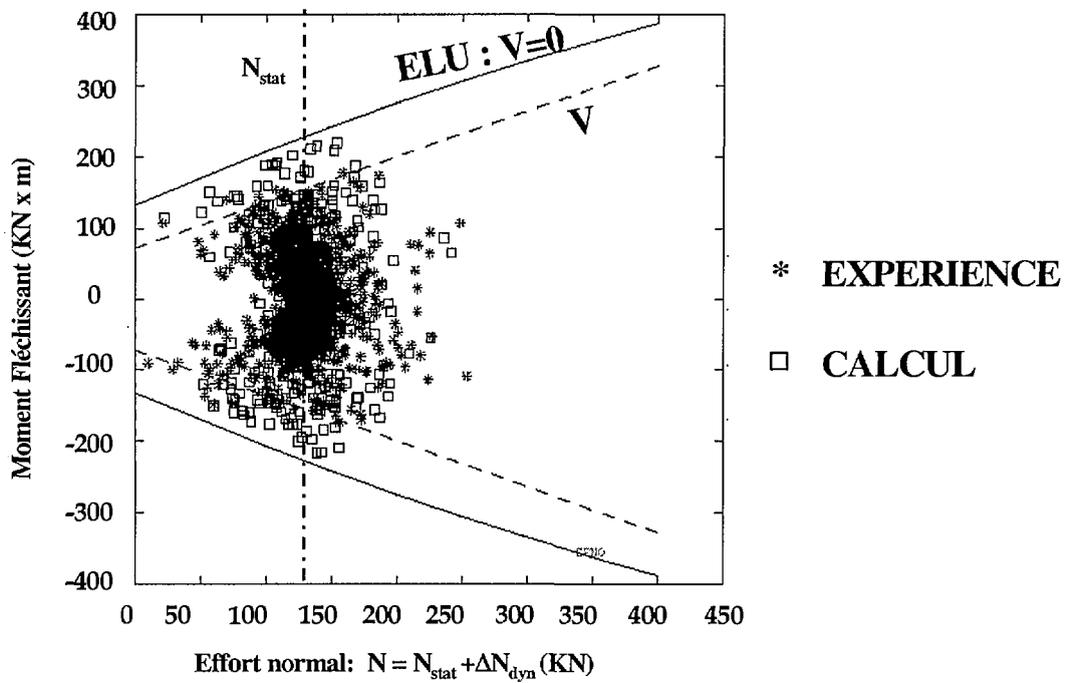


Figure III.31: Interaction M-N au niveau des arrêts de barres du 2^{ème} niveau.

III-5 SIMULATION DU COMPORTEMENT DE LA MAQUETTE CAMUS II

III-5.1 Résultats

Il faut rappeler à ce stade-ci que le pourcentage de ferrailage de la maquette CAMUS II, est beaucoup plus faible que celui de la maquette CAMUS I. La mauvaise qualité de l'adhérence, justifiée par les faibles variations de diamètre des barres utilisées dans la construction de la maquette CAMUS II, constitue elle aussi un deuxième problème. Trois cas différents de modélisations ont été considérés dans l'analyse sismique, afin de mieux intégrer l'influence possible de ces caractéristiques sur le comportement structurel:

CAS 0 : les reprises de bétonnage sont modélisées en continu, avec une résistance en traction réduite, l'adhérence acier-béton étant considérée parfaite.

CAS 1: appuis unilatéraux aux niveaux des reprises de bétonnage, l'adhérence acier-béton étant considérée parfaite.

CAS 2: appuis unilatéraux aux niveaux des reprises de bétonnage, l'adhérence acier-béton étant modélisée par une loi cyclique.

La loi d'adhérence-glissement (code CASTEM2000 - FLEURY 1996, [38]) a été utilisée pour modéliser le contact acier béton. Ne disposant pas des résultats d'essais qui permettent d'utiliser des lois de liaison plus adaptées, les paramètres caractérisant la loi de liaison ont été estimées d'après les valeurs moyennes correspondant aux barres à faible adhérence proposées par le CEB-FIP 1990. Les caractéristiques de la liaison adoptées dans les simulations numériques sont les suivantes :

$$\tau_1 = \tau_3 = 1.5 \text{ MPa},$$

$$s_1 = s_2 = s_3 = 0.1 \text{ mm}.$$

Comme dans le cas de la première maquette la simulation du comportement sismique de la maquette CAMUS II ne tient pas compte de l'enchaînement des séismes appliqués. Seulement le signal NICE S1 avec une accélération maximale de 0.51g, imposé lors de l'essai de ruine (CAMUS 36) est considéré.

Une première comparaison des résultats obtenus pour le **CAS 0** et le **CAS1** (Figure III.32 et III.33) montre une meilleure prédiction de la modélisation intégrant les appuis unilatéraux.

L'explication la plus plausible semble être due aux avantages apportés par l'adoption des conditions unilatérales aux niveaux des reprises de bétonnage favorisant une meilleure représentation du comportement local et global. En effet la modélisation adoptée dans le **CAS 0**, même en supposant une résistance en traction proche de zéro dans les rangées d'éléments se trouvant à la hauteur des reprises, n'est pas capable de modéliser correctement la présence d'une fissure horizontale se prolongeant sur toute la largeur du mur. L'approche adoptée dans le **CAS 1**, permet quant à lui de mieux modéliser cette discontinuité, même si le comportement en cisaillement est artificiellement rigidifié par la nécessité d'imposer des conditions cinématiques supplémentaires : les nœuds situés sur la même ligne verticale, d'un côté et de l'autre de la reprise de bétonnage doivent avoir un déplacement horizontal relatif nul afin d'éviter la formation d'un mécanisme.

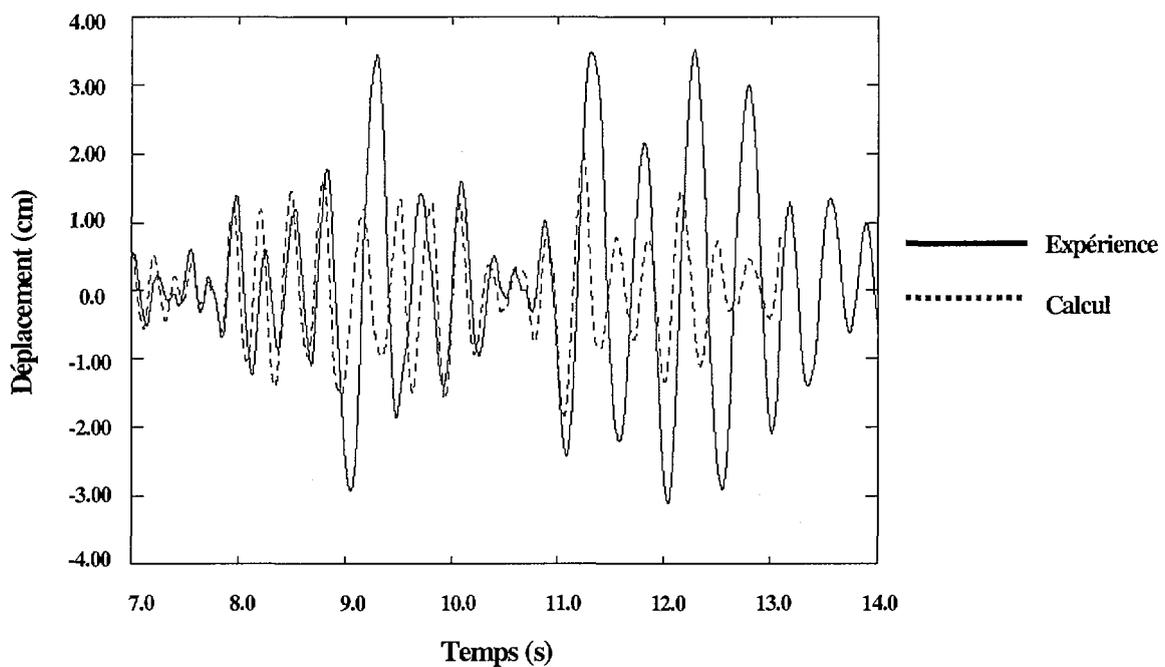


Figure III.32: Evolution du déplacement en tête : **CAS 0**.

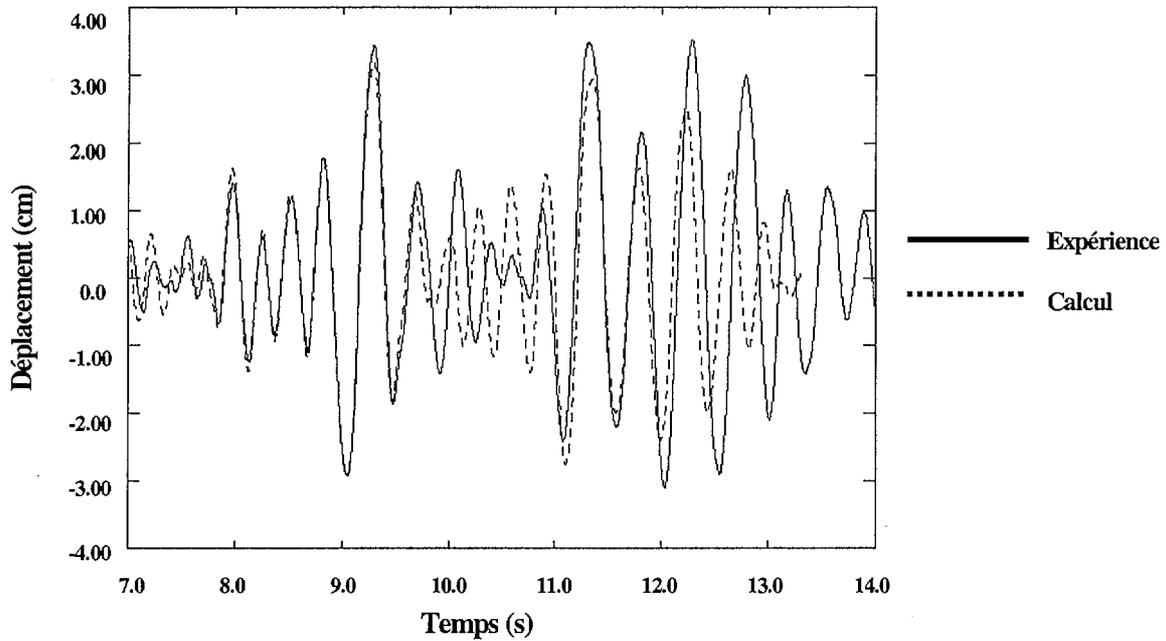


Figure III.33: Evolution du déplacement en tête : CAS 1.

L'histoire du déplacement en tête numérique et expérimentale correspondant au CAS 2 (loi de liaison acier-béton) est portée sur la Figure III.34. En comparant ce résultat avec le résultat précédent issu du calcul avec adhérence parfaite (CAS 1– Figure III.33) on peut remarquer une amélioration de la fréquence du mouvement avec cependant une certaine surestimation de quelques pics du déplacement. Pour le pic qui apparaît à environ 9.0 sec. par exemple, la contribution de la liaison au déplacement total ($d_{\min} = -3.41\text{cm}$ dans le CAS 2) représente environ 16% du déplacement prédit par le modèle avec adhérence parfaite ($d_{\min} = -2.94\text{ cm}$ dans le CAS 1). Au niveau global le modèle qui intègre explicitement la liaison acier-béton apporte donc plus de déformabilité par rapport au modèle d'adhérence parfaite. Cependant, la comparaison avec les résultats expérimentaux, ne permet pas de trancher clairement en faveur de la supériorité de la prédiction du CAS 2 par rapport au CAS 1. On peut donc arriver à simuler raisonnablement le comportement global de la maquette CAMUS I en utilisant une approche adhérence parfaite avec cependant des conditions cinématiques aux niveaux des reprises de bétonnage.

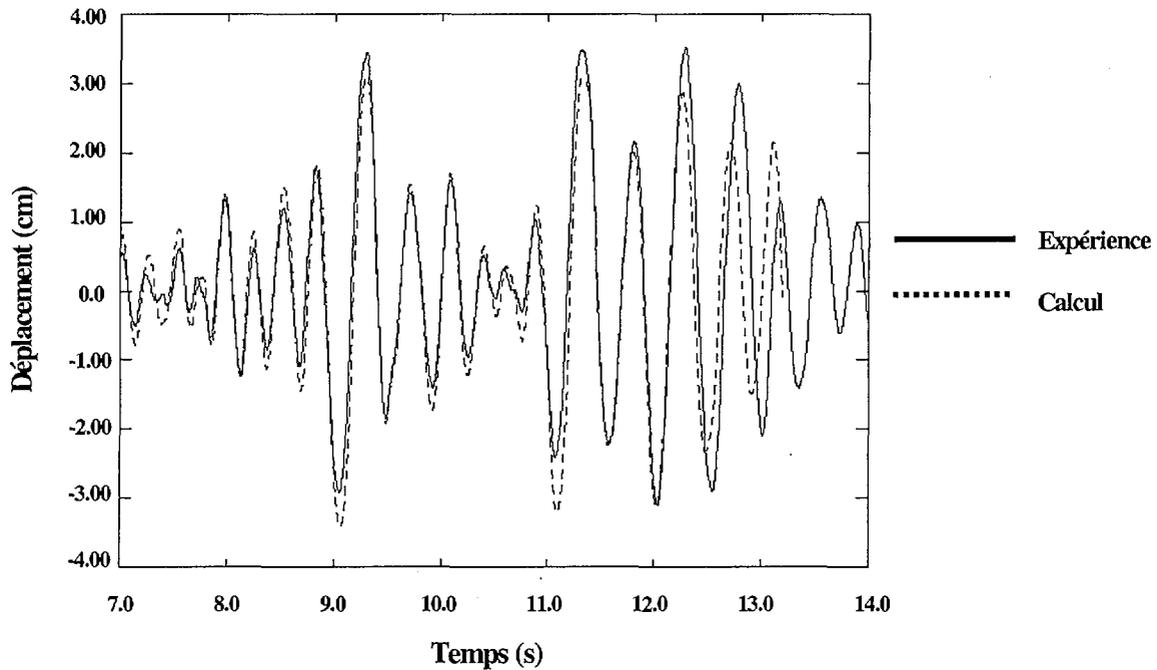
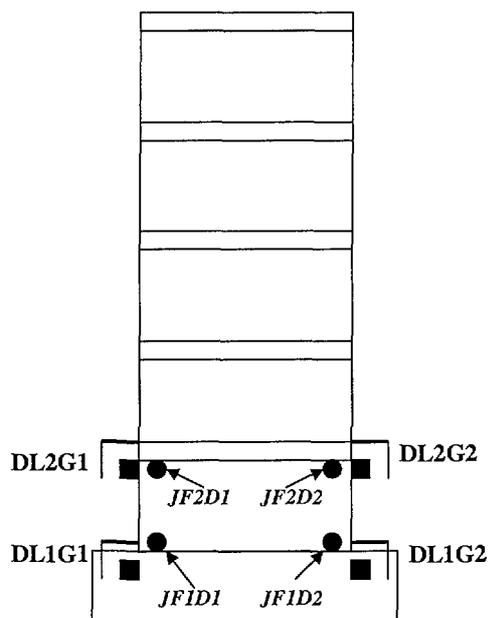


Figure III.34: Evolution du déplacement en tête : CAS 2.

L'analyse globale effectuée ci-dessus nous a permis d'apporter les premiers éléments de comparaison entre les performances des différents modèles utilisés. Elle doit être complétée par une analyse locale plus fine, qui elle seule permettra de mieux différencier les modèles et d'avancer dans la compréhension du comportement et du mode de ruine de ce type de structure.

Lors de l'essai de la maquette CAMUS II un des deux murs a été équipé de capteurs placés à la hauteur de plusieurs étages de façon à intégrer les fissures de reprises de bétonnage. Ces capteurs ont mesuré le déplacement (l'ouverture de la zone fissurée) entre deux points distants de 25 cm, situés en dessous et au-dessus de chaque plancher. Des jauges de déformation ont été également collées au plus près de la reprise de bétonnage sur les aciers extrêmes. La disposition des points de mesure situés à la base du premier et deuxième étage, là où les ouvertures maximales sont apparues, est portée sur la Figure III.35.



DL1G1, DL1G2, DL2G1, DL2G2 = capteurs de déplacement
 JF1D1, JF1D2, JF2D1, JF2D2 = jauges de déformation collées sur les aciers extrêmes

Figure III.35: Position des capteurs de déplacement et des jauges de déformation.

Les déplacements et les déformations ont été calculés aux mêmes endroits en utilisant l'approche qui suppose l'adhérence parfaite (CAS 1) et celui qui intègre explicitement la liaison acier-béton (CAS 2). Les comparaisons portées sur les Figures III.36, III.37, III.38 et III.39 permettent de formuler les remarques suivantes concernant les ouvertures de fissures:

- par rapport à l'expérience, les ouvertures de fissures sont généralement sous-estimées dans l'hypothèse de l'adhérence parfaite (CAS 1). Avec une modélisation de la liaison (CAS 2) on obtient en général des amplitudes plus grandes qui semblent être (au moins à la base du 1^{er} étage) plus proches des valeurs mesurées.
- les déplacements négatifs qui correspondent aux fissures fermées en état de compression sont en général surestimés par les deux modélisations. Le modèle intégrant la liaison acier-béton (CAS 2) donne le plus de compression.
- les ouvertures de fissures à une même extrémité du mur sont en phase, tandis que les ouvertures de fissures d'une extrémité sont en opposition de phase avec celles de l'autre extrémité.
- les fissures semblent s'ouvrir plus au second plancher ($d_{\max} \approx 0.75$ cm) qu'au premier ($d_{\max} \approx 0.55$ cm). Ces deux dernières remarques permettent d'envisager un mode de fonctionnement de type multi-bloc (tracé dans la Figure III.40).

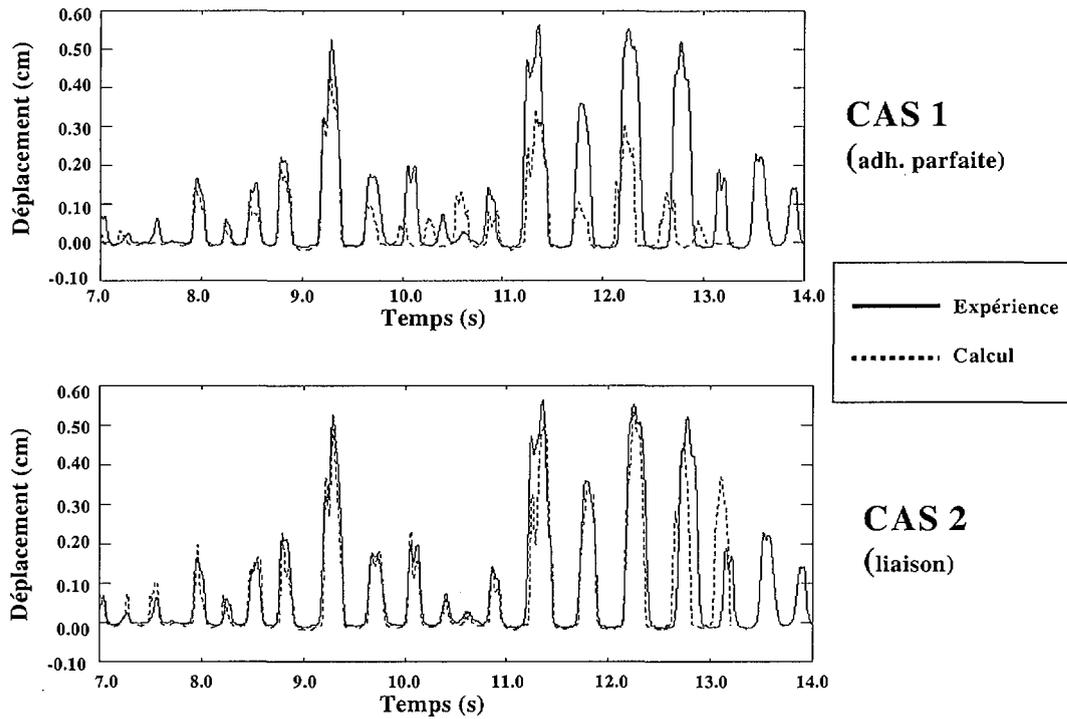


Figure III.36: Evolution de l'ouverture de fissure – point de mesure DL1G1.

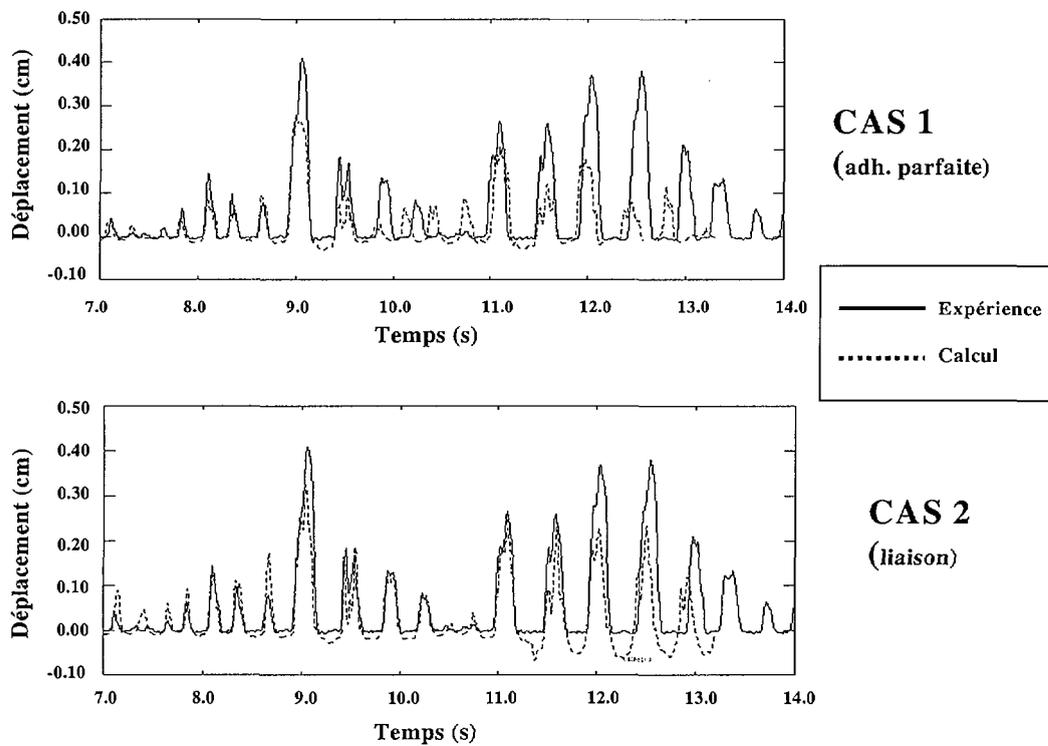


Figure III.37: Evolution de l'ouverture de fissure – point de mesure DL1G2.

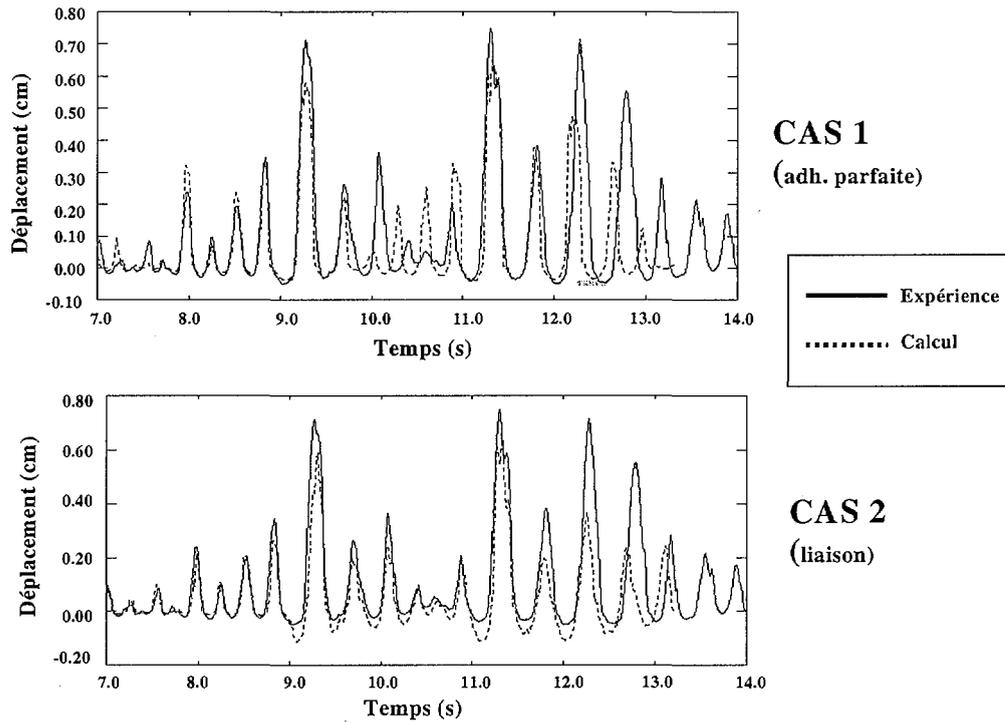


Figure III.38: Evolution de l'ouverture de fissure – point de mesure DL2G1.

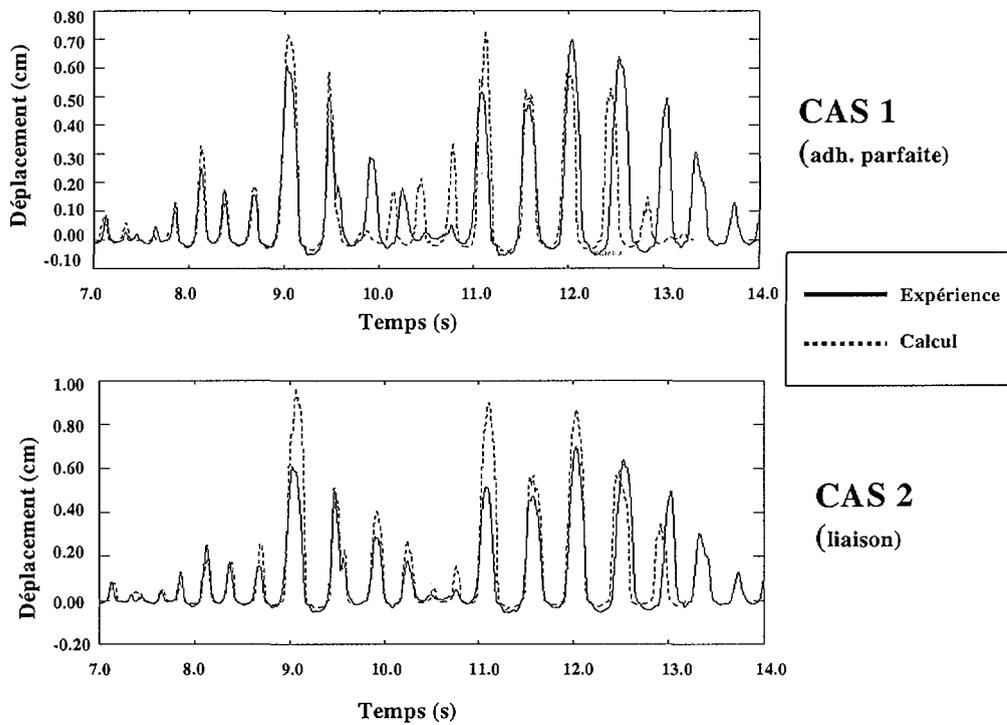


Figure III.39: Evolution de l'ouverture de fissure – point de mesure DL2G2.

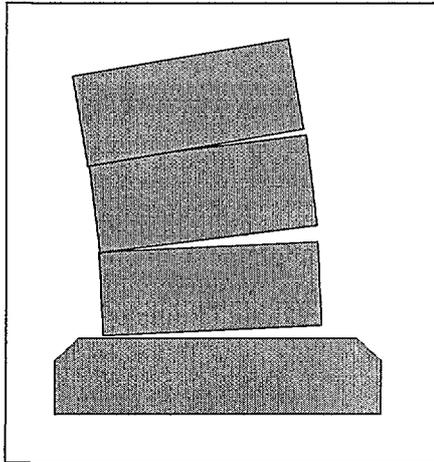


Figure III.40: Schéma du mode de fonctionnement de la maquette CAMUS II.

L'histoire des déformations dans les aciers situés à la base des deux premiers niveaux est comparée aux déformations expérimentales mesurées durant l'essai dans les Figures III.41, III.42, III.43 et III.44. On peut constater qu'à tous les niveaux et à chaque extrémité du mur les déformations dans les aciers extrêmes issus du **CAS 1** de calcul surestiment beaucoup les déformations mesurées. Cependant si l'on traduit les ouvertures de fissures calculées en allongements d'acier (en divisant le déplacement relatif entre deux points par leur espacement) on constate que les allongements d'acier sont cohérents avec les ouvertures de fissures. Au contraire, le même exercice effectué avec les ouvertures mesurées, conduit à des valeurs largement supérieures aux valeurs d'allongement d'acier effectivement mesurées. D'après les expérimentateurs [51] ce résultat est sans doute dû :

- aux positions des jauges par rapport aux fissures
- au glissement ou perte d'adhérence des aciers dans le béton.

A la fin des essais, il a été constaté que tous les aciers à la base du premier étage étaient rompus et ceux situés à la base du deuxième étage étaient flambés. Ceci n'est pas confirmé par les mesures d'allongement des aciers faites à différents niveaux. Par contre les deux calculs indiquent bien l'apparition des grandes déformations dans les aciers situés à ces endroits. En comparaison avec le **CAS 1**, le modèle avec liaison (**CAS2**) apporte une réduction des allongements dans les aciers. Cette diminution de déformation est plus significative à la base du premier étage et le modèle semble indiquer plus de glissement dans le premier niveau par rapport au deuxième.

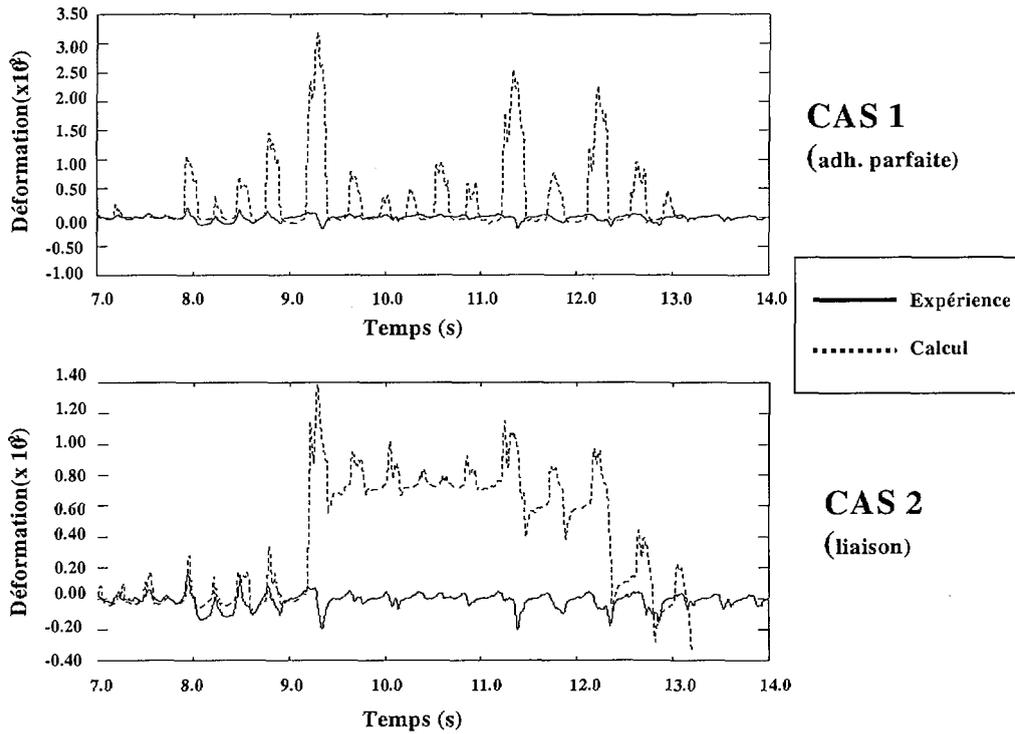


Figure III.41: Evolution de la déformation dans l'acier – point de mesure JF1D1.

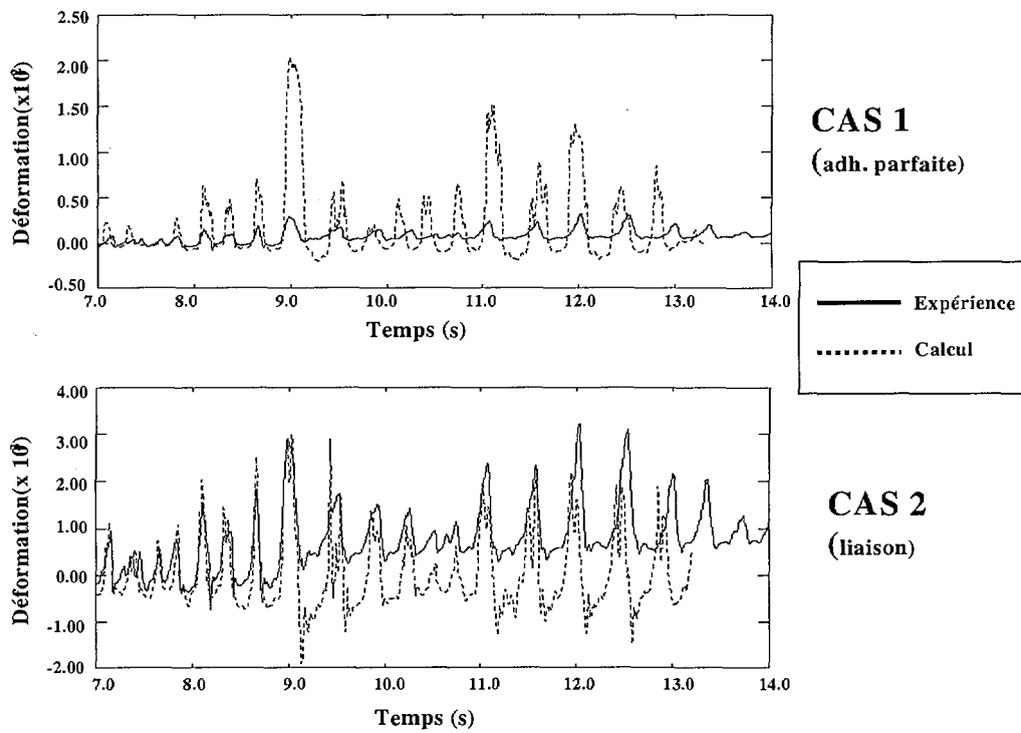


Figure III.42: Evolution de la déformation dans l'acier – point de mesure JF1D2.

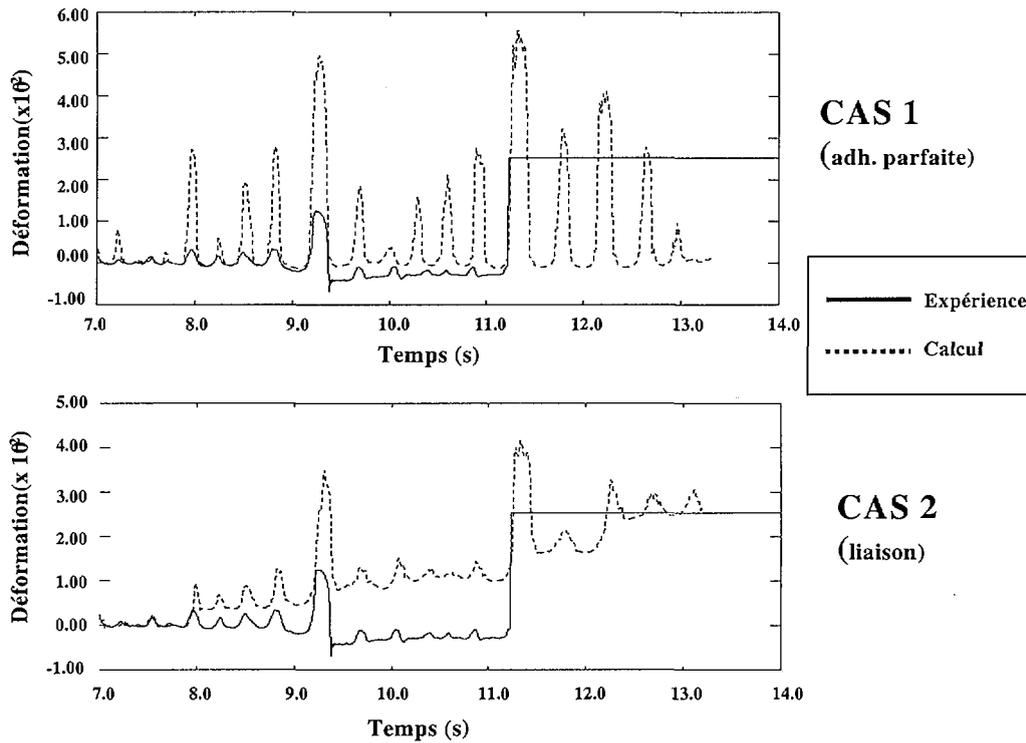


Figure III.43: Evolution de la déformation dans l'acier – point de mesure JF2D1.

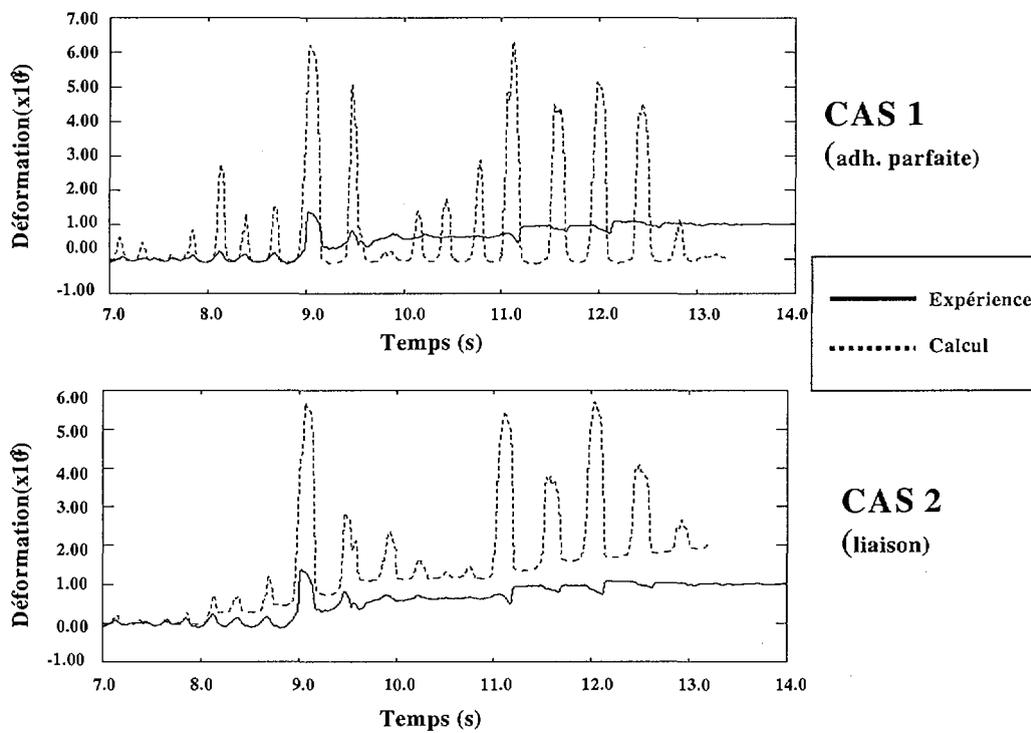


Figure III.44: Evolution de la déformation dans l'acier – point de mesure JF2D1.

Les résultats locaux obtenus montrent donc des tendances qui concordent qualitativement avec les variations expérimentales. **Si la modélisation qui intègre la loi de liaison n'apporte pas d'amélioration quantitative tangible sur tous les points de mesures, en revanche les évolutions sont dans certains cas améliorées.**

Examinons maintenant **les courbes moment-courbure** à la base du premier et deuxième étage. Les courbures ont été déduites à partir des ouvertures de fissures. Sur la Figure III.45 on peut observer que les courbes expérimentales ont un aspect très pincé et les sections sont peu dissipatives : au niveau des reprises de bétonnage la dissipation apportée par la fissuration du béton est quasiment nulle puisque les sections sont pré-fissurées et, avant une éventuelle plastification du béton en compression c'est l'acier seul qui dissipe. L'influence de la variation dynamique de l'effort normal est visible dans la zone du plateau plastique (lorsque les fissures sont largement ouvertes et les aciers plastifient) par la perturbation apportée : la position du plateau plastique varie suivant la valeur de l'effort normal. Les courbes correspondant aux deux calculs effectués (Figure III.46 et III.47) traduisent les mêmes tendances.

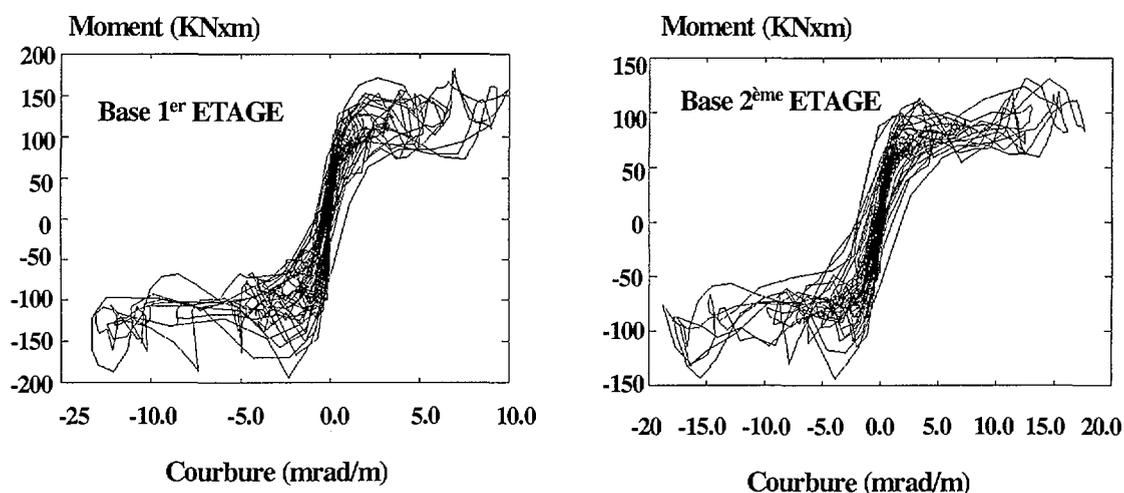


Figure III.45: Relations moment-courbure expérimentales.

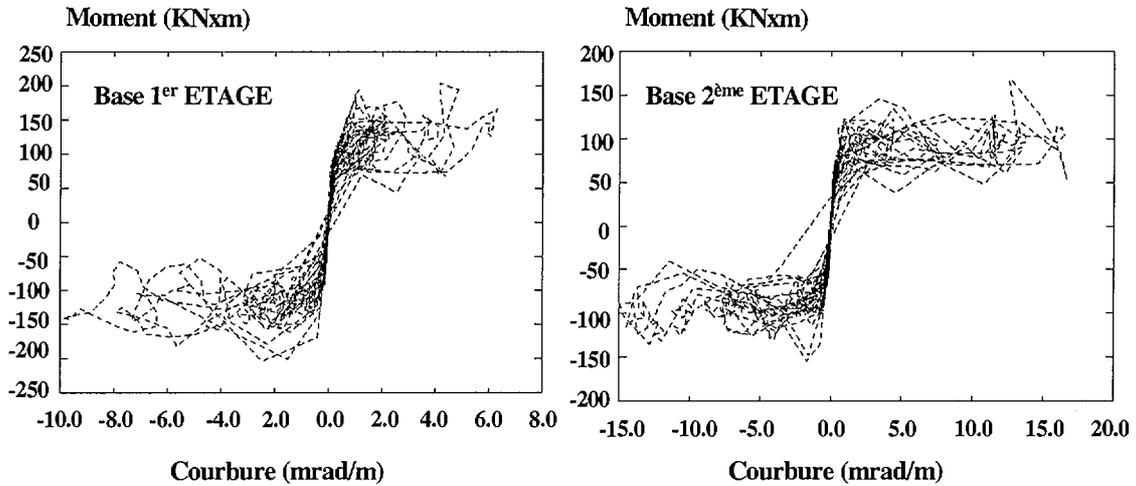


Figure III.46: Relations moment-courbure calculées : CAS 1.

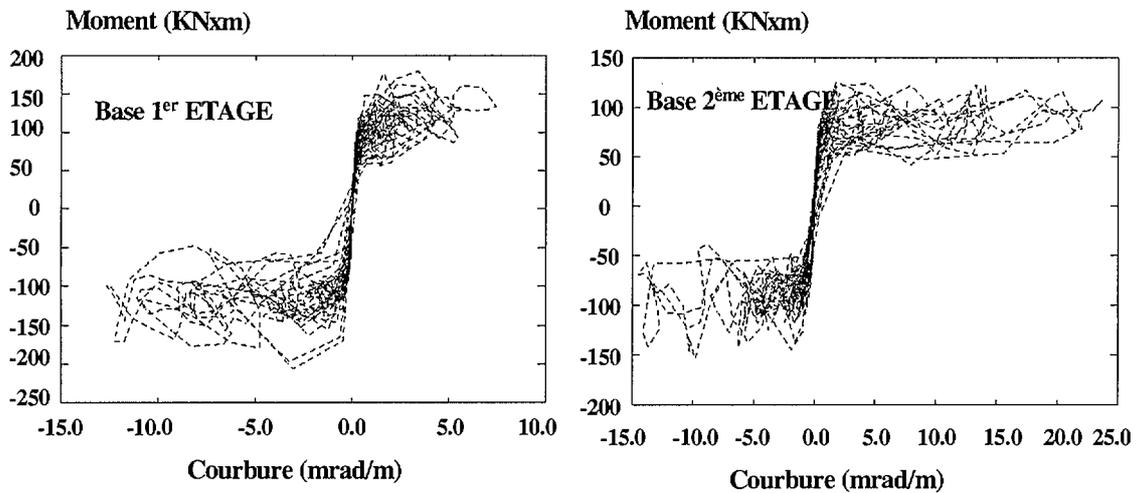


Figure III.47: Relations moment-courbure calculées : CAS2.

A la fin des essais la maquette CAMUS II a été fortement endommagée et les observations effectuées après essai [51] ont montré principalement que :

- les aciers sont rompus à la base du premier étage et flambés à la base du deuxième
- les murs présentent des fissures horizontales à chaque reprise de bétonnage
- la maquette répond principalement sur son premier mode de flexion.

Qualitativement et quantitativement, les deux calculs effectués en utilisant des relations de contact unilatérales au niveau des reprises de bétonnage présentent des tendances semblables à l'expérience et le mode de ruine est bien reproduit. Cependant les résultats fournis par

l'approche qui intègre la liaison acier-béton semble être capable d'offrir de meilleurs résultats locaux. A titre d'exemple, dans la Figure III.48 nous avons tracé les déformées et les isovaleurs des déformations verticales dans le béton correspondants au pic du déplacement en tête atteint à l'instant $t = 9.05$ s. Le mode de fonctionnement de type multi-bloc est bien reproduit, les déformées prédites par les deux modèles sont similaires, mais les zones comprimées sont beaucoup plus sollicitées dans l'approche liaison (CAS 2) que dans l'approche adhérence parfaite (CAS 1).

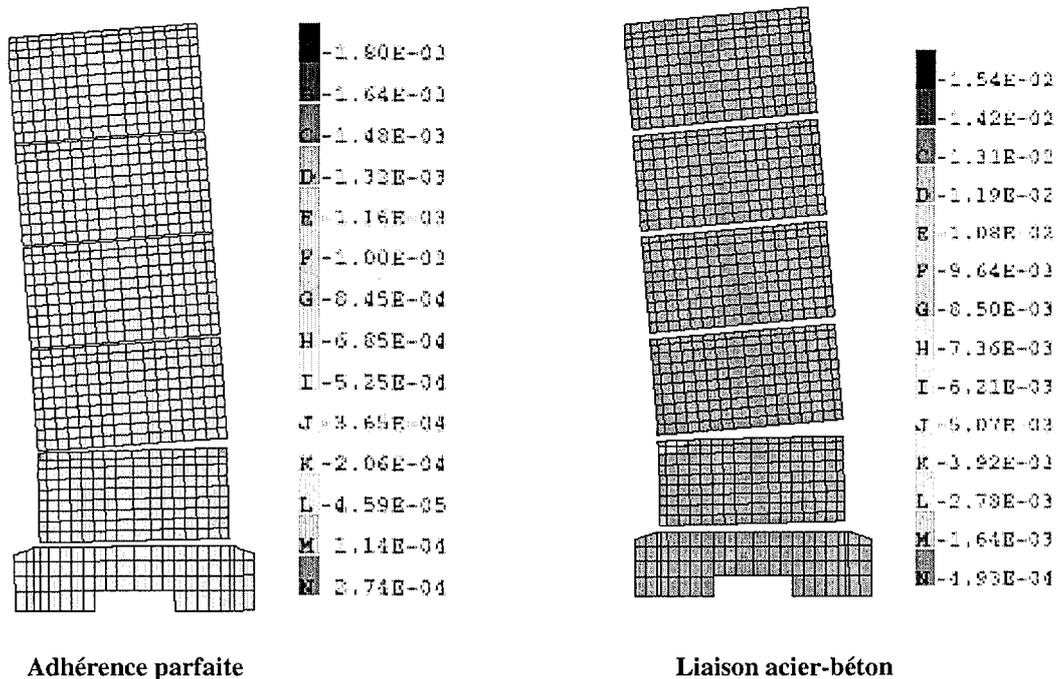


Figure III.48: Déformée et isovaleurs des déformations verticales dans le béton à l'instant $t = 9.05$ s.

III-5.2 Comparaison avec l'état ultime de résistance (ELU).

Le moment résistant ultime a été calculé à partir des caractéristiques mécaniques mesurées, en procédant de la même façon que pour la maquette CAMUS I. Dans les figures suivantes l'ensemble des valeurs (M,N) mesurées et calculées en utilisant les éléments de liaison acier-béton (CAS 2) est présenté en comparaison avec les courbes d'interaction d'ELU. Si on considère les sections à la base du premier et du deuxième étage (Figure III.49 et III.50) on constate que les couples (M, N) sont encadrés de façon assez serrée par les courbes d'ELU ce

qui montre que les deux sections étaient à peu près simultanément critiques. On peut constater également que le calcul fourni une plus grande variation de l'effort normal dynamique que celle réellement constatée. Néanmoins, cet écart vis-à-vis de l'expérience ne devrait pas remettre en cause le calcul puisque l'atteinte de l'ELU dans le calcul se fait généralement de la même manière que dans l'expérience. La comparaison vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance permet de constater que les combinaisons les plus défavorables vis-à-vis de l'ELU se produisent, pour la majorité des points, pour un effort normal différent de l'effort normal statique. La variation de l'effort normal dynamique devrait donc être prise en compte d'une certaine façon dans le stade de la conception et du dimensionnement.

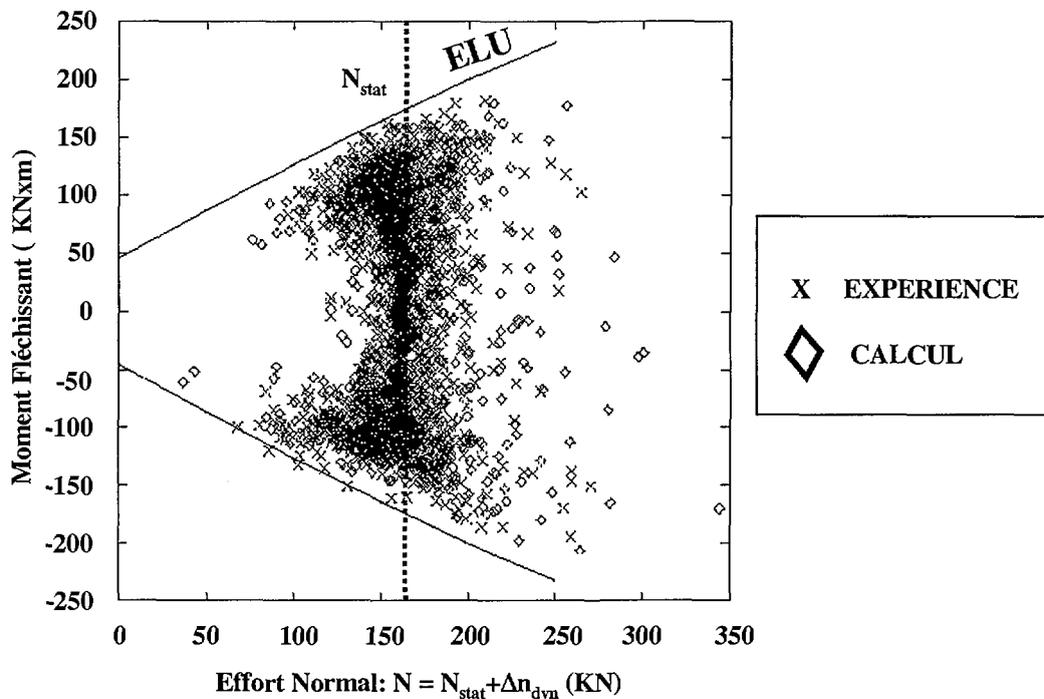


Figure III.49: Interaction M-N à la base du 1^{er} niveau.

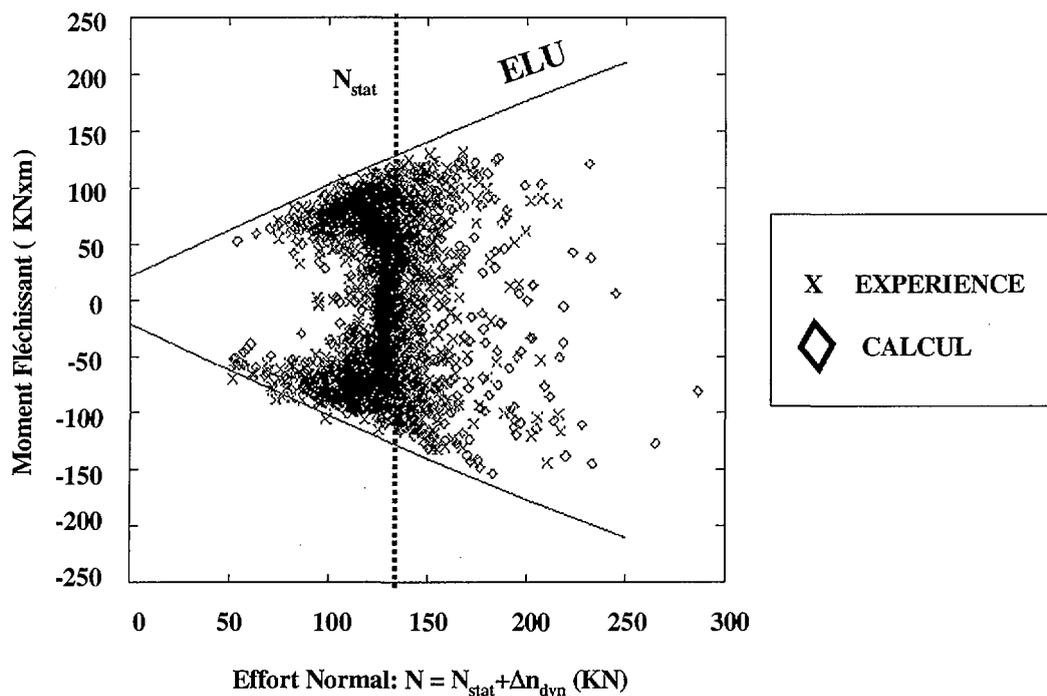


Figure III.50: Interaction M-N à la base du 2^{ème} niveau.

III-6 SIMULATION DU COMPORTEMENT DE LA MAQUETTE CAMUS III

La maquette CAMUS III a été dimensionnée selon les règles de l’Eurocode 8. La structure est plus armée mais elle a les dimensions, les masses et le moment ultime à la base très proches de celles de la maquette CAMUS I. Les essais CAMUS III devraient donc permettre une comparaison directe de ses résultats avec ceux issus des essais CAMUS I. Cependant il faut noter que cette comparaison ne serait possible que si le chargement sismique appliqué à la maquette CAMUS III était quasiment identique avec celui appliqué lors des essais CAMUS I. Pour plusieurs raisons expérimentales parmi lesquelles nous pouvons énumérer les problèmes de contrôle de la table vibrante et la nécessité d’examiner l’incidence d’un séisme proche de type Melendy Ranch différent d’un séisme proche de type San Francisco, la séquence des séismes appliqués lors des essais CAMUS III a été assez différente de celle utilisée pour la maquette CAMUS I. Au total 13 mouvements vibratoires à faible niveau entre 0.05g et 0.2g [52] intercalées dans la séquence de base (Nice 0.22g, Melendy Ranch 1.35g, Nice 0.64g, Nice 1.0g) ont été appliquées sur la maquette CAMUS III.

En raison de ces différences, la simulation numérique et l'étude des résultats expérimentaux sur la maquette CAMUS III devrait porter plutôt sur les différences essentielles de comportement entre une même structure conçue selon deux principes différents (PS92 et EC8). Dans notre simulation, nous avons choisi le signal Melendy Ranch (essai MR r2 -1.35g) de type séisme proche comme signal d'excitation, puisque c'est le signal qui, parmi les signaux appliqués, a été le premier à causer des dommages importants à la structure testée. Les séismes suivants (Nice 0.64g et Nice 1.0g) n'ont fait qu'accroître ces dommages mais le comportement de la maquette a été similaire.

Sur la Figure III.51 l'évolution du déplacement relatif de l'étage 5 vis-à-vis de la table est présentée en comparaison avec l'expérience. La comparaison porte sur le niveau 5 puisque les capteurs de déplacement en tête de la maquette n'ont pas bien fonctionné lors des essais. Les résultats globaux en terme de moment fléchissant, effort tranchant et effort normal à la base du premier étage sont portés sur les Figures III.52, III.53 et III.54. Il faut noter que dans la représentation portée sur la Figure III.54 la variation de l'effort normal expérimental ne contient pas sa partie statique, ce qui n'est pas vrai pour l'effort normal calculé.

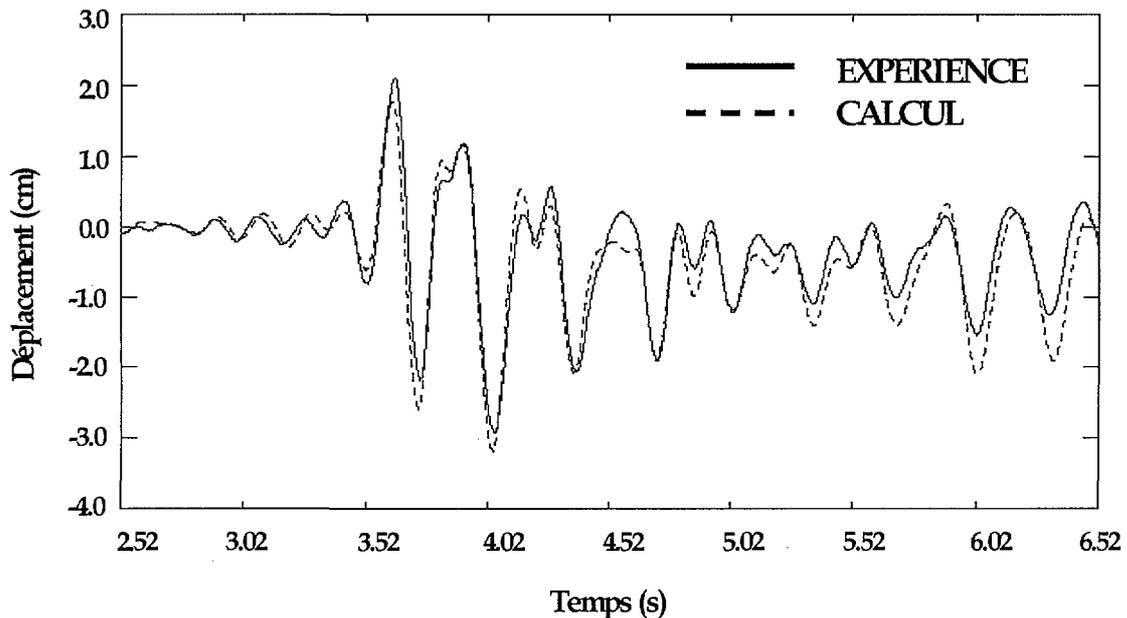


Figure III.51: Evolution du déplacement au niveau du 5^{ème} étage.

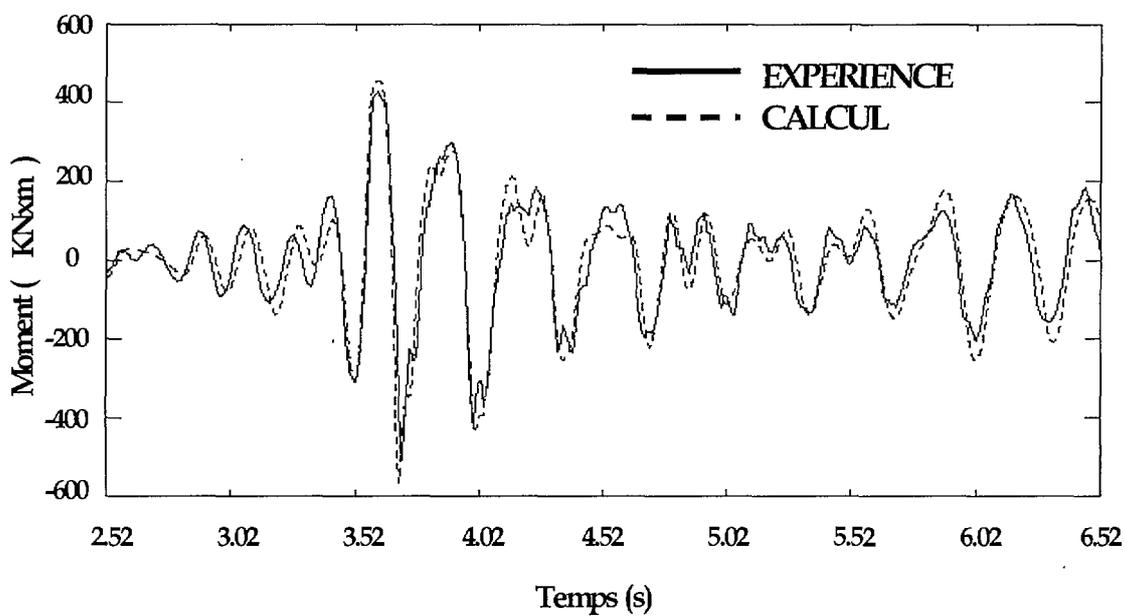


Figure III.52: Evolution du moment fléchissant à la base du premier étage.

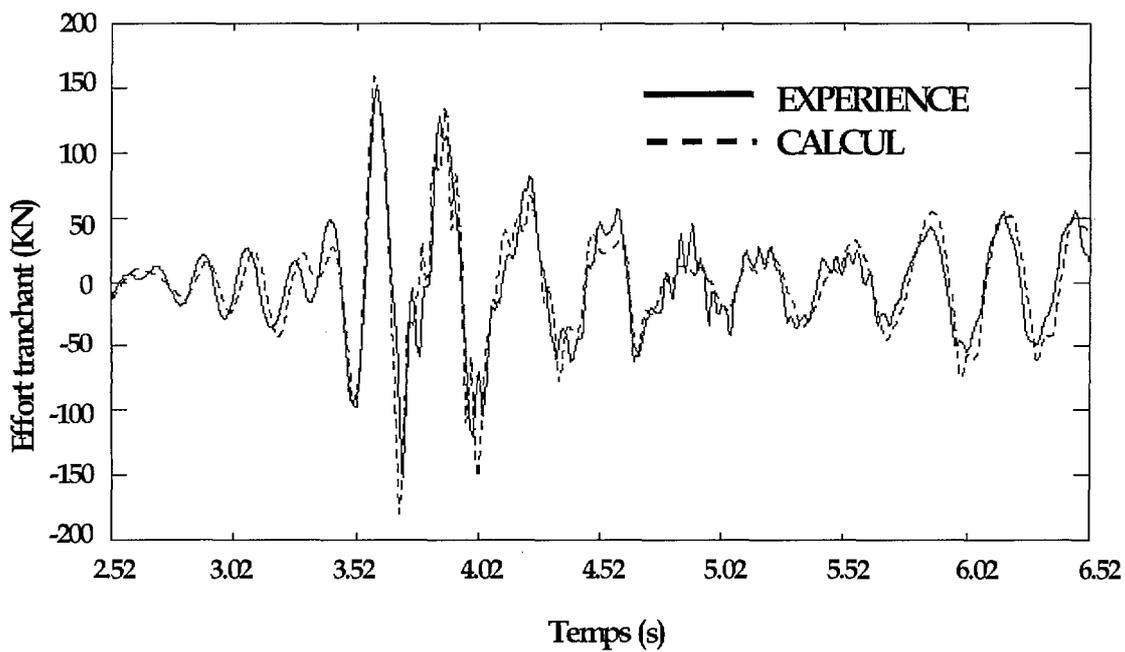


Figure III.53: Evolution de l'effort tranchant à la base du premier étage.

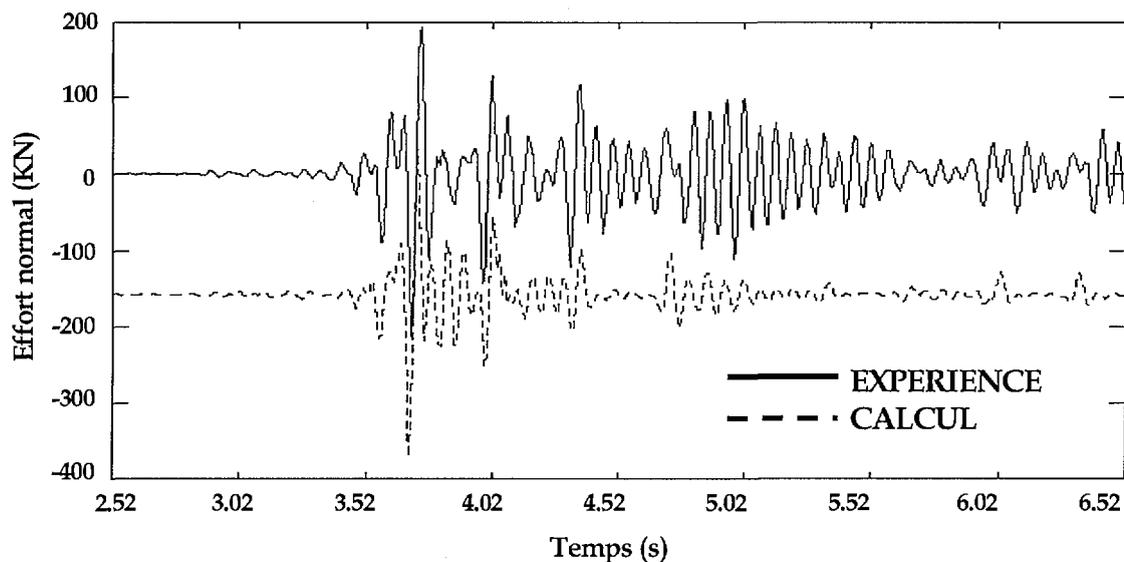


Figure III.54: Evolution de l'effort normal à la base du premier étage.

L'examen de ces résultats globaux montre une bonne concordance en amplitude et fréquence entre les résultats numérique et ceux issus de l'expérience. La variation de l'effort normal est-elle aussi bien modéliser en particulier dans le premier intervalle de forte amplitude de la réponse (3.52 – 4.02 s.). De la même façon, le tableau suivant indique un écart très faible entre les valeurs maximales mesurées et celles calculées.

| | ESSAI (E) | CALCUL (C) | E/C |
|--|-----------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|
| DEPLACEMENT (cm) 5 ^{ème} étage | 2.92 | 3.18 | 1.09 |
| MOMENT FLECHISSANT(KN x m) base 1 ^{er} étage | 510 | 560 | 1.09 |
| EFFORT TRANCHANT (KN) base 1 ^{er} étage | 151 | 175 | 1.16 |
| EFFORT NORMAL DYNAMIQUE(KN) base 1 ^{er} étage T(Traction) C(Compression) Effort normal statique = 163KN | T: 193.7 C: -212 | T: 197.2 C: -211.4 | 1.02 0.99 |

Tableau III.10: Comparaison des valeurs maximales.

Lors de l'essai, deux capteurs verticaux placés à chaque extrémité du mur entre la base du premier étage et la base du deuxième (de longueur égale à 67 cm chacun) ont permis de calculer la rotation à la base d'un des deux murs de la maquette. Afin que la rotation de la

simulation numérique soit compatible avec les mesures expérimentales, celle-ci a été déduite en considérant une hauteur d'environ 64 cm, donnée par le maillage utilisé. Les courbes moment-rotation portées sur la Figure III.55 permettent de constater le passage dans le domaine plastique et l'apparition des grands cycles de dissipation. Ces courbes mettent aussi en évidence l'influence de l'effort normal dynamique sur le moment fléchissant, comme cela a été déjà remarqué dans [52]. Cette interaction entre l'effort normal et le moment peut être mieux illustrée en regardant en parallèle les Figures III.55 et III.56 (montrant sur un même graphique l'évolution du moment et de l'effort normal dynamique). Après le passage du premier plateau plastique à un moment expérimental de 420 KNxm (représentant à peu près le moment ultime sous l'effort normal statique), le moment croît jusqu'à atteindre une valeur de 510 KNxm pour un effort normal dynamique de compression, et décroît, juste après, pour atteindre une valeur d'environ 230 KNxm quand l'effort normal dynamique est de traction. **On constate donc encore une fois l'importance de la variation de l'effort normal.** Les courbes calculées présentent généralement les mêmes tendances, les rotations, l'énergie dissipée ainsi que la variation de l'effort normal étant proches de celles mesurées.

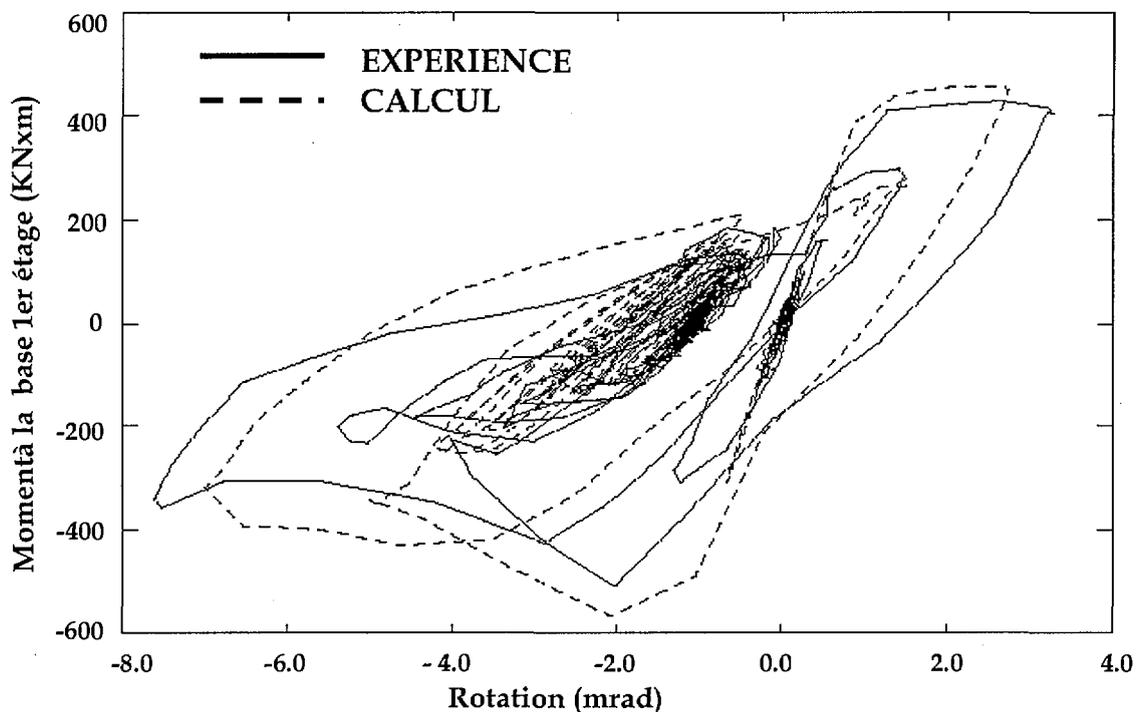


Figure III.55: Courbe Moment-Rotation à la base du 1^{er} étage.

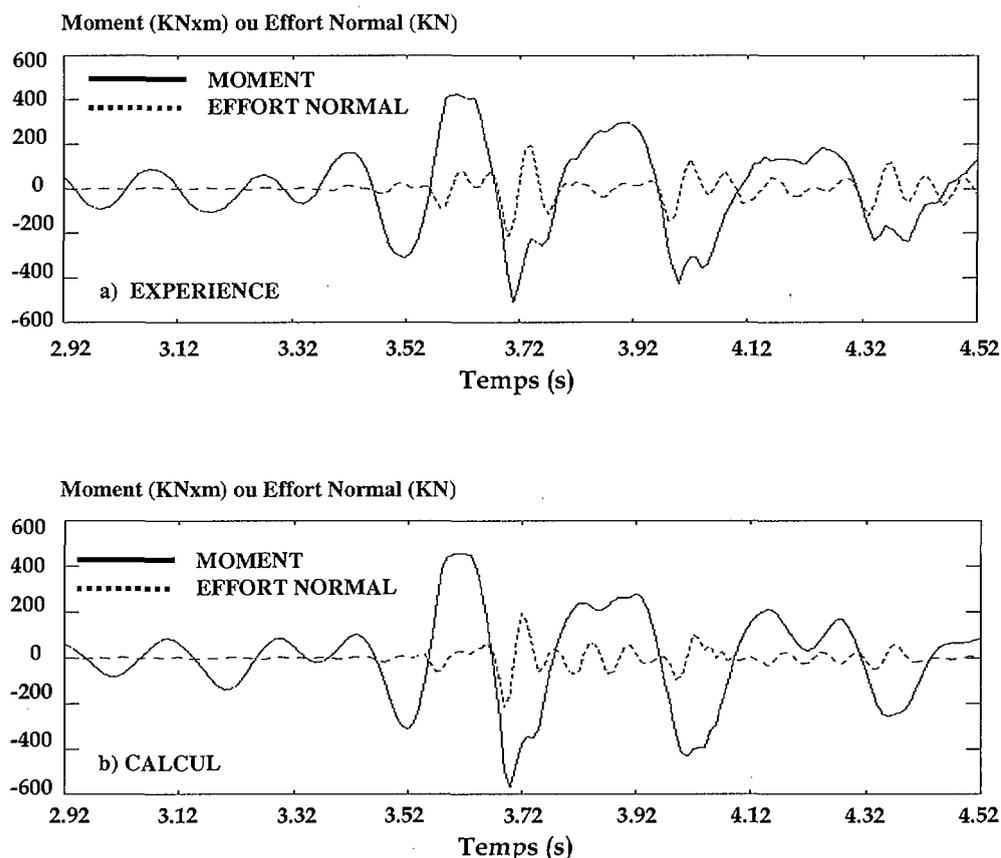


Figure III.56: Evolution comparative du moment et de l'effort normal dynamique:
a) expérience, b) calcul (sans effort normal statique).

Nous pouvons remarquer que la simulation permet de retrouver tant qualitativement que quantitativement le comportement global de la maquette CAMUS III. Cette bonne concordance, valable également pour les maquettes CAMUS I et II, est attribuable d'une part aux modèles de comportement de matériau utilisés et d'autre part à la bonne description des conditions aux limites. Si on adoptait, par exemple, pour toutes les maquettes étudiées une hypothèse d'encastrement parfait entre la table et la maquette, la fréquence de vibration serait supérieure à la fréquence réelle et ceci entraînerait un chargement sismique approximatif. La qualité des résultats obtenus ne serait donc pas la même.

Passons maintenant à l'analyse de quelques résultats locaux afin d'examiner plus en détail le comportement sismique de la maquette CAMUS III. Nous n'allons pas procéder, comme nous l'avons fait dans le cas des maquettes CAMUS I et II, à une comparaison directe calcul-expérience, car les mesures d'allongement d'acier ont été très peu fiables dans ce cas. Cependant, le schéma de fissuration et le tracé des isovaleurs des déformations verticales

issues du calcul donnent des informations sur les dégradations locales et leur distribution. La figure suivante (Figure III.57) montre que les plus grandes fissures et les grandes déformations en traction et en compression sont concentrés au niveau du premier étage. **La concentration des dommages à la base a été également constatée expérimentalement** (Figure III.58), - à la fin des essais, les sections juste au-dessus de la longrine ont supporté de forts niveaux de dégradations, avec des aciers verticaux rompus ou flambés et du béton éclaté aux extrémités. Les grandes rotations plastiques et la dissipation d'énergie sont apparues essentiellement au premier étage et on peut affirmer que la maquette a eu le mode de fonctionnement prévu dans la phase de conception : rotule plastique en pied du mur et comportement quasiment élastique au-dessus de la zone critique. D'ailleurs, comme la Figure III.57 le montre, par rapport au premier étage, la flexibilité des étages supérieurs est négligeable et le déplacement en tête du voile vient principalement de la rotation de la zone plastique.

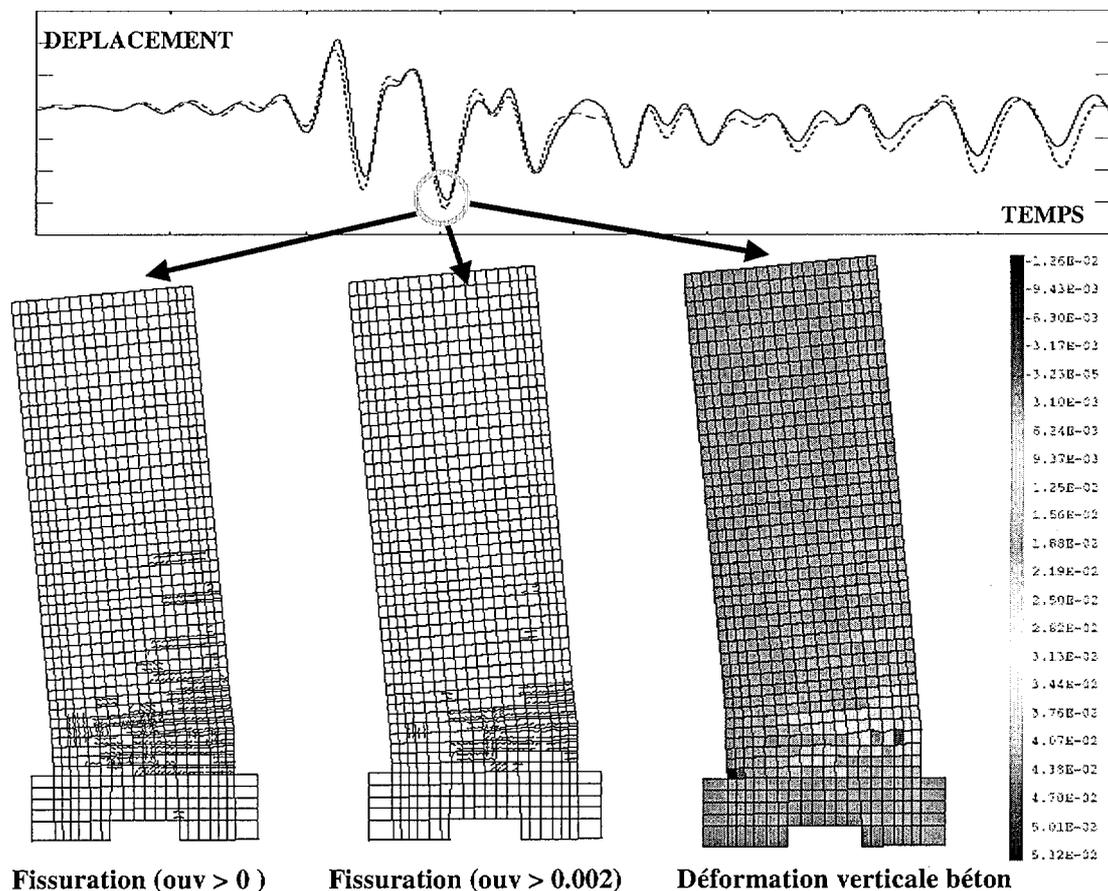


Figure III.57: Schéma de fissuration et déformations verticales à l'instant correspondant au pic du déplacement.

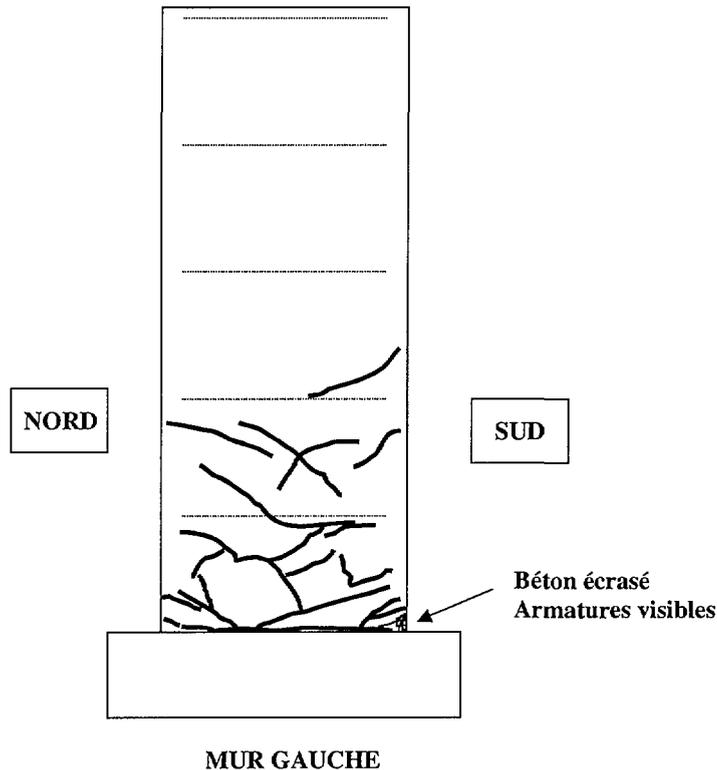


Figure III.58: Etat de fissuration à la fin des essais pour la maquette CAMUS III [52].

III-7 DISCUSSION DES RESULTATS. APPORTS A LA CONCEPTION.

Le comportement de la maquette CAMUS I a été dominé par la flexion mais son mode de ruine a été fortement influencé par l'effort tranchant. **Cette sollicitation est responsable de la réduction du moment résistant par rapport à un calcul classique** et l'explication la plus simple de ce phénomène est fournie par l'étude de l'équilibre en cas d'une fissure inclinée : après l'apparition d'une fissure diagonale, la force de traction dans l'acier de flexion devient supérieure à celle requise pour équilibrer le moment fléchissant appliqué. L'apparition des fissures diagonales qui se sont propagées à partir du niveau des arrêts de barres de flexion oriente donc vers un fonctionnement de type Treillis, alors que le dimensionnement initial était basé sur la méthode de la Poutre. Dans la phase de conception, un calcul initial basé sur cette dernière méthode (qui suppose que les fissures sont perpendiculaires à la ligne moyenne) a conduit à un niveau trop optimiste de l'agression sismique. Un redimensionnement effectué après l'essai en utilisant l'analogie du treillis a permis de retrouver le niveau d'agression

sismique constaté, mais le calcul conduit à des sollicitations limites inférieures à celles constatées [42]. Dans le cas de la maquette CAMUS II, le dimensionnement en Poutre semble bien adapté. Le comportement de type multi-bloc constaté, avec l'apparition des fissures horizontales au niveau des reprises de bétonnage, conforte d'ailleurs ce mode de fonctionnement.

Selon les conclusions du Rapport final de la recherche CAMUS [42], deux schémas de comportement s'imposeraient pour les murs faiblement armés : schéma Poutre pour les murs peu armés et schéma Treillis pour les murs plus sollicités en béton armé.

Avant tout calcul, le concepteur, basé sur son expérience, doit donc 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 difficiles à appréhender et ils varient d'une structure à l'autre. L'application d'une de ces méthodes de dimensionnement devrait aussi aboutir à une estimation raisonnable du facteur de comportement q . Ceci nécessite, par l'application du double principe de compatibilité, de disposer d'une bonne estimation de la déformée du mur sous ces sollicitations maximales. Cependant, le calcul de cette déformée à partir des courbures, telle que spécifié dans les codes en vigueur ne peut tenir compte que d'une façon assez approximative de certains phénomènes comme le caractère discret de la fissuration, la fissuration diagonale, le glissement au niveau de la liaison acier-béton. La plus grande difficulté reste peut être celle de postuler l'inclinaison et la position des fissures diagonales.

Ces méthodes étant inefficaces surtout au niveau local, des modèles plus performants doivent être employés en parallèle avec les méthodes classiques pour conforter la décision du concepteur.

Les résultats présentés dans ce chapitre ont montré la capacité de la modélisation utilisée à fournir des résultats corrects au niveau global aussi bien qu'au niveau local. En intégrant les mêmes types de lois de comportement des matériaux, pour toutes les maquettes étudiées, l'approche 2-D utilisée semble donc suffisamment complète pour rendre compte des phénomènes essentiels qui se produisent à la ruine. **Partant de là, il est clair que l'outil éléments finis intégrant des modèles matériaux adaptés peut offrir un appui considérable dans le cadre de la codification antisismique, puisqu'il permet le suivi de l'état de dégradation d'une structure à ses diverses étapes de chargement.** Les schémas de fissurations, les isovaleurs d'ouverture de fissures ou de déformations, présentés dans ce

chapitre, mettent bien en évidence les zones les plus sollicitées, et leur effet important sur le comportement global. La conception peut donc en profiter, en adoptant les décisions les plus adaptées à chaque cas étudié.

Afin de donner un exemple de l'appui offert par la modélisation proposée, nous reprenons en fin de ce paragraphe le cas de la maquette CAMUS I. Cette maquette a eu plutôt un comportement du type à une zone ultime prédominante et non multiétagé comme il était prévu dans la phase de conception. Les arrêts des barres se faisant 10 cm sous la face des dalles ont influencé fortement le comportement de la maquette, induisant la fissuration diagonale et le couplage flexion-effort tranchant. Cependant, dans la plupart des bâtiments, les arrêts de barres se font de façon plus classique au-dessus des reprises de bétonnage et il nous semble intéressant d'évaluer l'influence de ces dispositions constructives. Nous reprenons donc la modélisation de la maquette en considérant deux cas (Figure III.59) : cas A-arrêts des barres 10 cm sous la face des dalles, cas- B arrêts des barres 10 au-dessus de la face des dalles pour tous les niveaux.

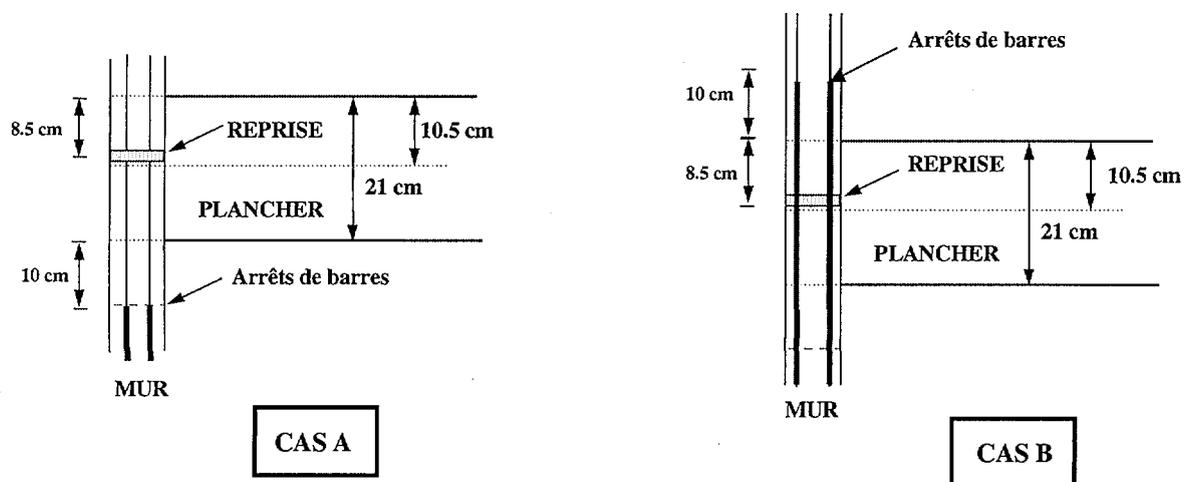


Figure III.59: Positions des arrêts des barres.

Contrairement aux analyses effectuées auparavant, nous allons procéder à une analyse statique non-linéaire simplifiée, moins coûteuses qu'une analyse temporelle. Un chargement horizontal composé des forces appliquées à chaque étage, ayant une distribution proche de la

déformée du mode fondamental ($\phi_1 = \left(\frac{x}{H}\right)^{1.5}$) a été adopté. Le chargement vertical est celui correspondant à l'effort normal statique (poids propre + masses additionnelles). La comparaison du comportement global obtenu dans les deux cas (Figure III.60) montre que le plus de ductilité et de capacité portante correspond au cas B (arrêts des barres au-dessus de la face des planchers). En effet, dans le cas B le déplacement ultime et la force ultime sont environ 1.3 et 1.14 fois respectivement plus grands que dans le cas A (arrêts des barres sous la face des planchers). Les schémas de fissuration et les isovaleurs de déformations verticales dans le béton, au niveau du déplacement maximal atteint, sont portées sur les Figures III.61 et III.62. D'après ces figures, le comportement global amélioré correspondrait à un changement du mode de fonctionnement de la maquette : fissuration généralement horizontale avec plastification des aciers sur aux moins deux niveaux (Figure III.62). Dans le cas B le comportement de la maquette serait donc plus proche d'un comportement de type Poutre multiétagé.

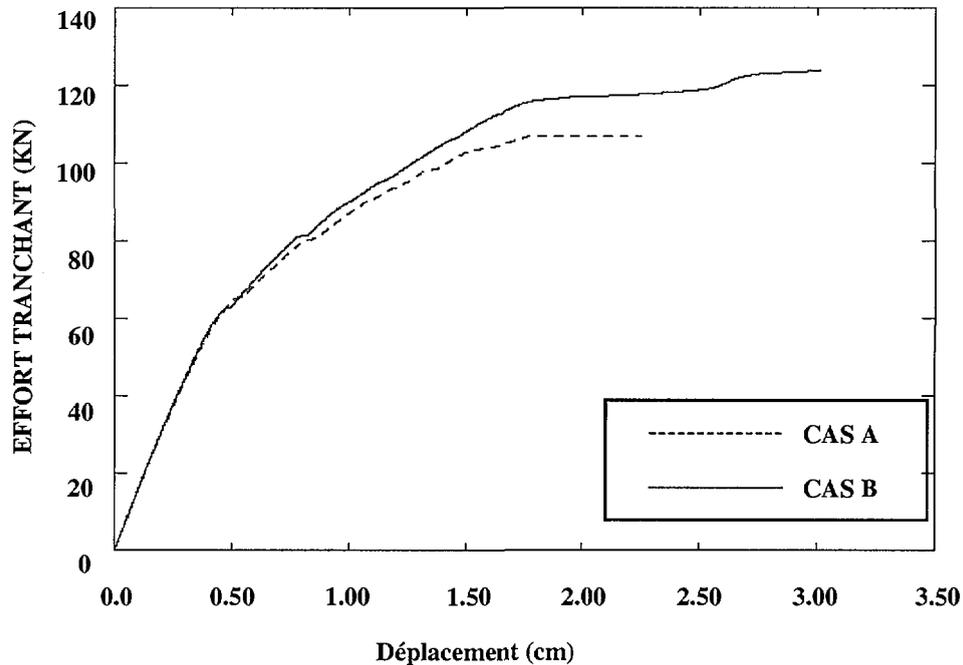


Figure III.60: Courbe Effort tranchant-déplacement en tête.

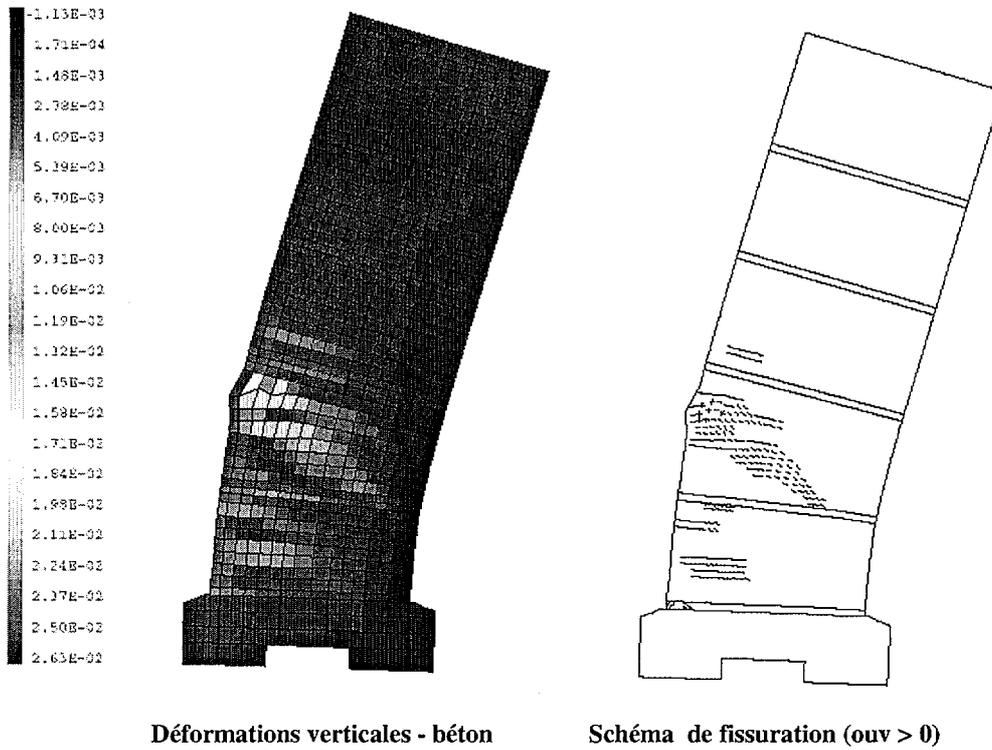


Figure III.61: Schéma de fissuration et isovaleurs de déformations verticales - CAS A.

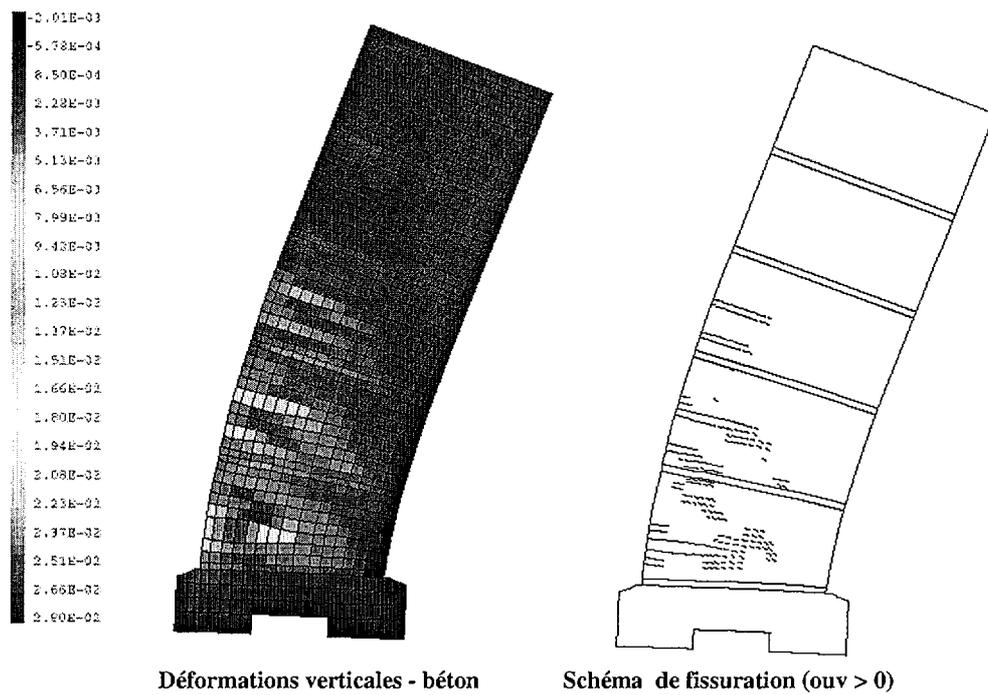


Figure III.62: Schéma de fissuration et isovaleurs de déformations verticales - CAS B.

Les essais CAMUS ainsi que les études numériques réalisés ont mis en évidence **la forte interaction entre les directions verticale et horizontale**. La fissuration du béton et le changement d'axe neutre associé génèrent un mouvement vertical des masses qui est à l'origine des accélérations verticales et des contraintes normales. La fermeture des fissures de flexion conduit à un accroissement de raideur et la structure est soumise à des « chocs » qui excitent les hautes fréquences. La conséquence directe du soulèvement des masses est l'apparition d'un effort normal dynamique de traction-compression dont l'amplitude peut être considérable, jusqu'à 90% du poids des masses.

Une modélisation linéaire n'est pas capable de reproduire le type de réponse mentionné puisque la flexion n'entraîne pas de variation d'effort normal, les effets de N et M étant découplés. Par contre dans le domaine non linéaire, on a des termes de couplage entre les effets de N et M, donc ce type de réponse peut être reproduit. Nous n'allons pas procéder à une description détaillée de ces phénomènes dont les mécanismes essentiels ont été clairement présentés dans plusieurs publications [50], [43]. Remarquons toutefois qu'au stade du dimensionnement, une évaluation correcte de la valeur de calcul de la variation de l'effort normal ΔN est nécessaire. Une bonne estimation de l'effort normal dépend entre autre de la loi d'ouverture-fermeture de fissure utilisée, de l'amortissement structurel et du type d'algorithme utilisé pour l'intégration temporelle. Dans tous les calculs effectués avec le code CASTEM 2000 nous avons utilisé l'algorithme implicite de Newmark avec $\alpha = 0.5$ et $\beta = 0.25$. De la même manière, dans tous les cas traités nous avons utilisé un amortissement visqueux de Rayleigh : matrice d'amortissement construite par combinaison linéaire des matrices de masse et de raideur avec 2% et 1% d'amortissement critique sur le premier et deuxième mode respectivement. L'effort normal dynamique issu de ces simulations présente généralement une bonne qualité avec des amplitudes et des fréquences proches de celles mesurées. Toutefois, une comparaison des valeurs maximales de l'effort normal dynamique (tableau III.11) met en évidence certaines différences entre les résultats obtenus pour les trois maquettes.

| EFFORT NORMAL DYNAMIQUE(KN) base 1 ^{er} étage | ESSAI (E) | CALCUL (C) | E/C |
|---|------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|
| CAMUS I T(Traction) C(Compression) | T: 147 C: -163 | T: 120 C: -134 | 1.22 1.22 |
| CAMUS II T(Traction) C(Compression) | T: 92.5 C: -109.8 | T: 124.6 C: -182.8 | 0.74 0.60 |
| CAMUS III T(Traction) C(Compression) | T: 193.7 C: -212 | T: 197.2 C: -211.4 | 1.02 0.99 |

Tableau III.11: Comparaison des valeurs maximales de l'effort Normal dynamique
(base du 1^{er} étage).

Si la qualité de la prédiction est bonne pour la maquette CAMUS I (erreur de 22%) et très bonne pour la maquette CAMUS III (erreur de 1%), un écart plus important est obtenu pour la maquette CAMUS II (erreur de 40%). Une première cause de ces différences semble provenir du mode de comportement assez différent des maquettes testées. En effet la maquette CAMUS II a eu un mode de comportement multiétagé avec de larges ouvertures de fissures au plusieurs niveau (conception PS92) tandis que la maquette CAMUS III a eu un fonctionnement de type rotule plastique à la base (conception EC8). Il semble donc qu'il est plus facile de traduire numériquement la propagation des ondes axiales dans un mur si les grandes déformations sont concentrées à la base du mur. Dans le cas d'un fonctionnement multiétagé, la fissuration et le changement d'axe neutre associé ayant lieu aux différents niveaux, les interactions verticales sont alors plus complexes et donc plus difficiles à reproduire numériquement. Une deuxième cause de ces différences provient de l'introduction des conditions unilatérales au niveau de chaque étage dans le cas de la maquette CAMUS II. Dans ce cas la refermeture de fissure se fait plus brutalement que dans une approche classique, le choc des masses est ainsi augmenté. Par conséquent l'effort normal calculé est surestimé. Il est possible qu'une interaction entre le schéma d'intégration et la prise en compte d'un amortissement de Rayleigh sur le mode vertical supérieur à celui considéré puisse modifier les valeurs de cet effort normal dynamique. L'adoption d'un algorithme d'intégration explicite pourrait-elle aussi constituer une alternative intéressante pour essayer de mieux prédire un comportement influencé par plusieurs modes de vibrations. Nous retrouvons donc toute la difficulté à prédire finement la variation de l'effort normal dynamique et des études supplémentaires sont sans doute nécessaires. Malgré ces quelques

réserve sur la précision de l'effort normal, cependant il reste quantitativement très satisfaisant : des erreurs de l'ordre de 20% semblent tout à fait acceptables, compte tenu de la complexité du phénomène d'une part et d'autre part de la dispersion qui existe de toute façon sur les résultats d'essais. Il semble donc que la modélisation 2-D utilisée est tout à fait adaptable au calcul sismique des structures constituées des murs pour prédire les couples de valeurs $(N_0 + \Delta N, M)$ qui sont les plus critiques vis-à-vis de l'ELU. A cet effet, des études paramétriques en calcul non linéaire temporel pourraient fournir des valeurs fiables pour la conception en fonction des différents paramètres à envisager : intensité sismique et ferrailage associé, type d'accélérogramme, élancement, contrainte normale gravitaire, type de sol.

Dans le cadre de ce chapitre nous avons pu comparer les conséquences sur le mode de fonctionnement qui résultent de l'application de deux principes de dimensionnement différents : celui des **règles françaises PS 92** et celui de **l'Eurocode 8**. Sans pour autant discuter du bien-fondé de l'une ou l'autre approche, nous voulons simplement exprimer en fin de ce paragraphe quelques remarques issues des analyses effectués ainsi que des opinions des spécialistes dans le domaine de la conception parasismique.

D'une part, les essais CAMUS ont démontré que les structures à murs porteurs faiblement armés peuvent avoir un comportement tout à fait satisfaisant sous le séisme de dimensionnement. De plus, une fois le séisme passé, la stabilité sous charges gravitaires est assurée ainsi qu'une certaine aptitude au contreventement sous séisme réduit. La conception française des règles PS92 permettrait donc d'obtenir un niveau satisfaisant de résistance sismique en économisant de façon significative la quantité de ferrailage. De ce point de vue, les comparaisons économiques faites par application des réglementations actuelles sur quelques exemples [53], [54] montrent que l'écart entre les deux solutions est très important.

D'autre part, mêmes si les essais CAMUS ont portés sur une configuration représentative du bâti existant, il existe des murs différents, soit plus chargés (ayant une plus forte contrainte normale sous charges gravitaires), soit soumis à une agression sismique plus importante, soit prévus d'ouvertures, etc. De plus, comme ces essais ont été réalisés en sollicitation unidirectionnelle, il subsiste des interrogations quant à la sensibilité des murs faiblement armés aux sollicitations combinée dues à un séisme agissant simultanément dans les deux directions de contreventement. Pour faire évoluer les règles, il est donc nécessaire d'enrichir la base de donnée déjà obtenue en continuant les recherches entreprises dans ce domaine.

Enfin, il ne faut pas oublier que les éléments de mur font partie de l'ensemble d'un bâtiment qui est assez différent d'un pays à l'autre et les différences de conception en sont en bonne partie la conséquence.

III-8 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Les résultats numériques obtenus ont permis, dans un premier temps de mettre en évidence les mécanismes de résistance et de rupture des murs relativement élancés, conçus selon des principes de dimensionnement différents.

Ainsi, la comparaison des résultats numériques et expérimentaux a montré l'influence des arrêts des barres sur l'affaiblissement de la résistance flexionnelle sous l'effet conjuguée du moment et de l'effort tranchant dans le cas de la maquette CAMUS I.

En intégrant une représentation discrète (appuis unilatéraux) des discontinuités occasionnées par les reprises de bétonnages, le comportement de type multi-bloc de la deuxième maquette a été lui aussi bien reproduit. Le comportement global de la maquette a été traduit convenablement par l'approche adhérence parfaite, mais de meilleurs résultats locaux sont possibles si la liaison acier-béton est modélisée à l'aide d'une loi cyclique. Cette dernière approche, justifiée par les faibles qualités d'adhérence de l'acier utilisé, demande toutefois une large base de données pour mieux évaluer les caractéristiques de la loi de liaison.

Enfin, la maquette CAMUS III a eu le mode de fonctionnement prévu dans la phase de conception : rotule plastique en pied du mur et comportement quasiment élastique au-dessus de la zone critique. Les grandes rotations plastiques et la dissipation d'énergie sont apparues essentiellement au premier étage.

Dans un second temps, les résultats obtenus ont permis d'envisager différentes applications pratiques lors du dimensionnement. Par exemple des études de vulnérabilité vis-à-vis du niveau de l'intensité sismique pourraient être effectuées pour ce type de structure à l'aide des modèles précédents. On peut étudier également l'influence des diverses dispositions constructives (répartitions d'armatures, longueur de recouvrement, etc.) afin de justifier ou remettre en question les règlements actuels. Dans le cas des murs faiblement armés, il conviendrait aussi d'examiner la pertinence d'une analyse statique non-linéaire simplifiée formalisée dans certains codes [1], [2]. Une fois son domaine de validité bien délimité, cette approche (moins coûteuse qu'une analyse temporelle), pourrait constituer une alternative intéressante à une analyse dynamique temporelle. Enfin, les études paramétriques en calcul non-linéaire dynamique sont les seules capables d'évaluer les marges de variation de l'effort normal dynamique, nécessaires dans la phase de conception.

Comme on a pu le constater, les modèles locaux de comportement des matériaux, couplés à une description correcte des conditions aux limites et du chargement, permettent à présent de rendre compte des mécanismes essentiels du comportement d'un mur isolé chargé dans son plan. Ces possibilités ne doivent pas en masquer les limites et il reste bien sûr des aspects à améliorer dans la modélisation présentée. Nous allons énumérer les plus importants:

- des éléments de forme relativement régulière doivent être utilisés afin de limiter la dépendance des résultats vis-à-vis du maillage. La longueur caractéristique nécessaire au passage déplacement-déformation étant directement liée à la taille de l'élément fini, conduit parfois à un travail pénible de modélisation, interdisant l'utilisation des éléments de forme quelconque. Il est donc nécessaire d'améliorer le modèle béton utilisé en adoptant une méthode de régularisation de type Hillerborg et al. [55], comme cela a été déjà effectuée pour le modèle dit d'Ottosen [56] implanté dans le code CASTEM 2000.
- il reste bien sûr des aspects à améliorer dans la loi cyclique du modèle béton utilisé, même si cela peut conduire à une mise en œuvre informatique un peu plus laborieuse. Quelques modifications, comme par exemple celle proposée par FLEURY [38] pourrait apporter une meilleure description de la dissipation hystérétique lors de la réouverture et de la refermeture des fissures en mode I. En compression, les trajets ne comportant pas de dissipation, (décharge et recharge suivant une droite) peuvent être également modifiés en adoptant des lois dissipatives plus compliquées.

| | |
|---|-----|
| CHAPITRE III | 67 |
| III-1 INTRODUCTION | 69 |
| III-2 LES ESSAIS CAMUS | 70 |
| III-2.1 Dimensionnement des maquettes CAMUS I et II | 70 |
| III-2.2 Dimensionnement de la maquette CAMUS III | 71 |
| III-2.3 Caractéristiques des maquettes CAMUS | 72 |
| III-2.4 Programme de chargement | 77 |
| III-3 CHOIX DE MODELISATION | 79 |
| III-3.1 Considérations préliminaires | 79 |
| III-3.2 Maillages | 80 |
| III-3.3 Choix des caractéristiques mécaniques des matériaux | 82 |
| III-3.4 Chargement | 86 |
| III-3.5 Analyse modale | 86 |
| III-3.6 Amortissement | 87 |
| III-4 SIMULATION DU COMPORTEMENT DE LA MAQUETTE CAMUS I | 88 |
| III-4.1 Résultats globaux | 88 |
| III-4.2 Etats de dégradation et mode de ruine | 94 |
| III-4.3 Comparaison avec l'état ultime de résistance (ELU) | 101 |
| III-5 SIMULATION DU COMPORTEMENT DE LA MAQUETTE CAMUS II | 104 |
| III-5.1 Résultats | 104 |
| III-5.2 Comparaison avec l'état ultime de résistance (ELU) | 116 |
| III-6 SIMULATION DU COMPORTEMENT DE LA MAQUETTE CAMUS III | 118 |
| III-7 DISCUSSION DES RESULTATS. APPORTS A LA CONCEPTION | 125 |

CHAPITRE IV

MURS DE SECTION NON RECTANGULAIRE EN U

| | |
|--|-----|
| CHAPITRE IV | 135 |
| IV-1 INTRODUCTION | 137 |
| IV-2 ESSAIS DES MURS EN U | 139 |
| IV.2.1 Caractéristiques des spécimens | 139 |
| IV.2.1.1 Murs testés sous chargement sismique | 139 |
| IV.2.1.2 Murs testés sous chargement cyclique | 142 |
| IV.2.2 Programme de chargement | 145 |
| IV.2.2.1 Murs testés sous chargement sismique | 145 |
| IV.2.2.2 Murs testés sous chargement cyclique | 146 |
| IV-3 CHOIX DE MODELISATION | 149 |
| IV.3.1 Considérations préliminaires | 149 |
| IV.3.2 Maillages et conditions aux limites | 149 |
| IV.3.2.1 Murs testés sous chargement sismique | 149 |
| IV.3.2.2 Murs testés sous chargement cyclique | 151 |
| IV.3.3 Choix des caractéristiques mécaniques des matériaux | 152 |
| IV-4 SIMULATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DU MUR I | 155 |
| IV.4.1 Choix du test | 155 |
| IV.4.2 Résultats | 155 |
| IV.4.3 Discussion et interprétation des résultats | 162 |
| IV-5 COMPORTEMENT EXPERIMENTAL DES MURS EN U TESTES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE AU MUR DE REACTION | 164 |
| IV.5.1 Mur USW1. Essai direction Y | 164 |
| IV.5.2 Mur USW2. Essai Direction X | 166 |

IV-1 INTRODUCTION

Pour le respect des exigences fonctionnelles, les bâtiments à murs porteurs contiennent souvent des éléments constitutifs ayant une section non rectangulaire en forme de U, L, T, I, etc. Ces murs, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, doivent résister et être stables sous l'action des forces sismiques dans tous les deux axes principaux du bâtiment. Jusqu'à présent peu de recherches ont été entreprises dans ce domaine et la maîtrise du comportement de ces murs est loin d'être entièrement acquise. A cela, il faut ajouter que les règles de l'Eurocode 8, bien adaptées aux murs de section rectangulaire, sont dans une moindre mesure applicables dans le cas des sections non rectangulaires. Dans ce sens un bon exemple est donné par les sections en U ou en L. Il convient donc, compte tenu des incertitudes qui subsistent encore, d'étudier les différentes caractéristiques du comportement de ce type de structures en terme de capacité d'absorption d'énergie, de déformation ductile, de mode de ruine, etc., afin de produire des outils et règles simples pour les codes de dimensionnement.

L'objectif du projet ICONS (Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures), regroupant plusieurs laboratoires et universités européens (JRC-Ispra, Université de Patras, Université d'Athènes, Université de Rome, LNEC- Lisbonne, Imperial College, Université de Liège, LMT-Cachan, INSA-Lyon, etc.) a été de proposer des concepts novateurs pour répondre aux lacunes de l'Eurocode 8 actuel, notamment dans les domaines suivants: définition de l'action sismique, structures existantes non conformes, concepts novateurs de dimensionnement, construction mixte acier/béton, murs en béton armé. Dans le cadre du thème No.5 du programme ICONS - «Murs en béton armé», il a été décidé d'effectuer plusieurs essais sismiques et cycliques sur des murs en U. Dans le cadre du programme expérimental ECOEST2, quatre essais sismiques ont été effectués sur la table vibrante AZALEE du CEA (Commissariat de L'énergie Atomique) de Saclay et trois essais cycliques et un essai pseudodynamique ont été effectués au mur de réaction de l'ELSA (JRC-Ispra).

La partie IV.2 de ce chapitre décrit les différents essais et les caractéristiques des spécimens testés. Nous exposerons ensuite dans la partie IV.3 les principes de modélisation qui nous ont guidés pour simuler numériquement le comportement de ce type de structure. La partie IV.4 inclut une comparaison des résultats numériques et expérimentaux dans le cas des murs testés sur la table vibrante. Avant de passer au cas des murs testés sous chargement cyclique, il nous

a paru utile de décrire dans la partie IV.5 les principaux résultats expérimentaux des essais cycliques. Afin de mieux comprendre le comportement du spécimen testé, un traitement de données expérimentales en terme d'évolution de raideur, de résistance et d'énergie dissipée au cours du cyclage est également présentée. Les résultats des simulations numériques basés sur une modélisation 3-D coques minces multicouches sont confrontés à ceux issus de l'expérience dans la partie IV.6. Tout en montrant les limites, mais aussi les qualités de cette approche, cet exemple permet de valider la modélisation adoptée et le modèle de béton mis en œuvre pour le cas général des murs en U sollicités en flexion composée déviée. Enfin, la partie IV.7 présente les conclusions qui peuvent être tirées selon les études expérimentales et numériques effectuées.

IV-2 ESSAIS DES MURS EN U

IV.2.1 Caractéristiques des spécimens

Les murs en U ont été dimensionnés selon les règles de l'Eurocode 8. Les différentes parties du mur ayant des sections rectangulaires (2 ailes + âme) ont été dimensionnées et armées comme faisant partie d'une seule entité. Deux spécimens géométriquement différents ont été ainsi conçus, suivant le type d'essai à effectuer. Le spécimen testé sous chargement sismique sur la table vibrante est un modèle à l'échelle 0.6 ayant un élancement d'environ 5.3 et un comportement dominé par la flexion. La hauteur de ce spécimen, les dimensions des deux semelles (inférieure et supérieure) ainsi que la masse à ajouter en tête ont été dictées par le besoin de limiter le risque de dépasser la capacité de la table vibrante et celle du système de suspension. L'effort normal statique imposé à la base du mur a une valeur de 230 KN. Le spécimen testé sous chargement cyclique au mur de réaction est un modèle à l'échelle 1 ayant un élancement de 3.12 suivant la direction des ailes et de 2.6 suivant la direction de l'âme. L'influence de l'effort tranchant est donc plus importante dans ce cas. L'effort normal statique imposé à la base du mur ayant une valeur d'environ 2440 KN, l'influence de l'effort normal est-elle aussi plus importante dans le cas des murs testés sous chargement cyclique. En effet, en prenant une valeur de 30 MPa pour la résistance en compression du béton on peut constater que la valeur normalisée de l'effort normal ($\sigma_d = N_{sd}/f_{cd} \times A_c$, N_{sd} – effort normal de dimensionnement, f_{cd} - résistance en compression du béton, A_c aire de la section du mur) est environ 4 fois supérieur à celui correspondant aux murs testés sous chargement sismique : $\sigma_d = 0.093$ pour les murs testés en chargement cyclique et $\sigma_d = 0.025$ pour les murs testés sur table vibrante.

IV.2.1.1 Murs testés sous chargement sismique

La structure est un mur porteur avec une section constante en forme de U, ayant une hauteur de 3m, une largeur de 90 cm, une longueur de 75 cm et une épaisseur de 15 cm (Figure IV.1). Le mur présente à la base une semelle de 1.7m x 1.7m et de 0.3m d'épaisseur pour la fixation sur la table vibrante. Cette semelle est équipée de 14 trous de diamètre de 40 mm pour le passage de vis M36. En tête du mur une semelle de 1.2m x 1.2 m et de 0.15m d'épaisseur est équipée de 4 trous de diamètre 65 mm pour le passage de 4 tirants afin de fixer en tête une masse carrée composée de 3 blocs de béton de 64.5 KN chacun. Le ferrailage est composé

d'armatures en acier disposées verticalement et de cadres disposés horizontalement sur toute la hauteur du mur (Figure IV.2). Avec cette configuration l'effort normal statique imposé à la base du mur ayant une valeur de 230 KN, la capacité en flexion à la base du mur est différente, suivant la direction et le sens de sollicitation:

- en Y+ : $M_{rd} = 388 \text{ KNxm}$
- en Y- : $M_{rd} = 386 \text{ KNxm}$
- en X± : $M_{rd} = 477.5 \text{ KNxm}$

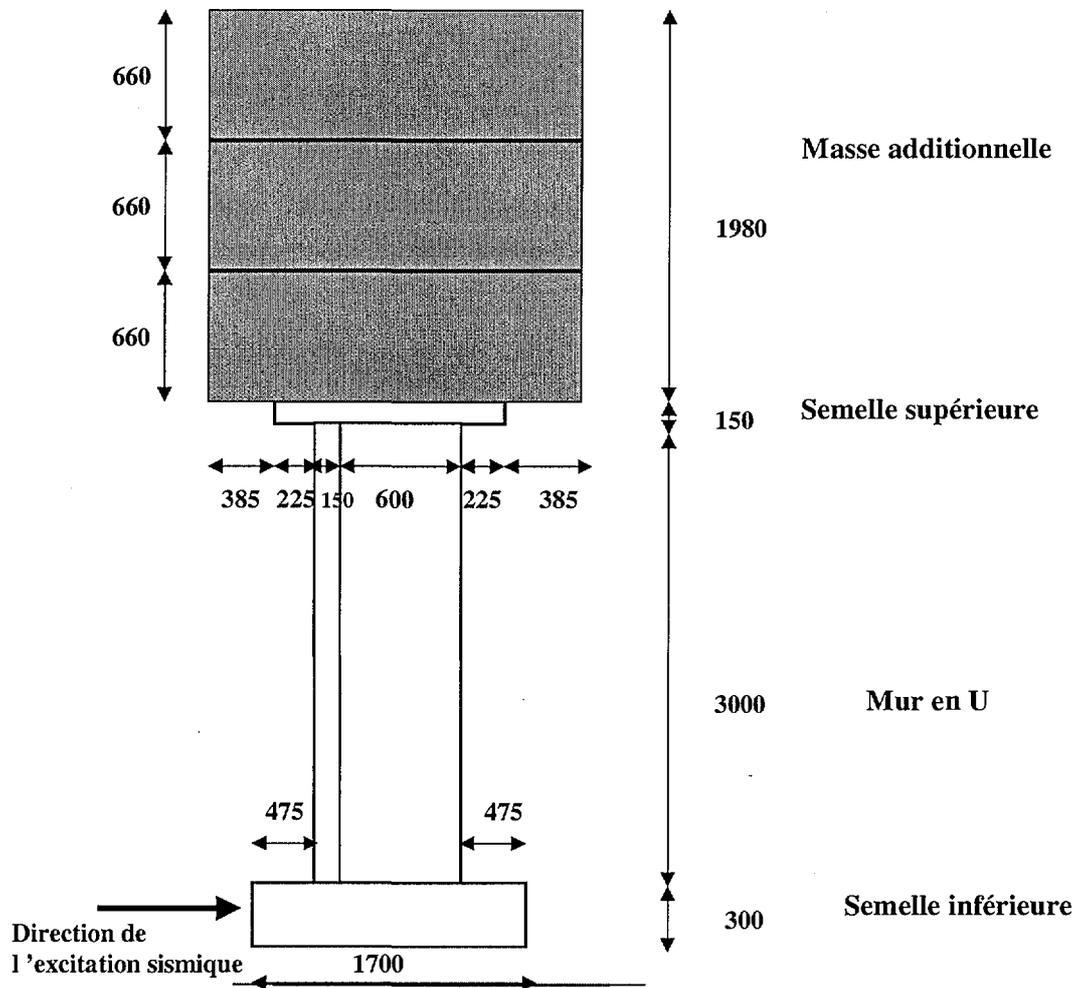


Figure IV.1: Vue du spécimen en élévation.

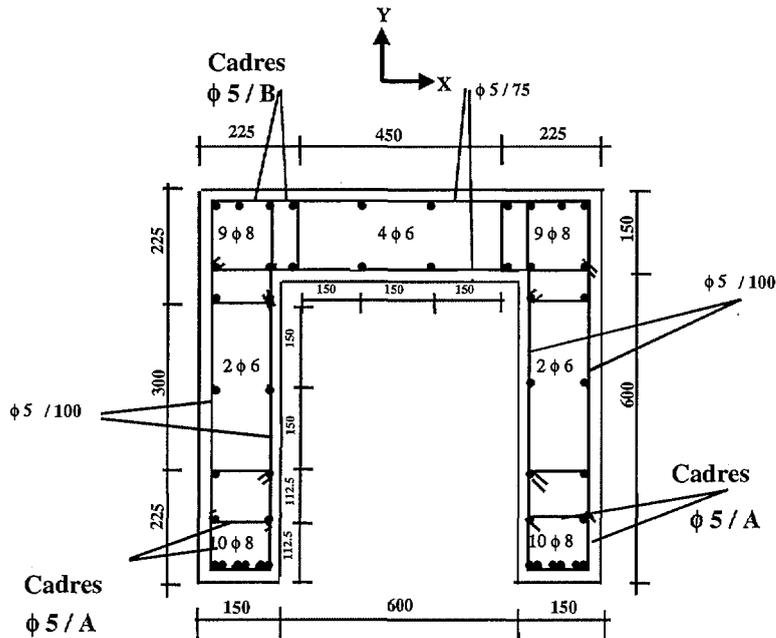


Figure IV.2: Section horizontale du mur.

Les trois spécimens testés sur la table vibrante ont le même ferrailage vertical et horizontal. Seule la quantité des cadres de confinement placés dans l'extrémité du mur varie d'un spécimen à l'autre. Les différents cas sont présentés dans le tableau IV.1.

| MUR | DISTANCES DES CADRES | |
|-----|----------------------|--------|
| | A (mm) | B (mm) |
| I | 100 | 100 |
| II | 40 | 100 |
| III | 40 | 40 |

Tableau IV.1: Distances entre les cadres pour les différents murs en U.

Les caractéristiques des aciers utilisés pour les murs en U sont données dans le tableau IV.2. On peut constater que les valeurs de l'allongement à la rupture et du ratio f_r / f_y sont inférieures aux valeurs requises par l'Eurocode 8 pour les classes de ductilité DCM (classe de ductilité « moyenne ») et DCH (classe de ductilité « haute »).

| ϕ (mm) | Module de Young E (MPa) | f_y (MPa) | f_r (MPa) | ϵ_{gt} (%) | f_r / f_y |
|----------------|-------------------------------|----------------|----------------|------------------------|-------------|
| 6 | 190744 | 604 | 625 | 2.47 | 1.034 |
| 8 | 206830 | 643 | 660 | 2.61 | 1.026 |

Tableau IV.2: Caractéristiques des aciers des murs en U.

Les caractéristiques mécaniques du béton ont été vérifiées par des essais sur des cylindres $\Phi 100 \times 320$ mm fabriqués en même temps que les murs [57]. Les principaux résultats (valeurs moyennes sur plusieurs tests) sont reportés dans le tableau IV.3.

| | RESISTANCE | | MODULE DE YOUNG (MPa) | COEFF. DE POISSON |
|---------|----------------------|-------------------|-----------------------------|----------------------|
| | Compression (MPa) | Traction (MPa) | | |
| MUR I | 32.3 | 3.64 | 25937 | 0.20 |
| MUR II | 32.8 | 3.33 | 26957 | 0.19 |
| MUR III | 43.9 | 3.83 | 29530 | 0.21 |

Tableau IV.3: Caractéristiques mécaniques moyennes du béton pour les murs en U [57].

IV.2.1.2 Murs testés sous chargement cyclique

La structure est un mur porteur de 3.60m de haut, avec une section constante en forme de U. L'âme de la section en U mesure 1,50m et ses ailes ont une longueur égale à 1,25m pour une épaisseur de 25 cm. Le mur repose sur une longrine, un bloc carré de béton armé de 3,50m de côté et de 1m de hauteur. En tête du mur est disposé un autre bloc de béton armé de 2,50m de côté et de 60 cm de hauteur. Le vue en plan du mur ainsi que sur sa hauteur sont présentés dans la Figure IV.3. Les trois spécimens testés sur le mur de réaction sont tous identiques.

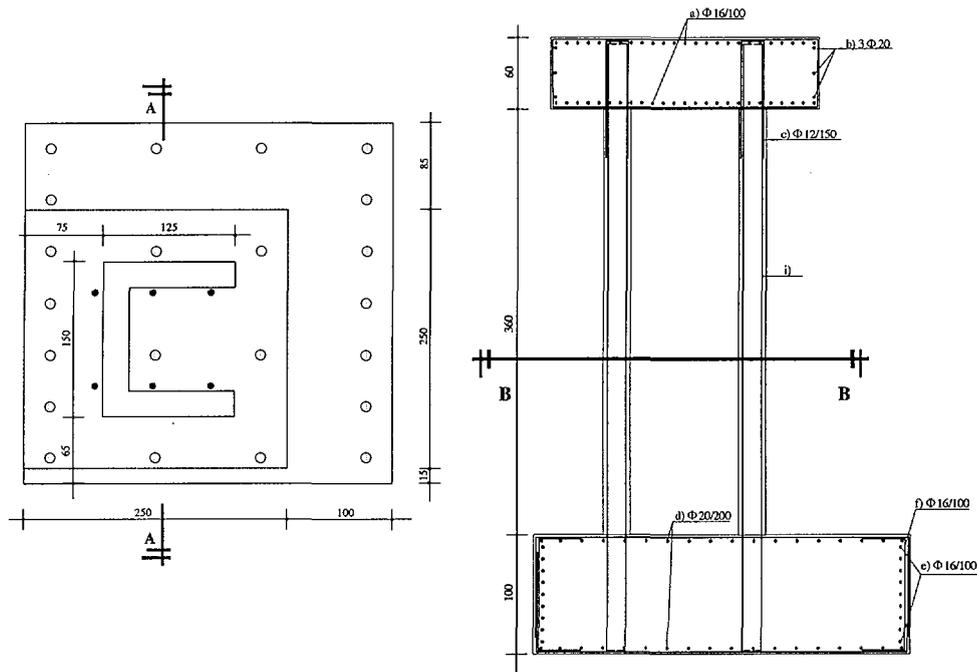


Figure IV.3: Vue en plan et en élévation du mur.

Le ferrailage vertical est assuré avec des barres d'acier de diamètre $\phi 10$ et $\phi 12$ avec un pourcentage ρ égal à 0.0056. Le ferrailage d'effort tranchant est constitué de barres d'acier $\phi 8$ d'espacement égal à 125 mm dans les ailes 75 mm dans l'âme. Les cadres de confinement de diamètre $\phi 8$ ont un espacement de 90 mm. La section du mur est présentée dans la Figure IV.4.

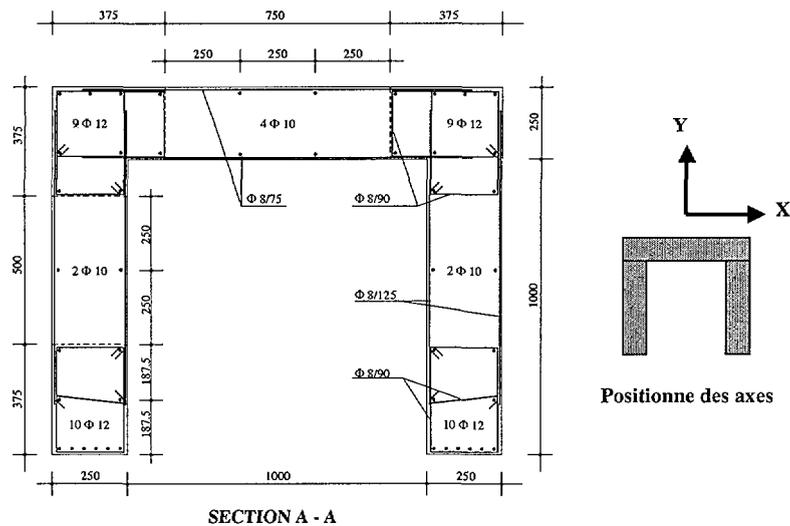


Figure IV.4: Section du mur.

Un chargement vertical de 2000 KN est appliqué dans le centre d'inertie du mur à l'aide de 6 câbles verticaux positionnés de façon à éviter l'introduction des moments de flexion parasites. Le tableau IV.4 donne les masses des divers éléments de structure en considérant une densité du béton de 2300 Kg/m³ [58].

| Elément de structure | Masse (kg) |
|-------------------------|------------|
| Mur | 7245 |
| Longrine inférieure | 28175 |
| Longrine supérieure | 8625 |
| Poids total du spécimen | 44045 |
| Masse additionnelle | 200000 |

Tableau IV.4: Bilan des masses.

La capacité en flexion à la base du mur est différente suivant la direction et le sens de sollicitation:

- en Y+ : $M_{rd} = 2700 \text{ KNxm}$
- en Y- : $M_{rd} = -2550 \text{ KNxm}$
- en X± : $M_{rd} = 3470 \text{ KNxm}$

Les caractéristiques des aciers utilisés pour les murs sont données dans le tableau IV.5. Contrairement à ce qu'on a pu constater précédemment, on remarque les valeurs importantes de l'allongement à la rupture des aciers utilisés.

| | f_y (MPa) | ϵ_{gt} (%) | f_r (MPa) |
|-----|----------------|------------------------|----------------|
| Φ8 | 557.5 | 25.0 | 642.1 |
| Φ10 | 525.2 | 24.2 | 617.2 |
| Φ12 | 516.5 | 24.8 | 615.0 |

Tableau IV.5: Caractéristiques des aciers des murs en U [58].

La résistance en compression du béton a été déterminée à partir des essais sur des cubes de 30 x 30 x 30 cm, [58]. Les principaux résultats (valeurs moyennes sur plusieurs tests) sont reportés dans le tableau IV.6. Les résultats des tests d'impact effectués avec le scléromètre sont également donnés dans le tableau IV.7. Compte tenu de la mauvaise qualité des échantillons de béton il nous a paru plus pertinent de se baser dans le calcul sur les résultats des tests d'impact.

| | Résistance en compression |
|-------|---------------------------|
| MUR 1 | 23.73 MPa |
| MUR 2 | 23.73 MPa |
| MUR 3 | 20.83 MPa |

Tableau IV.6: Résistance en compression du béton (essai de compression) [58].

| | Aile EST (x= 0.75m) | Ame | Aile OUEST (x= -0.75m) |
|---------------------------------|------------------------|------|---------------------------|
| Résistance en compression (Mpa) | 28.9 | 31.1 | 29.5 |
| Dispersion (Mpa) | 4.21 | 3.93 | 4.63 |

Tableau IV.7: Résistance en compression du béton (test d'impact) [58].

IV.2.2 Programme de chargement

IV.2.2.1 Murs testés sous chargement sismique

Les essais sismiques sur la table vibrante du CEA ont été effectués avec un accélérogramme généré artificiellement à partir du signal réel de San Fernando 09 (1971). Le spectre de cet accélérogramme est très proche du spectre élastique donné par l'Eurocode 8, spectre correspondant à un sol de type B, un amortissement de 5% et une accélération de 0.25g. Afin de préserver le niveau d'accélération, l'échelle des temps a été ensuite contractée avec le facteur $\sqrt{0.6}$ (0.6 étant l'échelle du spécimen). Une seule direction de chargement a été considérée durant la campagne d'essais : la direction parallèle au plan des ailes (direction de l'axe Y dans la Figure IV.4).

Les niveaux de chargement ont été décidés de façon à obtenir :

- un essai à bas niveau (0.25g), avec peu ou sans plastification des aciers
- un essai de niveau moyen (0.60g) avec plastification modérée aciers
- essais de haut niveau (0.80g et 1.0g), jusqu'à la ruine

Les niveaux réalisés durant la campagne d'essais ont donc été les suivants :

MUR I : 0.20g, 0.26g, 0.63g, 0.83g, 1.0g .

MUR II : 0.30g, 0.10g, 0.25g, 0.60g, 0.80g .

MUR III : 0.10g, 0.25g, 0.61g, 0.825g, 1.05g .

IV.2.2.2 Murs testés sous chargement cyclique

L'action sismique est simulée par des forces horizontales appliquées au niveau du plan moyen de la longrine supérieure, avec un pilotage en déplacement imposé. Des déplacements égaux sont donc imposés sur chacune des deux extrémités de la longrine supérieure, la rotation de cette longrine dans le plan horizontal étant ainsi bloquée. Le plan du montage expérimental ainsi que le positionnement des axes sont montrés dans la Figure IV.5.

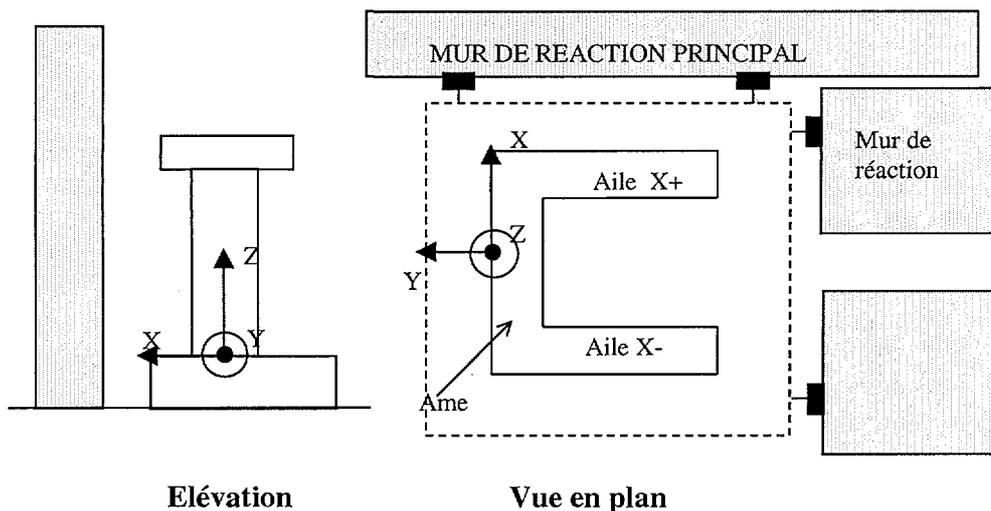


Figure IV.5: Plan du montage expérimental.

Avant chaque essai cyclique, un effort normal de 2000 KN est imposé à l'aide de 6 câbles disposés de façon que la résultante soit positionnée très proche du centre d'inertie de la section (Figure IV.6). L'effort normal est maintenu constant durant chaque essai.

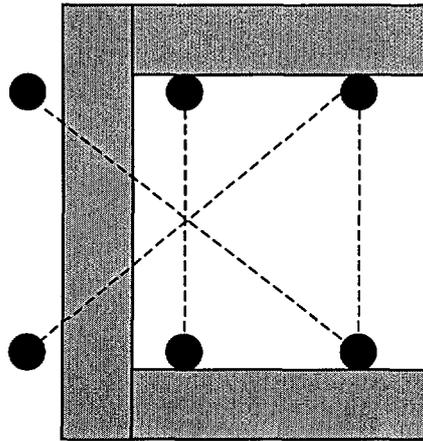


Figure IV.6: Position des câbles d'application de l'effort normal.

Trois essais cycliques différents sur la structure en U ont été effectués au mur:

- essai USW1 avec un chargement horizontal suivant l'axe Y (Figure IV.7)
- essai USW2 avec un chargement horizontal suivant l'axe X (Figure IV.8)
- essai USW3 avec un chargement horizontal suivant l'axe X et Y (Figure IV.9 et IV.10)

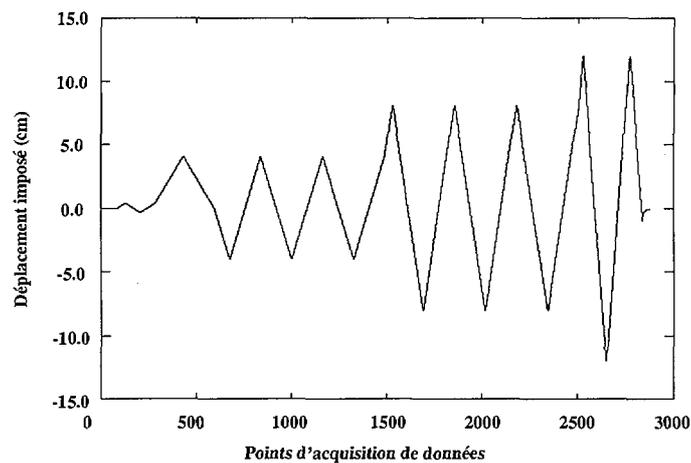


Figure IV.7: Histoire des déplacements imposés dans l'essai USW1.

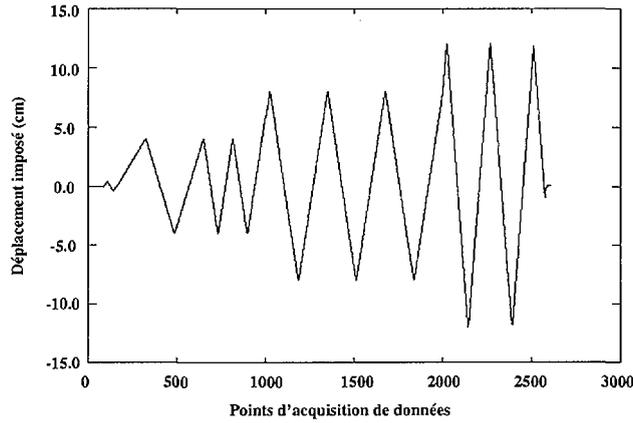


Figure IV.8: Histoire des déplacements imposés dans l'essai USW2.

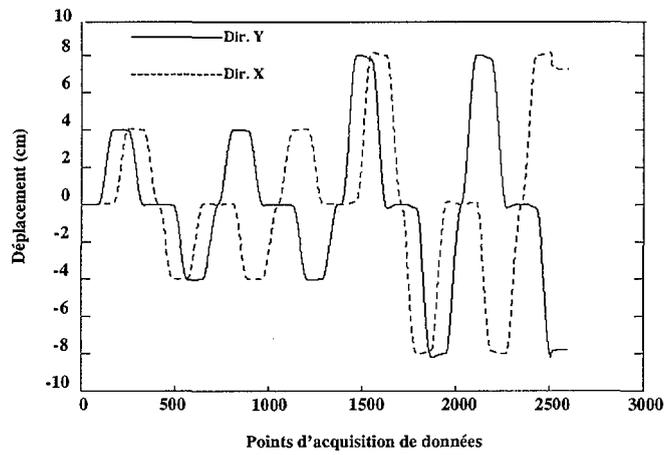


Figure IV.9: Histoire des déplacements moyens imposés dans l'essai USW3.

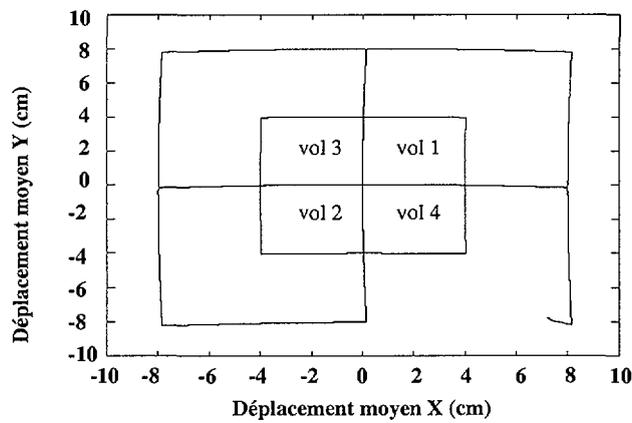


Figure IV.10: Déplacement moyen Y en fonction du déplacement moyen X dans l'essai USW3.

IV-3 CHOIX DE MODELISATION

IV.3.1 Considérations préliminaires

Du point de vue théorique, la modélisation la plus satisfaisante consisterait en un modèle 3-D de béton cyclique, associé à un modèle d'acier cyclique, mis en œuvre au sein d'un maillage spatial décrivant correctement la géométrie du mur. La taille du problème engendré et le fait qu'il n'existe pas actuellement un modèle béton 3-D efficace pour modéliser le comportement d'une structure sous chargement cyclique, montre que cette solution n'est pas actuellement réaliste. Une modélisation plus simplifiée serait d'adopter une approche multifibres qui pourrait quant à elle offrir des résultats satisfaisants dans le cas des murs testés à la table vibrante qui ont un élancement voisin de 5 [59]. Cependant, cette approche semble moins adaptée dans le cas des murs testés au mur de réaction, puisque que ceux-ci ont un élancement inférieur à 3, avec une influence plus importante de l'effort tranchant.

Une autre solution pour ce type de structure est d'adopter une approche 3-D coques minces multicouches. Ce type d'approche est moins économique qu'une approche multifibre mais elle présente l'avantage de mieux modéliser le comportement spatial d'une telle structure. Ainsi, la biflexion des différentes parties du mur et le cisaillement dans le plan des ailes et de l'âme sont bien représentés. Un modèle tridimensionnel basé sur cette approche est donc adopté afin de simuler les différents essais effectués sur les murs en U. Il est à noter, qu'avec ce type de modélisation le cisaillement transversal n'est pas pris en compte et le comportement tridimensionnel réel (dilatation transversale) n'est pas correctement décrit. Néanmoins, tenant compte des avantages offerts par l'approche adoptée, de la géométrie du mur, ainsi que du type de chargement appliqué, nous pouvons considérer que ces défauts ne peuvent avoir qu'une influence limitée sur les résultats prédictifs.

IV.3.2 Maillages et conditions aux limites

IV.3.2.1 Murs testés sous chargement sismique

Dans le cas des murs testés au CEA le chargement sismique est appliqué suivant la direction Y (Figure IV.1). La structure étant symétrique et sollicitée dans la direction parallèle au plan des ailes, seule la moitié de la maquette est modélisée dans la discrétisation 3-D symétrique. Le voile est représenté à l'aide d'éléments de type DKT intégré, avec 3 points de Gauss pour

l'intégration dans le plan et 11 points dans l'épaisseur. La semelle inférieure, la semelle supérieure et la masse additionnelle ont été modélisés à l'aide d'éléments massifs cubiques à 8 nœuds. Des éléments de type poutre multifibres ont été utilisés pour représenter les aciers verticaux et des barres excentrées pour les aciers horizontaux. Les aciers transversaux (étriers de confinement) ne sont pas représentés dans la modélisation et l'adhérence acier-béton est supposée parfaite. Pour des raisons d'économie de temps de calcul, la table vibrante n'est pas représentée dans la modélisation. D'ailleurs, comme le montre d'autres études [59],[60], il semble que la présence de la table ne modifie pas le comportement global et local des murs en U. Par contre, les mêmes études indiquent une influence non négligeable de la semelle inférieure sur le comportement global, en conséquence celle-ci a été considérée dans la modélisation. Le maillage utilisé pour simuler le comportement des murs testés sur la table vibrante est présenté dans la Figure IV.11.

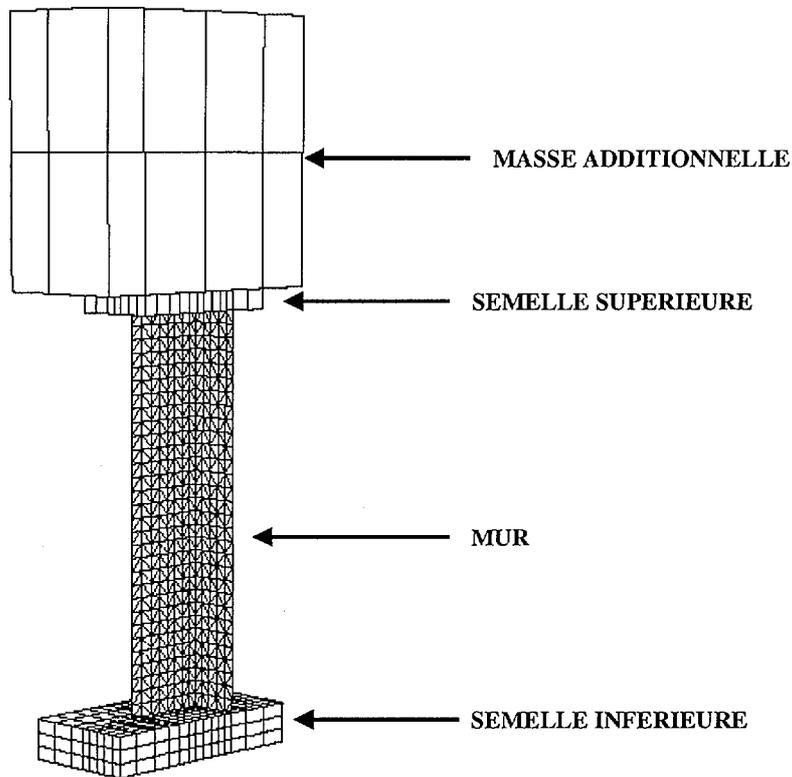


Figure IV.11: Maillage de la maquette (mur en U testé en sismique).

Le comportement des deux semelles est supposé élastique linéaire tandis que le béton du voile et l'acier ont un comportement non linéaire. Les nœuds situés à la base de la semelle

inférieure ayant tous les degrés de liberté bloqués, la semelle est considérée encastrée sur la table vibrante. Des conditions de symétrie sont également prévues dans le plan de symétrie.

IV.3.2.2 Murs testés sous chargement cyclique

La discrétisation 3-D symétrique utilisée dans le cas précédent n'est plus adaptée au cas des murs testés au mur de réaction. En effet, un seul cas de chargement est similaire à celui de la table vibrante (le chargement suivant l'axe Y), les deux autres étant différents : le chargement en flexion uniaxiale suivant l'axe X et le chargement en flexion biaxiale suivant les axes X et Y. Pour tous les cas de chargement un maillage tridimensionnel est donc considéré, comportant l'âme, les deux ailes du mur, ainsi que la semelle supérieure. La raideur de la semelle inférieure étant largement supérieure à celle du mur, cette partie n'est pas considérée dans la modélisation et le mur est supposé parfaitement encastré à sa base. Le mur est modélisé à l'aide d'éléments de type DKT intégré, tandis que des éléments de type coque mince à quatre nœuds, ayant un comportement élastique linéaire sont utilisés pour représenter la semelle supérieure. Les aciers verticaux sont modélisés à l'aide d'éléments de type poutre multifibres et ceux horizontaux à l'aide d'éléments de type barre excentrée. Comme dans le cas précédent, l'adhérence acier-béton est supposée parfaite. Le maillage utilisé pour ces murs est présenté dans la Figure IV.12.

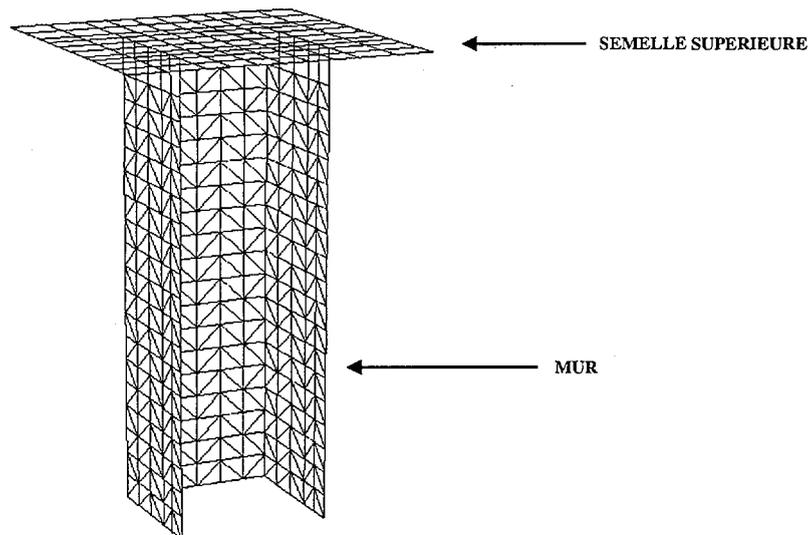
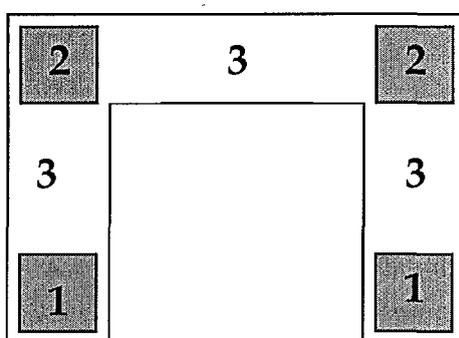


Figure IV.12: Maillage de la maquette (mur en U testé sous chargement cyclique).

IV.3.3 Choix des caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux adoptées dans l'analyse sont basées sur les résultats des essais sur éprouvettes et les codes en vigueur. Afin de mieux décrire le comportement en compression du béton confiné, la loi constitutive du béton a été modifiée en adoptant l'approche présentée dans l'annexe A de l'Eurocode 8 (Practical Expressions of characteristics of confined concrete). Ainsi, dans les zones confinées (Figure IV.13) des valeurs plus élevées, fonction du niveau de confinement, ont été adoptées pour la résistance en compression et la déformation ultime du béton.



1,2 - Béton Confiné
3 - Béton non confiné

Figure IV.13: Position des zones confinées dans la section.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux adoptées pour les diverses simulations effectuées sont les suivantes :

Données pour l'étude du comportement sismique du MUR I :

Béton voile :

Module de Young: $E_B = 26\ 000\ \text{MPa}$,

Coefficient de Poisson: $\nu = 0.20$,

Résistance en compression: zone 1 : $f_c = 35.0$ MPa,

zone 2 : $f_c = 37.0$ MPa,

zone 3 : $f_c = 30.0$ MPa,

Résistance en traction: $f_t = 2.0$ MPa ,

Déformation à rupture en traction: $\epsilon_{ut} = 0.5 \times 10^{-3}$,

Déformation à rupture en compression: zone 1: $\epsilon_{uc} = 18.0 \times 10^{-3}$,

zone 2: $\epsilon_{uc} = 20.0 \times 10^{-3}$,

zone 3: $\epsilon_{uc} = 6.0 \times 10^{-3}$,

Facteur de transfert de cisaillement: $\eta = 0.40$.

Aciers :

Module de Young: $E_A = 200\,000$ MPa,

Limite d'élasticité: $\sigma_E = 557$ MPa (pour l'acier $\phi 8$),

$\sigma_E = 525$ MPa (pour l'acier $\phi 10$),

$\sigma_E = 516$ MPa (pour l'acier $\phi 12$),

Limite de rupture: $\sigma_R = 642$ MPa (pour l'acier $\phi 8$),

$\sigma_R = 617$ MPa (pour l'acier $\phi 10$),

$\sigma_R = 615$ MPa (pour l'acier $\phi 12$),

Déformation à la rupture en traction: $\epsilon_u = 25$ % (pour l'acier $\phi 8$),

$\epsilon_u = 24$ % (pour l'acier $\phi 10$),

$\epsilon_u = 25$ % (pour l'acier $\phi 12$).

IV-4 SIMULATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DU MUR I

IV.4.1 Choix du test

Nous présentons ici nos calculs de simulation de l'essai du MUR I. Quelques considérations supplémentaires nous semblent toutefois nécessaires afin de justifier ce choix.

Les trois murs ont été testés dans l'ordre suivant: MUR II, MUR I, MUR III. Lors des essais du Mur II de forts dommages ont été observés dans la semelle inférieure. La rupture de cette semelle pour un niveau d'accélération de table de 0.60g rend les résultats de l'essai à 0.80g inutilisables et n'a pas permis d'effectuer l'essai à 1.0g. Suite à ce problème, deux plaques très rigides ont été placées sur la semelle de part et d'autre du mur [60], chaque plaque étant accrochée par l'intermédiaire de 4 tiges d'ancrage. Lors de l'essai du MUR I la semelle s'est bien comportée, excepté quelques fissures. Par contre, lors de l'essai du MUR III, les mêmes désordres observés lors de l'essai du MUR II sont réapparues et la semelle a perdu sa cohésion sur une hauteur de plusieurs centimètres au cours du dernier essai (1.0g).

Nous avons donc fait le choix de simuler l'essai qui apporte les données nécessaires pour une interprétation correcte du comportement du mur. Par ailleurs, une bonne modélisation du comportement fortement non linéaire de la semelle dans l'essai du MUR II et du MUR III nécessiterait un modèle 3-D de béton cyclique efficace, solution qui, vu la taille du problème engendré, ne nous semble pas actuellement réaliste. Cependant, dans la simulation de l'essai du MUR I (dont la semelle a subi le moins de dommages) la semelle inférieure est modélisée à l'aide d'éléments massifs ayant un comportement élastique linéaire. Son module de Young est choisi de façon à avoir la même première fréquence propre que celle mesurée avant essai (3.65 Hz). Afin de suivre les différentes phases du comportement du spécimen, du domaine élastique jusqu'à l'état ultime, l'enchaînement des séismes est conforme à l'expérience : 0.20g, 0.26g, 0.63g, 0.83g, 1.0g. Un amortissement de type Rayleigh est considéré avec 2% d'amortissement critique sur le premier mode et 1% sur le deuxième.

IV.4.2 Résultats

Au niveau le plus global nous pouvons comparer l'histoire des déplacements en tête, les courbes moment-rotation à la base, ainsi que les valeurs maximales des efforts internes au cours de chaque essai. Dans les figures suivantes (Figure IV.14 – IV.18), l'évolution du

déplacement mesuré au niveau du plan moyen de la semelle supérieure est présentée en comparaison avec le déplacement calculé. De cette comparaison il ressort les points suivants :

- pour les séismes de faible niveau (0.20g, 0.26g) le calcul fournit des résultats très corrects.
- pour les séismes de niveau plus élevé (0.63g, 0.8 g) un certain écart entre calcul et expérience apparaît, mais les résultats peuvent être encore considérés comme acceptables.
- Pour le séisme de ruine (1.0g), les déplacements calculés sous-estiment beaucoup les déplacements mesurés.

La différence de comportement lors de l'essai de ruine résulte notamment en un déphasage du déplacement calculé vis-à-vis de celui expérimental et à une amplitude inférieure du calcul par rapport à l'expérience. Cette différence peut être attribuée principalement à la fissuration et à la possible perte d'adhérence des barres de la semelle inférieure. Le comportement de cette semelle étant considéré élastique dans le calcul, cet assouplissement ne peut pas être prédit. D'autres phénomènes difficiles à modéliser ou qui ont été négligés dans la modélisation, comme la rupture des barres d'acier et la perte d'adhérence acier-béton peuvent être aussi responsables de l'écart constaté.

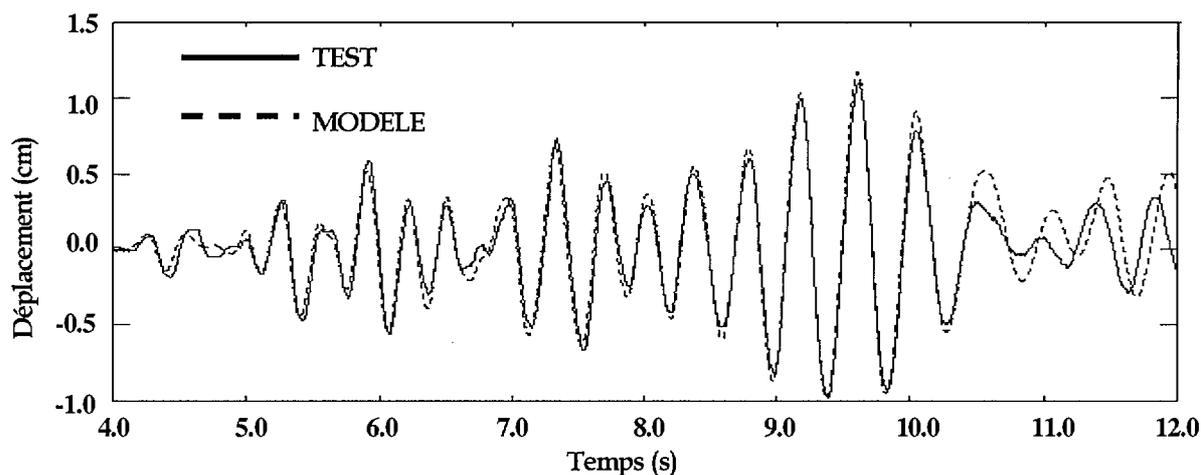


Figure IV.14: Evolution du déplacement en tête pour l'essai 0.20g.

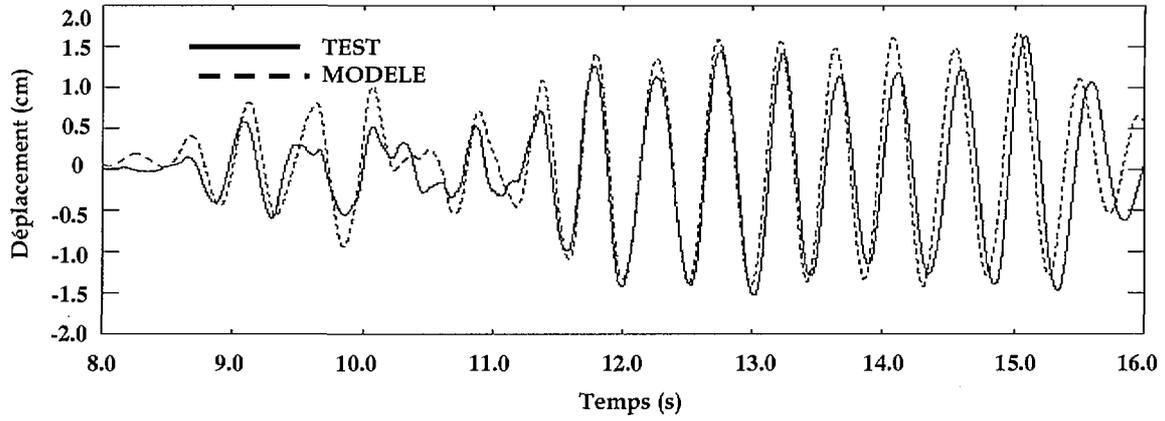


Figure IV.15: Evolution du déplacement en tête pour l'essai 0.26g.

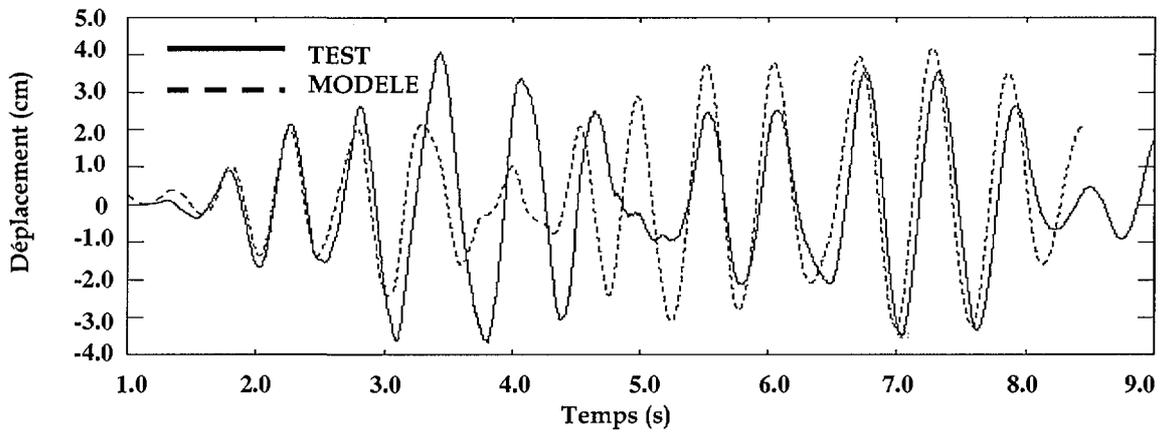


Figure IV.16: Evolution du déplacement en tête pour l'essai 0.63g.

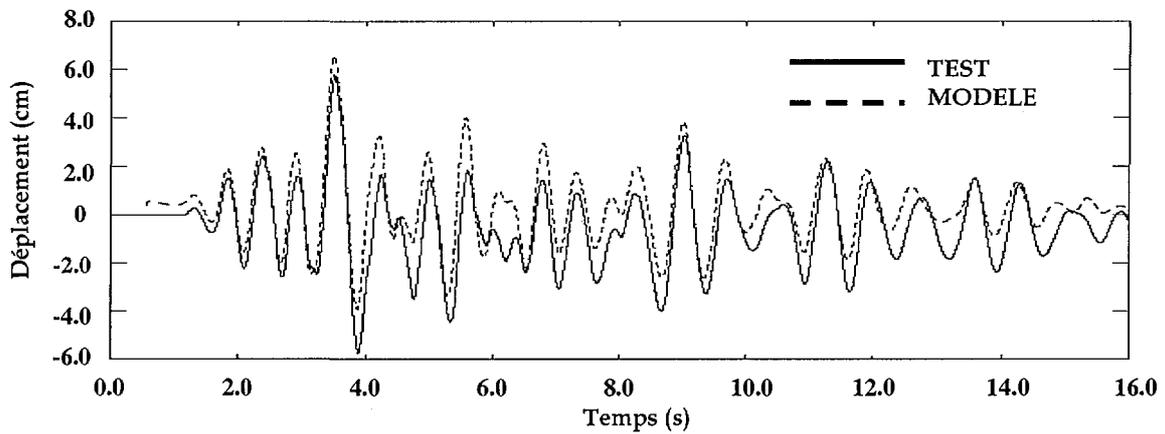


Figure IV.17: Evolution du déplacement en tête pour l'essai 0.83g.

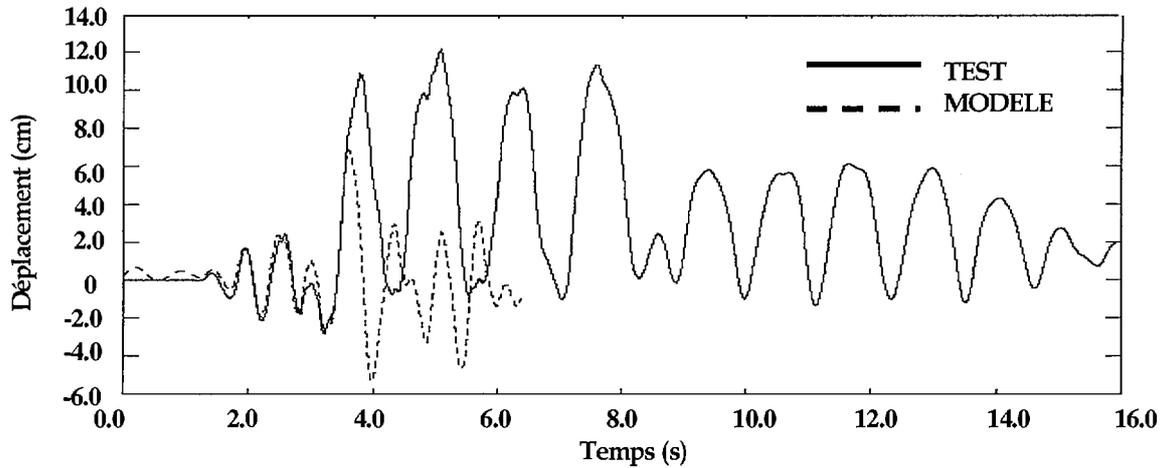


Figure IV.18: Evolution du déplacement en tête pour l'essai 1.0g.

Lors de l'essai du MUR I, quatre capteurs verticaux placés aux deux extrémités des ailes et de l'âme, de longueur égale à 755 mm chacun, ont permis de calculer la rotation à la base du mur. Afin que la rotation de la simulation numérique soit compatible avec les mesures expérimentales, celle-ci a été déduite en considérant une hauteur d'environ 80 cm, donnée par le maillage utilisé. Les courbes moment-rotation portées sur les Figures IV.19 – IV.22 permettent de constater que les résultats numériques sont qualitativement similaires à ceux issus de l'expérience. Concernant ces figures on peut remarquer les aspects suivants :

- pour un niveau de 0.20g (Figure IV.19), la relation moment-rotation indique la dégradation de la raideur due à la fissuration.
- lors de l'essai à 0.26g (Figure IV.20), le spécimen a un comportement quasi linéaire avec sa raideur fissurée.
- une dégradation supplémentaire de raideur apparaît lors de l'essai à 0.63g (Figure IV.21). L'allure des courbes semble indiquer un début de plastification des aciers.
- lors de l'essai à 0.83g (Figure IV.22), le passage dans le domaine plastique et l'apparition des grands cycles de dissipation sont bien mis en évidence. Le deuxième grand cycle de la courbe expérimentale montre une faible chute du moment après la phase de plateau, ce qui peut signifier la rupture de certaines barres d'acier.

La Figure IV.23 montre les courbes moment-rotation pour l'essai de ruine (1.0g). Comme on l'a déjà vu lors de l'analyse du déplacement en tête, le comportement prédit est plus raide que

celui enregistré. La courbe expérimentale indique un comportement quasi linéaire (avec la raideur fissurée) jusqu'à la rupture des aciers qui correspond à la chute du moment résistant.

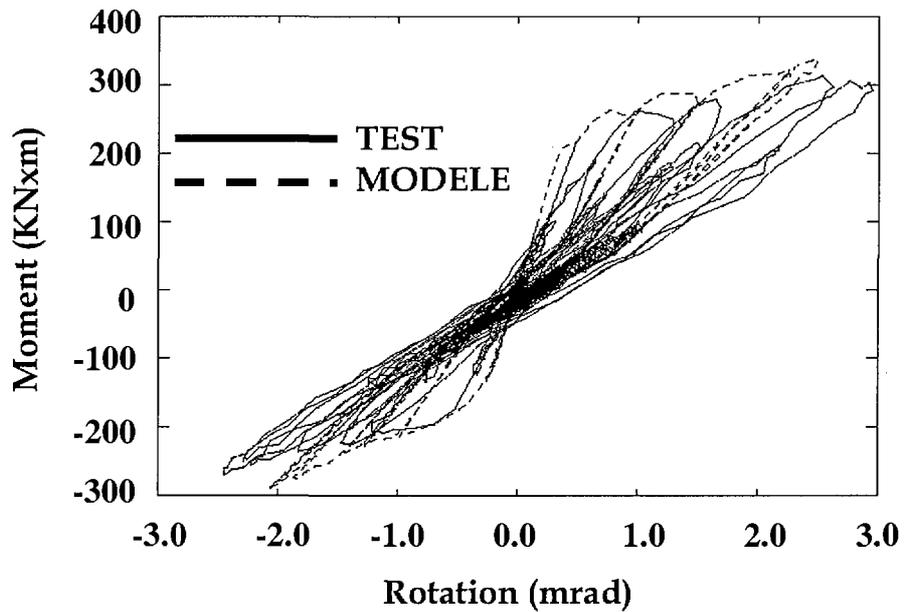


Figure IV.19: Courbe moment –rotation pour l'essai 0.20g.

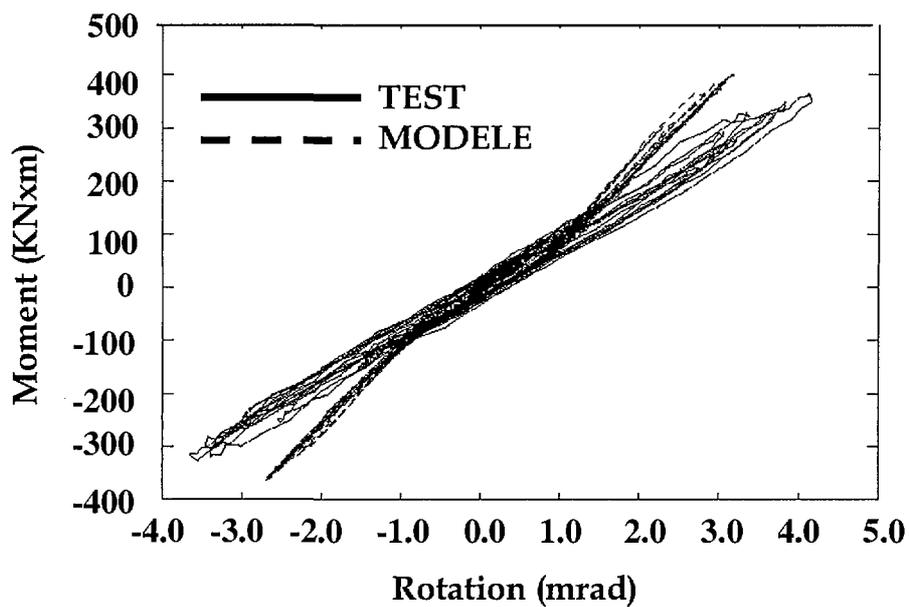


Figure IV.20: Courbe moment –rotation pour l'essai 0.26g.

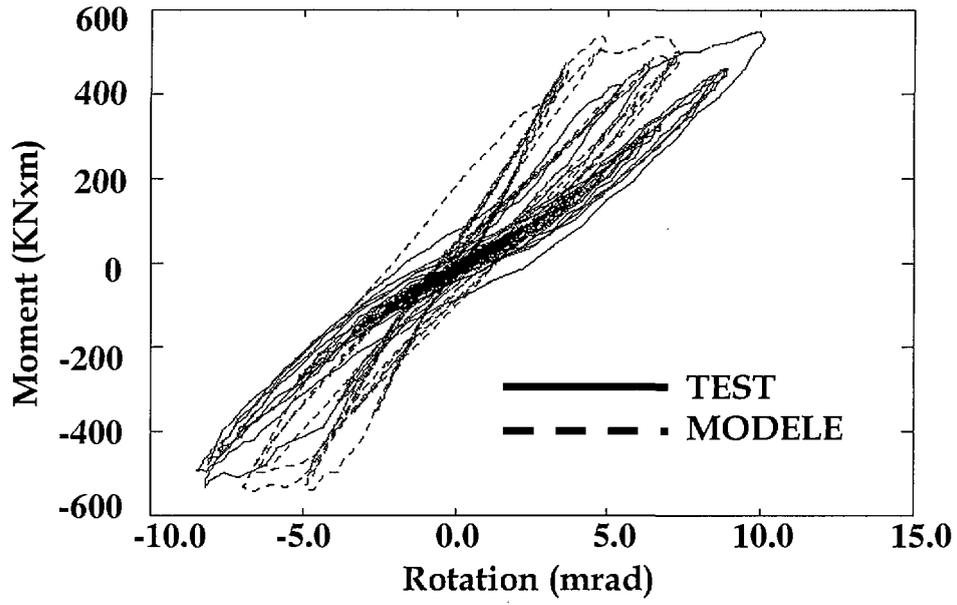


Figure IV.21: Courbe moment –rotation pour l’essai 0.63g.

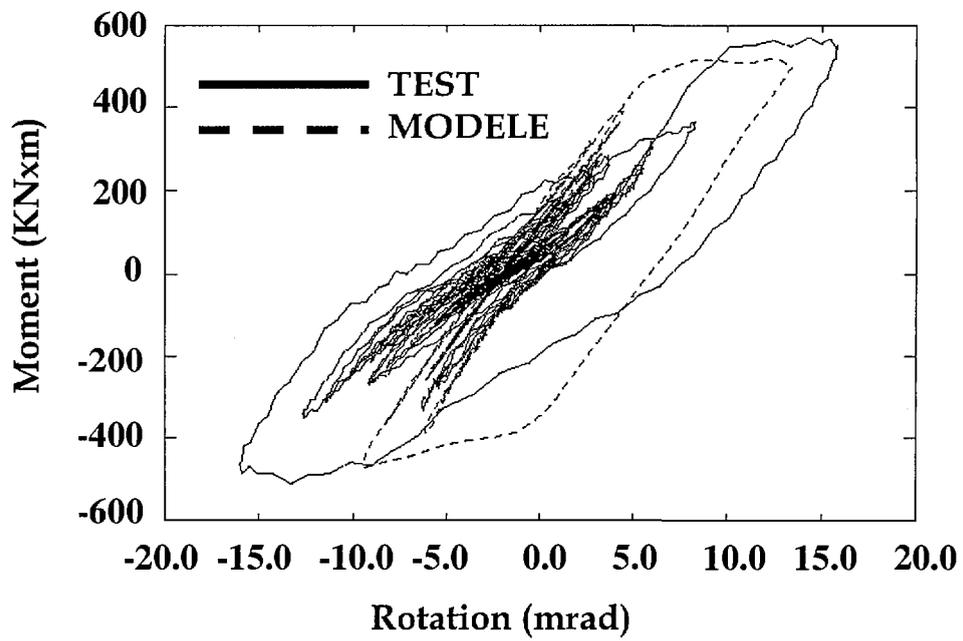


Figure IV.22: Courbe moment –rotation pour l’essai 0.83g.

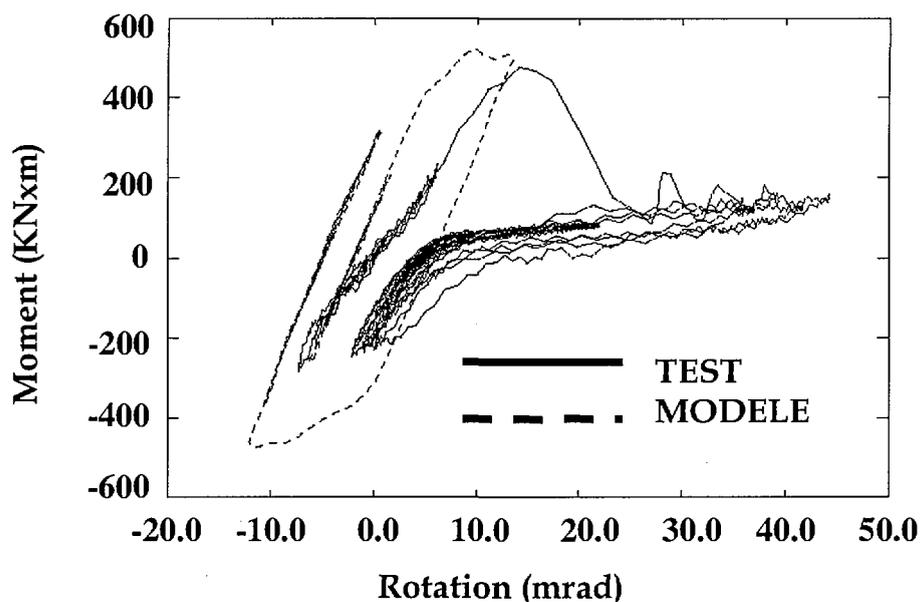


Figure IV.23: Courbe moment –rotation pour l’essai 1.0g.

Les valeurs maximales du moment fléchissant, de l’effort tranchant et de l’effort normal à la base du mur sont portés sur le tableau IV.8. L’examen comparatif de ces valeurs indique un écart maximum de l’ordre de 10% pour les moments, 20% pour l’effort tranchant, et de l’ordre de 50% pour l’effort normal dynamique, ce dernier étant en général surestimé par le calcul. A l’exception de l’effort normal, la modélisation adoptée fournit donc des résultats très raisonnables.

| | | 0.20g | | 0.26g | | 0.63g | | 0.83g | | 1.0g | |
|---------------------------------------|--------------------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|------|------|
| | | Exp | Calc | Exp | Calc | Exp | Calc | Exp | Calc | Exp | Calc |
| Moment fléchissant (KN x m) | | 313 | 337 | 363 | 399 | 549 | 544 | 570 | 516 | 476 | 520 |
| Effort tranchant (KN) | | 72 | 84 | 83 | 96 | 128 | 146 | 133 | 139 | 107 | 131 |
| Effort axial Dyn. (KN) | Traction | +17 | +27 | +39 | +47 | +61 | +52 | +47 | +41 | +121 | +99 |
| | Compression | -19 | -35 | -39 | -67 | -70 | -109 | -56 | -110 | -114 | -138 |

Tableau IV.8: Valeurs maximales des efforts à la base du mur.

Les valeurs maximales des déformations dans les aciers extrêmes situés à la base du mur, sont présentés dans le tableau IV.9. Les valeurs négatives (de compression) dans les aciers étant très faibles, seulement les déformations positives sont présentées. Par ailleurs, comme le calcul fournit des déformations maximales de compression dans le béton qui sont inférieures à 2.0×10^{-3} , le béton est peu sollicité en compression.

| | 0.20g | | 0.26g | | 0.63g | | 0.83g | | 1.0g | |
|-----------------------------|-------------|------|-------------|------|-------------|------|--------------|------|--------------|------|
| | Exp | Calc | Exp | Calc | Exp | Calc | Exp | Calc | Exp | Calc |
| Extrémités des ailes | 0.25 | 1.6 | 0.59 | 2.1 | 5.38 | 8.31 | 12.4* | 12.1 | 6.8* | 20.5 |
| Extrémités de l'âme | 0.56 | 1.7 | 0.24 | 1.9 | 4.25 | 4.54 | 28* | 10.9 | 10.9* | 12.1 |

Tableau IV.9: Valeurs maximales des déformations dans les aciers à la base du mur ($\times 10^{-3}$).

* valeurs à considérer avec prudence dû à la saturation des jauges [61].

Ces valeurs maximales montrent que lors des tests de faible niveau sismique (0.20g et 0.26g) les aciers ne plastifient pas. Lors de l'essai suivant (séisme d'intensité 0.63g), les aciers plastifient avec toutefois des déformations inférieures à 1%. Cette limite est dépassée sur les deux côtés du mur pour le séisme d'intensité 0.83g. Pour l'essai de ruine, plusieurs barres se sont rompues à la base de l'âme [61] et les valeurs enregistrées ne sont plus fiables.

IV.4.3 Discussion et interprétation des résultats

Pour les quatre premiers essais du MUR I (0.20g, 0.26g, 0.63g, 0.83g) la simulation permet de retrouver le comportement global et local du spécimen testé. Pour l'essai de ruine (1.0g), des conditions aux limites réelles différentes de celles considérées dans la modélisation, semblent être à l'origine de l'écart entre les résultats numériques et expérimentaux. Néanmoins, la comparaison des résultats a montré que le modèle reproduit les tendances générales observées et permet de bien simuler le type de comportement observé.

Les résultats numériques et expérimentaux montrent que le mur ruine toujours en flexion, par rupture des aciers, ce qui est aussi confirmé par les résultats expérimentaux des autres murs. Les courbes moment-rotations présentées précédemment sont en effet caractéristiques d'un comportement conditionné par la fissuration du béton et la plastification de l'acier. Au niveau local, le béton étant très peu sollicité en compression, les déformations mesurées dans les cadres de confinement restent très faibles [61].

En dépit de la quantité différente des cadres de confinement, les trois murs testés sur la table vibrante du CEA ont donc eu un comportement similaire, et les différents degrés de confinement n'ont pas influencé le comportement de la structure. De ce point de vue, l'objectif principal des essais a été atteint et plusieurs enseignements peuvent en être tirés.

Un facteur important qui conditionne le mode de ruine est constitué par la valeur de l'effort normal à la base du mur. Dans le cas des murs testés sur la table vibrante, la valeur normalisée de l'effort normal ($v_d \approx 0.025$) est caractéristique d'un mur très peu sollicité par les charges verticales. Dans de telles conditions, mêmes avec une augmentation « dynamique » expérimentale de 50% de l'effort normal de compression, un mode de ruine comme celui observé lors des essais semble normal. Nous allons voir dans le paragraphe suivant que le mode de ruine est différent si la valeur normalisée de l'effort normal augmente.

Il ne faut pas oublier que les valeurs de l'allongement à la rupture des aciers utilisés dans la construction du spécimen étaient largement inférieures aux limites admises par l'Eurocode 8 ($\varepsilon_{su,k} \geq 6\%$, pour la classe DCM et $\varepsilon_{su,k} \geq 9\%$, pour la classe DCH). Ces mauvaises qualités ont sans doute limité la ductilité de la section par rupture prématurée des aciers. Avec un allongement à la rupture supérieur à 6% par exemple, on aurait pu observer un mode de ruine plus ductile et plus dissipatif, avec des aciers largement plastifiés à une extrémité de la section et du béton plus sollicité en compression à l'autre extrémité.

IV-5 COMPORTEMENT EXPERIMENTAL DES MURS EN U TESTES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE AU MUR DE REACTION

Nous allons présenter dans ce paragraphe les principaux résultats des essais des murs en U testés au mur de réaction. Pour une description complète des résultats des essais le lecteur est invité à se référer aux rapports [62], [63] et [64].

IV.5.1 Mur USW1. Essai direction Y

L'essai du mur USW1 a eu lieu dans la direction Y parallèle au plan des ailes avec plusieurs cycles d'amplitude croissante :

- 3 cycles pour une amplitude de 4 cm du déplacement en tête
- 3 cycles pour une amplitude de 8 cm du déplacement en tête
- 1 cycle et demi pour une amplitude de 12 cm du déplacement en tête

La courbe force déplacement enregistrée durant l'essai est présentée dans la Figure IV.24. Les principaux phénomènes qui sont apparus durant l'essai (début de fissuration, début de plastification des aciers et le flambage des aciers) y sont portés.

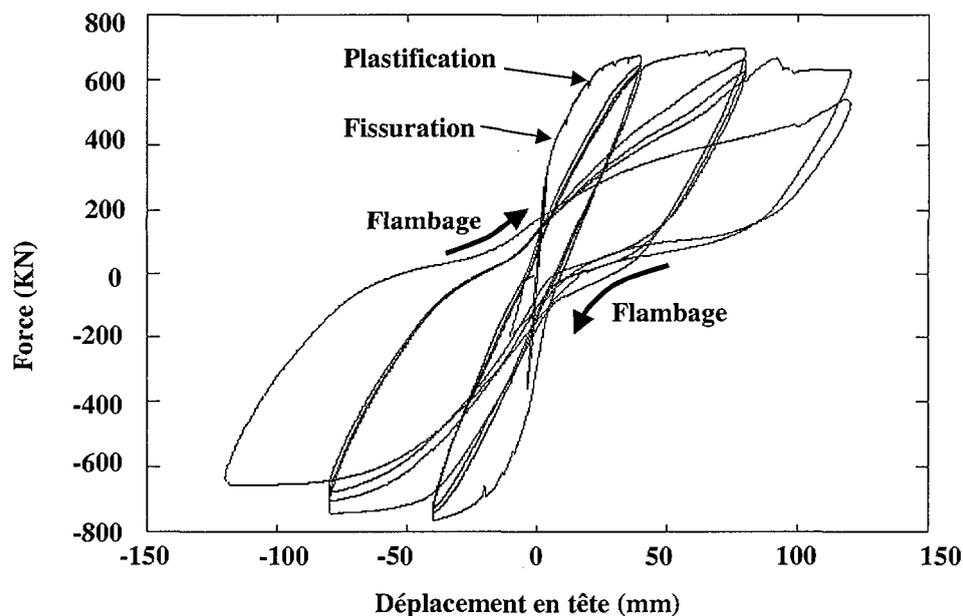


Figure IV.24: Courbe Force – Déplacement en tête (test USW1 dir. Y) [62].

Les premières fissures inclinées apparaissent à la base des ailes au premier cycle de chargement pour un déplacement d'environ 2 cm. L'âme fissure horizontalement à la base pour un déplacement de -2.0 cm, toujours au premier cycle. Avec l'augmentation du niveau de déplacement imposé, les fissures se propagent sur la hauteur du mur et de l'extérieur des ailes vers l'intérieur en suivant un tracé incliné. Plusieurs fissures horizontales apparaissent également sur la hauteur de l'âme (Figure IV.25).

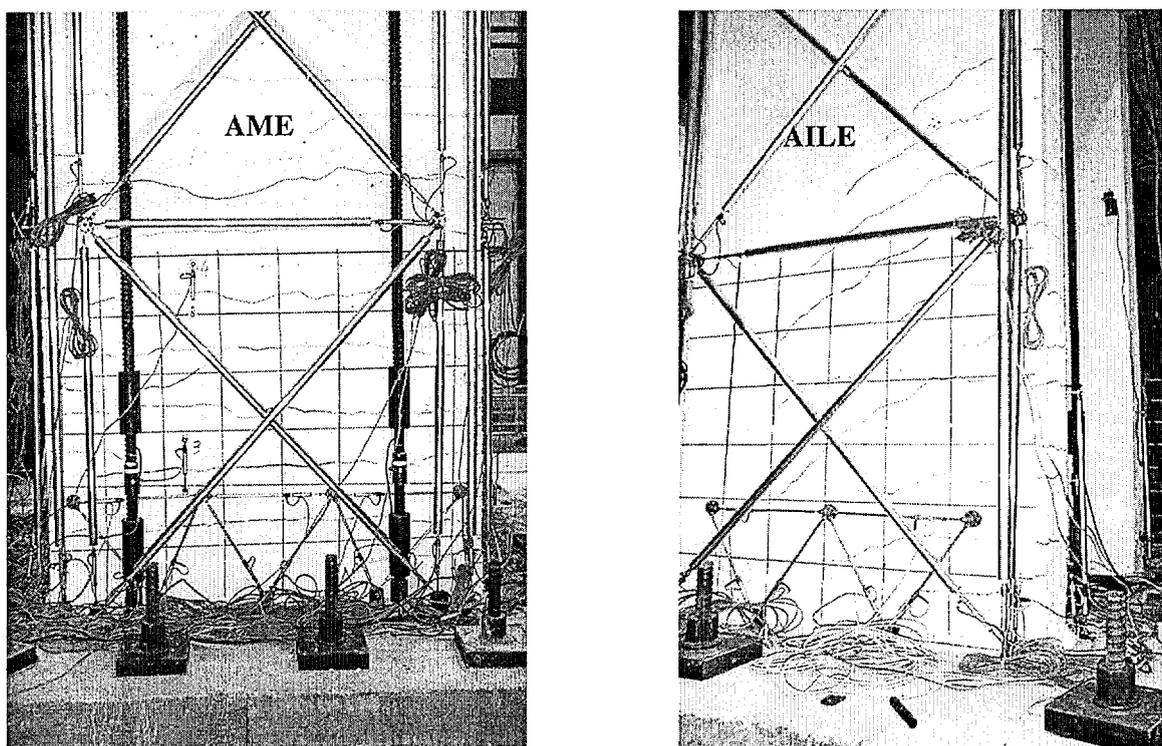


Figure IV.25: Fissuration du mur (test USW1 dir. Y) [62].

Durant les 3 cycles à 4 cm les aciers situés à la base de l'extrémité des ailes ont tendance à flamber et le béton commence à s'écraser. Lors des 3 cycles à 8 cm les aciers aux extrémités des ailes flambent, le béton s'écrase au bord des ailes, mais la capacité de résistance du mur n'est pas encore épuisée. Le dernier cycle avec une amplitude de 12 cm apporte une importante chute de résistance avec rupture des aciers des ailes et le flambage des aciers situés à la jonction aile-âme.

IV.5.2 Mur USW2. Essai Direction X.

L'essai du mur USW2 a eu lieu dans la direction X parallèle au plan de l'âme avec plusieurs cycles d'amplitude croissante :

- 3 cycles pour une amplitude de 4 cm du déplacement en tête
- 3 cycles pour une amplitude de 4 cm du déplacement en tête
- 2 cycles pour une amplitude de 12 cm du déplacement en tête

La courbe force déplacement enregistrée durant l'essai est présentée dans la Figure IV.26. Les principaux phénomènes qui sont apparus durant l'essai (début de fissuration, début de la plastification des aciers et le flambage des aciers) y sont portés.

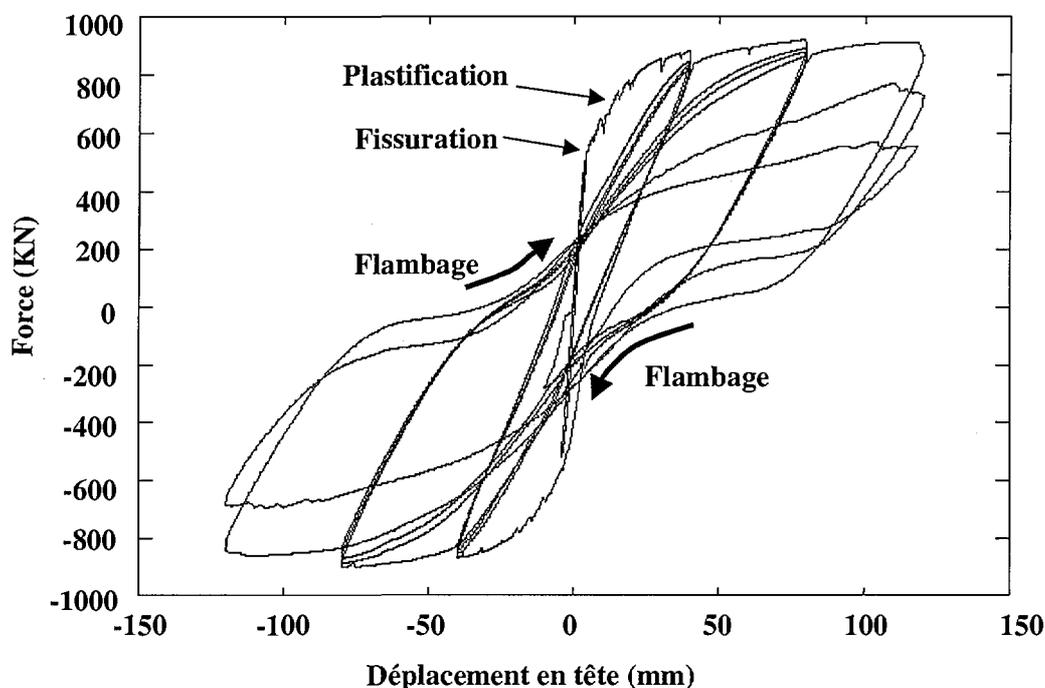
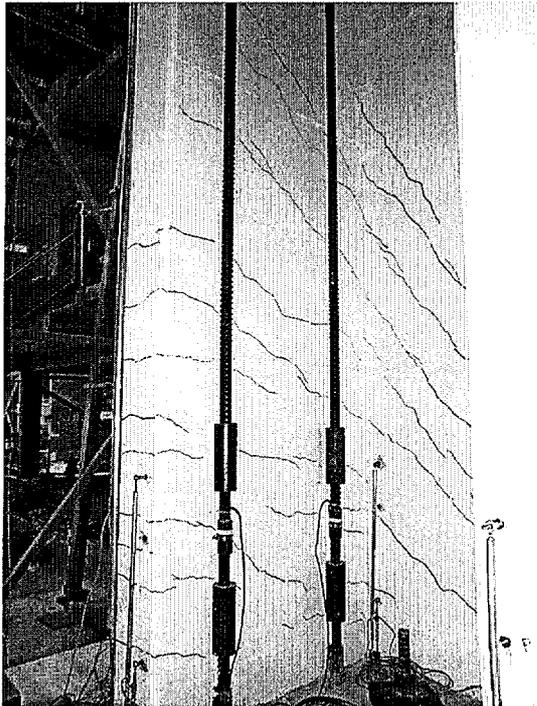


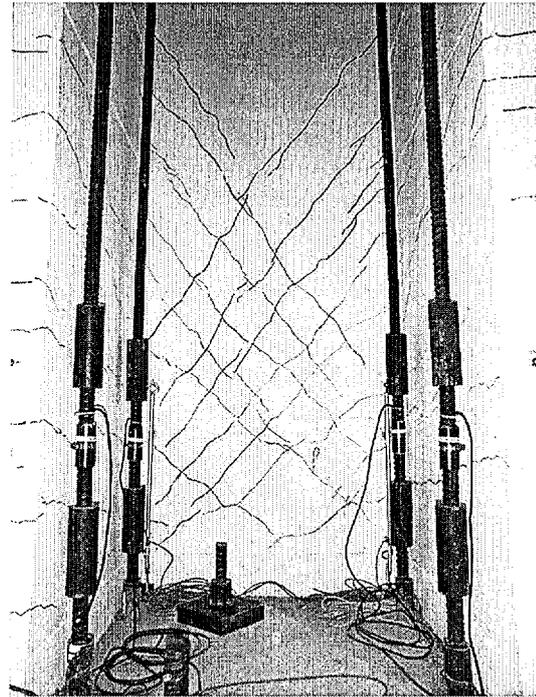
Figure IV.26: Courbe Force – Déplacement en tête (test USW2 dir. X) [63].

Les premières fissures apparaissent au premier cycle de chargement pour un déplacement d'environ 1 cm. Dans l'âme, ces fissures sont très inclinées montrant l'influence importante du cisaillement. Dans l'aile tendue (Figure IV.27 – a) on peut constater également que les fissures ne sont pas orientées horizontalement : l'aile du mur est sollicitée en flexion et en cisaillement, cette dernière sollicitation étant due au gauchissement important de la section, lié à la forme en U de la section. Avec l'inversion du chargement et l'augmentation du niveau

de déplacement imposé, la deuxième aile fissure elle aussi et un système de double fissuration se développe dans l'âme (Figure IV.27 – b).



a) fissuration des ailes



b) double fissuration de l'âme

Figure IV.27: Fissuration du mur (test USW2 dir. X) [63].

Durant les 3 cycles à 4 cm les fissures se sont propagées sur la hauteur du mur, mais aucun autre phénomène n'a été observé. Le mur s'est bien comporté durant les 3 cycles à 8 cm et l'aspect général du mur à la fin de ce niveau de chargement montrait qu'il était dans un meilleur état que celui du mur testé dans la direction Y. Les deux derniers cycles avec une amplitude de 12 cm apportent une importante chute de résistance avec des aciers verticaux rompus après avoir largement flambé, le béton de couverture expulsé et la rupture de certains cadres de confinement.

IV-5.3 Mur USW3. Essai Direction XY

Par contraste avec les tests USW1 et USW2, dans le test USW3 le mur a été soumis à un chargement bidirectionnel suivant les directions X et Y. Le trajet des déplacements, présenté déjà dans le paragraphe IV.2, comprend plusieurs carrés ou « vols » dont l'ordre d'application est détaillée dans la Figure suivante (Figure IV.28).

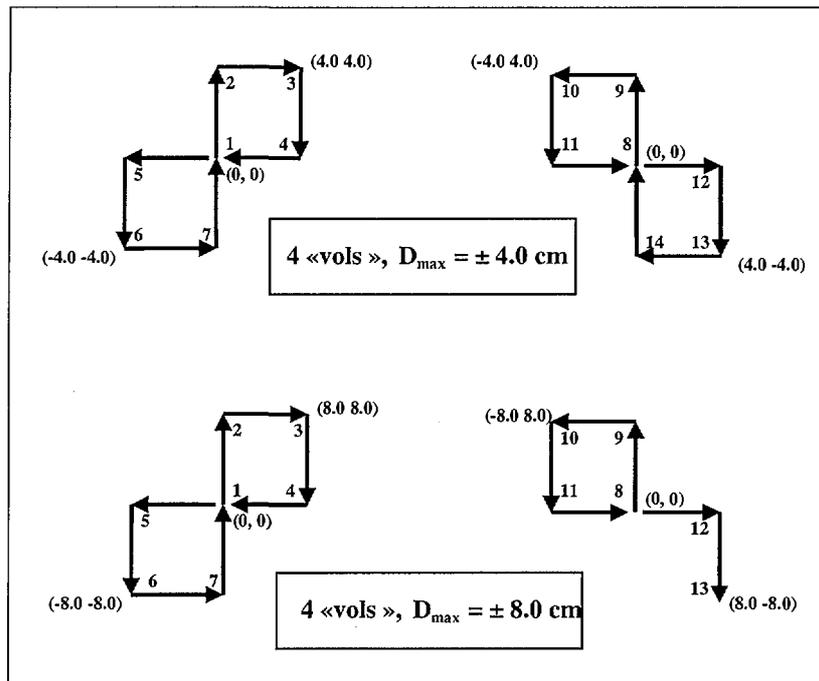


Figure IV.28: Trajet du déplacement dans le test USW3 (Dir. XY).

Lors de l'essai USW3 les deux ailes ainsi que l'âme ont fissuré dans les deux directions, les phénomènes observés lors des deux essais précédents USW1 et USW2 étant en quelque sorte superposés. Par exemple les ailes ont fissuré dans les deux directions comme dans le test USW1 (direction Y) et la fissuration de l'âme ressemble à celle observée dans le test USW2 (direction X). Le comportement du mur a été donc dominé par le cisaillement aussi bien dans les ailes que dans l'âme du mur. En effet les ailes ont changé alternativement leur rôle durant l'essai cyclique, la plupart du cisaillement imposé dans la direction Y étant repris par l'aile comprimé. Durant les cycles à 4 cm les aciers situés à la jonction aile-âme ont tendance à flamber et le béton commence à être expulsé. Lors des cycles à 8 cm la plupart des aciers aux extrémités des ailes et de l'âme flambent, le béton s'écrase et la ruine se produit par le cisaillement de l'aile comprimée (Figure IV.29).

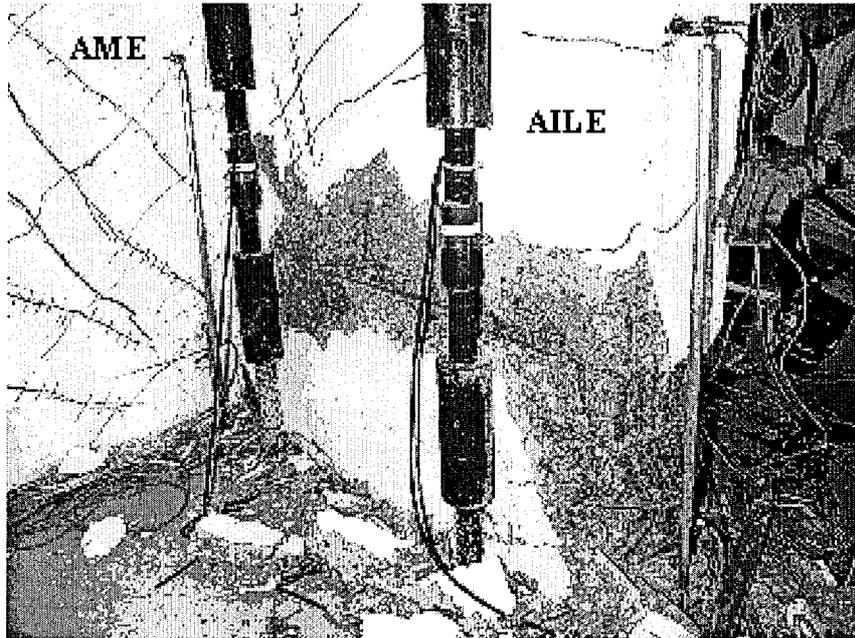


Figure IV.29: Aile cisailée à la fin de l'essai USW3 [64].

Les courbes force-déplacement dans les deux directions, enregistrées au début du chargement sont présentées dans la Figure IV.30. Les deux courbes ont un aspect différent : la courbe correspondant à la direction Y est tri-linéaire tandis que celle correspondant à la direction X est non linéaire. Ceci est dû au fait que le premier chargement commence dans la direction Y, le spécimen étant donc déjà fissuré lors de l'application du chargement sur la direction X.

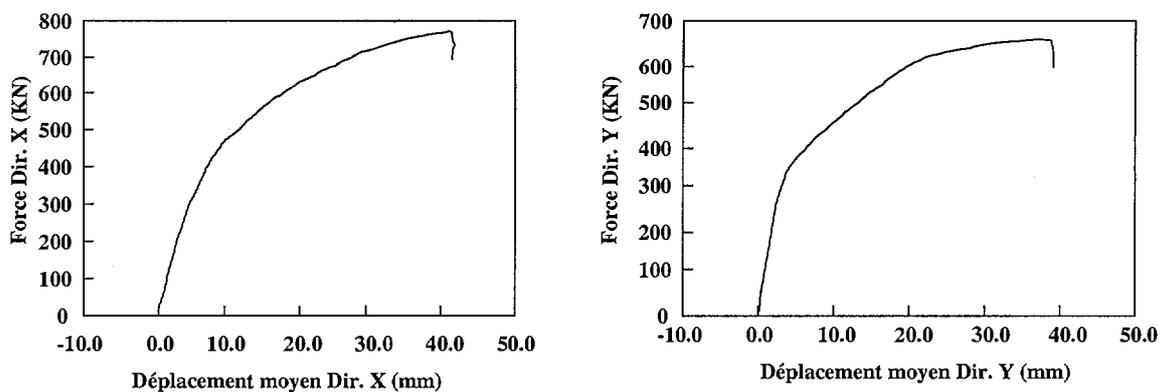


Figure IV.30: Courbes monotones Force – Déplacement au début du chargement [64].

Les courbes cycliques force-déplacement enregistrées durant l'essai sont présentée dans la Figure IV.31. La Figure IV.32 présente le tracé des forces dans les deux direction.

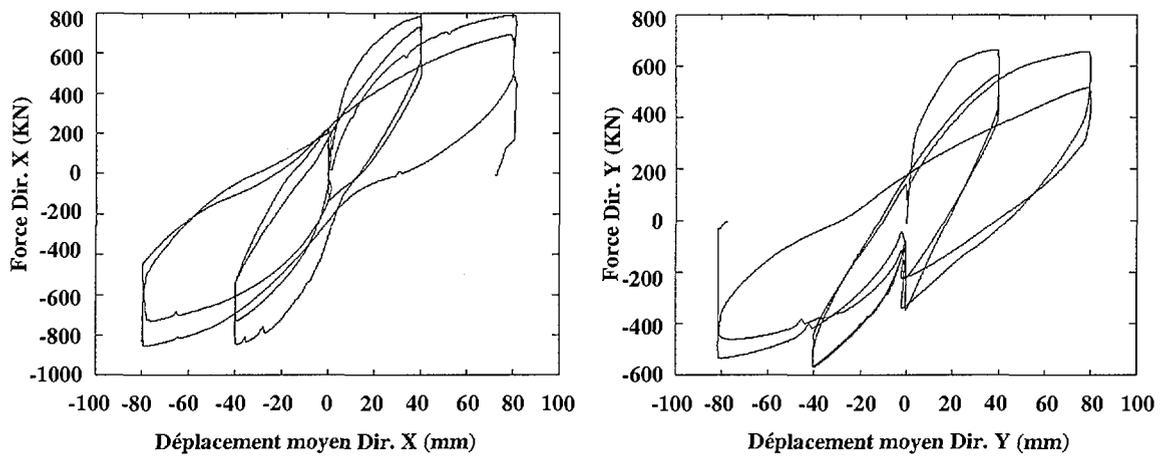


Figure IV.31: Courbes cycliques force – déplacement dans les deux directions [64].

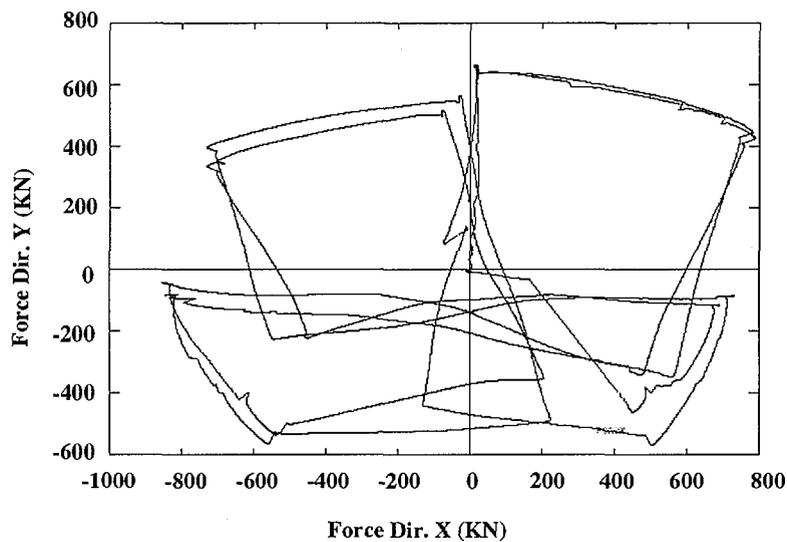


Figure IV.32: Essai USW3: tracé des forces dans les directions X et Y [64].

Ces deux figures mettent en évidence en premier lieu le couplage entre les deux direction: lorsque le déplacement dans une direction change, tout en maintenant le déplacement sur la direction orthogonale pratiquement constant, la force requise dans cette dernière direction pour maintenir le déplacement correspondant constant, chute. L'effet de ce couplage sur les diagrammes force-déplacement des deux directions, consiste alors en des décharges quasi verticales qui peuvent être observés sur la Figure IV.31. Ainsi, les boucles d'hystérésis sont plus larges et l'énergie dissipée est augmentée. En deuxième lieu, une dégradation cyclique

importante de résistance arrive au cours du chargement cyclique. Cette dégradation peut être observée dans la Figure IV.32, la ruine intervenant au cours du dernier « vol » pour un déplacement de 8 cm dans la direction X et de -8 cm dans la direction Y.

VI-5.4 Dégradation de raideur, dégradation de résistance et énergie dissipée.

Les Figures IV.33 et IV.34 montrent l'évolution de la raideur sécante et de la résistance en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal imposé dans chaque cycle. Les valeurs correspondant aux tests unidirectionnels sont présentées en comparaison avec celles du test bidirectionnel. Afin de rendre la comparaison possible, les valeurs correspondant au test bidirectionnel sont calculées dans les deux directions Y et X, après quoi elles sont comparées séparément avec les valeurs correspondant au test unidirectionnel Y et X respectivement. La raideur sécante a été calculée en faisant le rapport force/déplacement au sommet de chaque cycle. On remarque que dans le cas des tests unidirectionnels USW1 et USW2 la dégradation de raideur est plutôt fonction du niveau de déplacement imposé que du nombre de cycles effectués à chaque niveau de déplacement. Dans ce sens on peut constater que la perte de raideur avec le cyclage n'intervient de façon significative qu'au dernier cycle à 120 mm. L'examen de l'évolution de la résistance atteinte au cours du cyclage dans les deux tests unidirectionnels permet de constater qu'une perte notable de résistance se produit seulement au dernier cycle à 120mm. On peut donc affirmer que jusqu'à un déplacement en tête de 80 mm, le spécimen testé unidirectionnellement a eu un bon comportement dans les directions Y et X. Dans ces essais, une ductilité structurale μ_{Δ} d'environ 5.3 a été atteinte d'une manière quasiment stable (d'après les mesures des capteurs de déplacements positionnés à la base du mur, la plastification des aciers se produit pour une valeur du déplacement en tête d'environ 15 mm), la ruine n'intervenant que plus tard, après avoir effectué 2 ou 3 cycles à un déplacement de 120 mm correspondant à une ductilité structurale d'environ 8. Si on compare maintenant les raideurs et les résistances du cas bidirectionnel (USW3) avec celles issues des deux tests unidirectionnels (USW1 et USW2) on remarque que ces dernières sont toujours supérieures aux premières. Le chargement bidirectionnel endommage plus sévèrement la structure, la ruine se produisant dans la direction Y pour une ductilité structurale d'environ 5.3. Comme dans le test bidirectionnel le comportement stable a été atteint pour un déplacement en tête de 40 mm, la capacité de déformation ductile a été réduite de moitié, par rapport aux tests unidirectionnels.

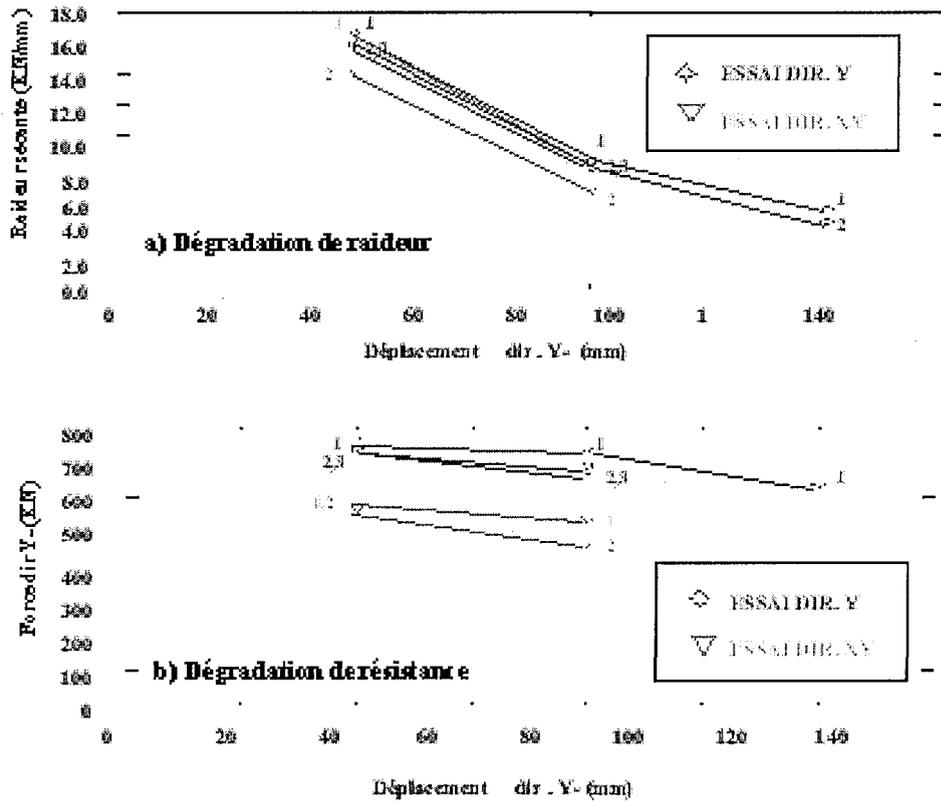


Figure IV.33: Dégradation de la raideur et de la résistance: essai USW1 et USW3.

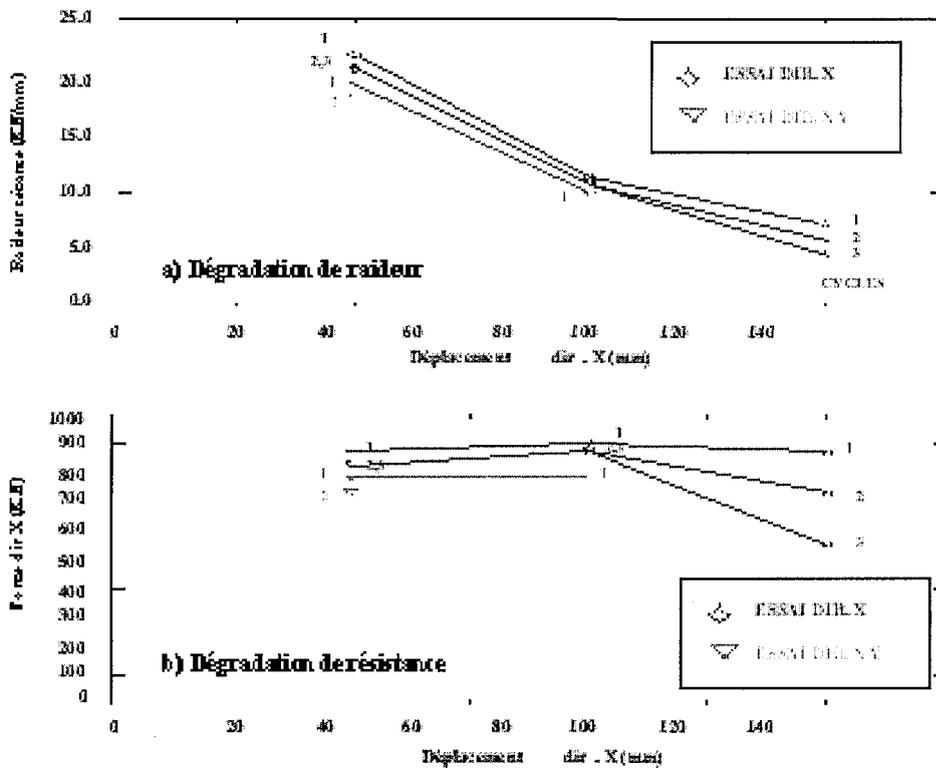


Figure IV.34: Dégradation de la raideur et de la résistance: essai USW2 et USW3.

La Figure IV.35 présente l'évolution de l'énergie dissipée par chaque cycle complet, à chaque niveau de déplacement imposé. Les évolutions montrées à cette Figure ne représentent donc pas des valeurs cumulées, ceci dans le but de mieux mettre en évidence les différences de comportement entre les différents essais considérés. L'énergie dissipée a été déduite en calculant l'aire enfermée par les courbes force-déplacement, avec la règle d'intégration des trapèzes.

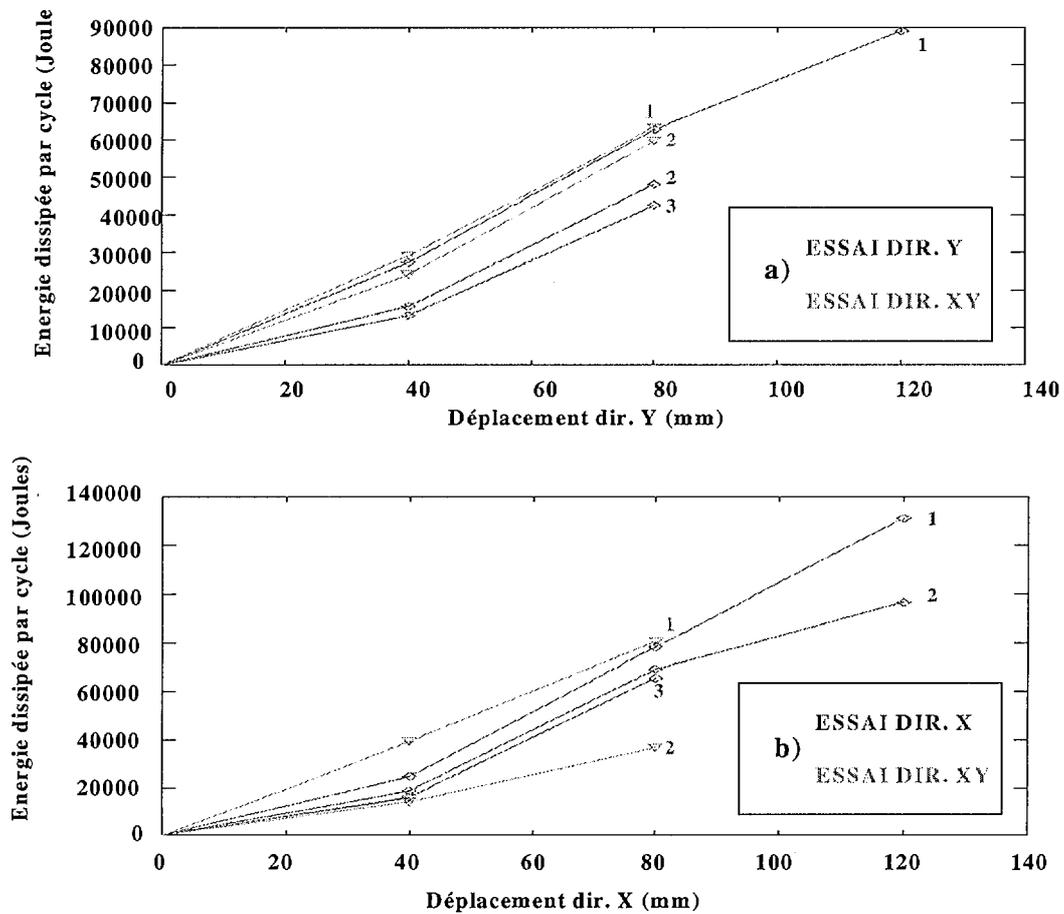


Figure IV.35: Energie dissipée par cycle:

a) comparaison essai USW1 et essai USW3 , b) comparaison essai USW2 et essai USW3

Tout d'abord, on peut constater qu'initialement, au premier cycle de déplacement imposé, le cas bidirectionnel dissipe plus d'énergie par rapport aux deux cas unidirectionnels. En deuxième place, on peut constater que la dissipation d'énergie est fonction du déplacement maximum atteint, à condition que la ruine ne se produise pas. Enfin, on observe qu'à chaque

niveau de déplacement les premiers cycles dissipent toujours beaucoup plus d'énergie que les cycles suivants et que le fait d'effectuer plusieurs cycles (consécutifs au premier) au même niveau de déplacement semble apporter un effet de stabilisation de l'énergie dissipée. Dans ce sens les cycles 2 et 3 dans les tests unidirectionnels USW1 et USW2, dissipent approximativement la même quantité d'énergie. Ceci n'est pas vrai que partiellement pour le test bidirectionnel : dans la direction X, l'énergie dissipée dans le deuxième cycle est très peu différente de celle dissipée lors du premier cycle, mais dans la direction Y une chute d'environ 50% de l'énergie dissipé a eu lieu lors du passage au deuxième cycle à chaque niveau de déplacement imposé. On peut donc s'attendre à une dégradation cyclique de l'énergie dissipée beaucoup plus importante dans le cas du chargement bidirectionnel, même si par rapport aux cas des chargements unidirectionnels, le premier cycle de chargement est plus dissipatif. Cet aspect semble être aussi confirmé par le fait que la ruine est apparue par rupture en cisaillement d'une aile du mur, or il est bien connu que les modes de ruine par effort tranchant sont très peu dissipatifs.

VI-6 COMPARAISON DES RESULTATS NUMERIQUES ET EXPERIMENTAUX DES ESSAIS USW1, USW2, USW3.

Résultats globaux

Les Figures IV.36 à IV.38 comparent les résultats des calculs aux tests USW1, USW2 et USW3 en force/déplacement cyclique. Les principales remarques qu'elles suscitent sont :

- les résultats sont qualitativement corrects
- la chute de résistance au cyclage est généralement sous-estimée
- au cours des cycles de fortes amplitudes le pincement des boucles d'hystérésis n'est pas toujours bien prédit

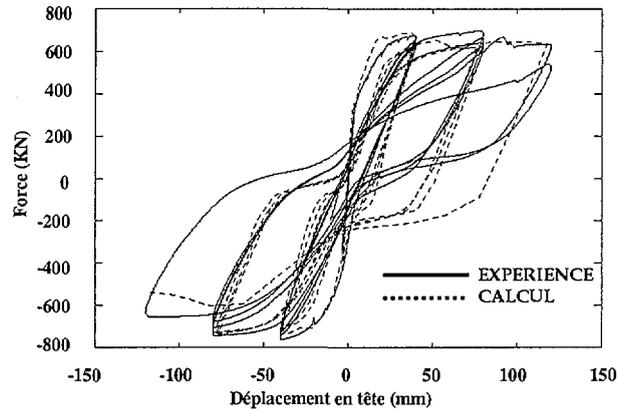


Figure IV.36: Essai USW1 (Dir. Y): Comparaison avec le calcul cyclique.

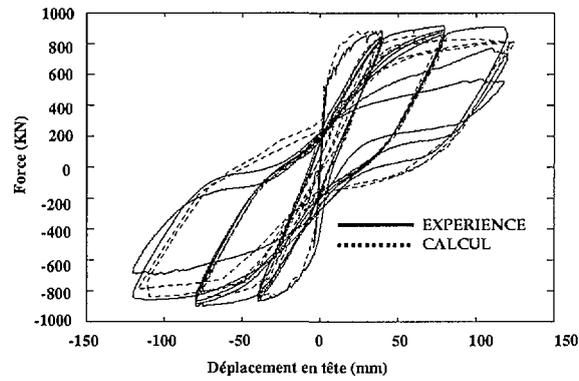


Figure IV.37: Essai USW2 (Dir. X): Comparaison avec le calcul cyclique.

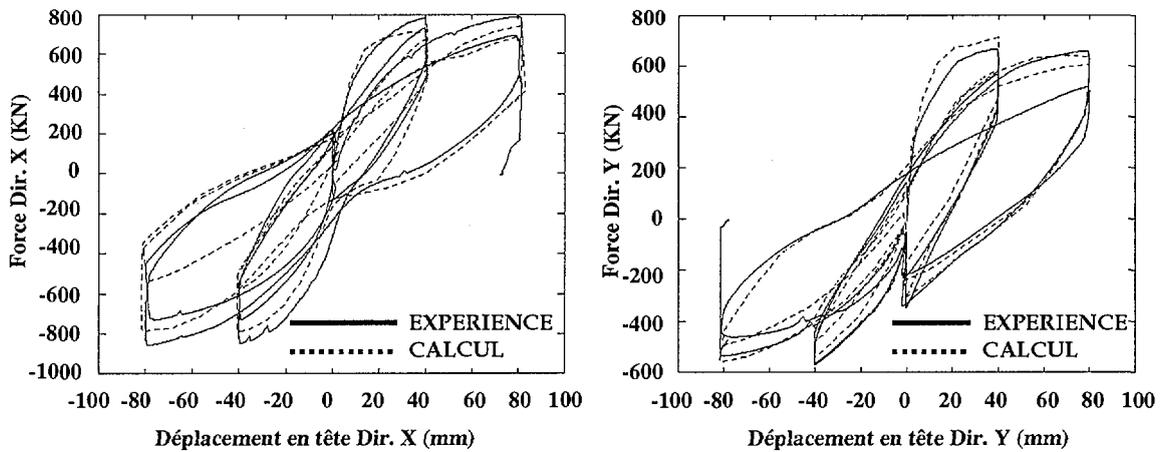


Figure IV.38: Essai USW3 (Dir. XY): Comparaison avec le calcul cyclique.

La taille des éléments finis utilisés dans la discrétisation adoptée, constitue à notre avis une première cause des écarts constatés. En effet ce type de modélisation demande des ressources relativement importantes concernant le temps de calcul et une modélisation plus fine aurait sans doute augmenté d'une façon sensible le temps du calcul et surtout la gestion de son environnement (mémoire, dépouillement des résultats, etc.).

Une deuxième cause de ces différences est sans doute à chercher dans la simplification du mode de comportement du béton en compression : en utilisant une approche 3D coque multicouche, la seule façon de décrire le comportement réel triaxial du béton confiné consiste dans l'adoption d'une loi biaxiale équivalente. Comme nous l'avons vu au paragraphe IV.3, dans les zones confinées cela a été fait en adoptant des valeurs plus élevées, pour la résistance en compression et la déformation ultime du béton (conformément aux spécifications de l'Eurocode 8).

Le flambage important des aciers constaté lors des essais peut constituer une troisième cause. Ce phénomène qui apparaît généralement aux deux extrémités du mur est accompagné de l'expulsion du béton de couverture (donc de la diminution de la section) et de la perte de l'adhérence acier-béton. Il est difficile de rendre compte correctement de la chute de résistance occasionnée par ce phénomène, même si la loi de l'acier tient compte de l'effet Bauschinger et du flambage des aciers.

Enfin, il reste bien sur des incertitudes assez grandes sur le choix de certains paramètres qui conditionnent le comportement cyclique du béton : la pente de réouverture-refermeture de la fissure, la valeur du facteur du transfert en cisaillement et sa loi de variation en fonction de l'ouverture de la fissure. Une meilleure prédiction du pincement des boucles et par conséquent de la dissipation hystérétique aurait pu être obtenu avec des caractéristiques de comportement de la fissure mieux évaluées. **Cependant, le but de cette étude étant celui de tester la performance de l'approche adoptée, un seul choix de modélisation a été effectué avant tout calcul et aucune modification de données n'a été effectuée afin d'obtenir un meilleur accord avec les résultats expérimentaux.**

Les critiques précédentes doivent toutefois être tempérées. Le modèle utilisé a été testé dans des conditions très sévères et il nous semble qu'un certain écart quantitatif est inévitable surtout aux grandes cycles de déplacement. Cependant il faut remarquer que les résultats sont qualitativement corrects et comme on le verra plus loin les phénomènes importants observés lors des essais sont bien reproduits. A titre d'exemple, la comparaison du tracé des forces obtenu dans l'essai bidirectionnel XY (Figure IV.39) montre que le modèle traduit très convenablement la dégradation cyclique de résistance.

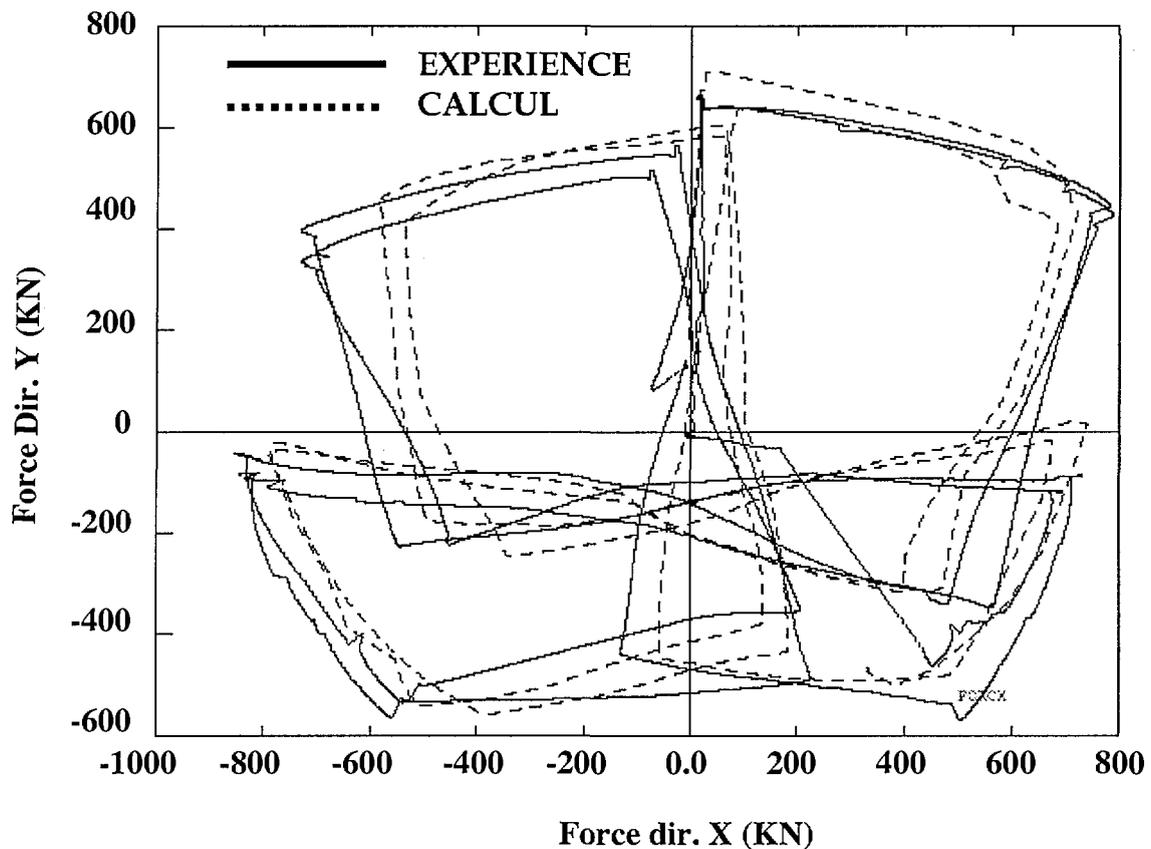


Figure IV.39: Essai USW3 : tracé des forces dans les directions X et Y.

Tous les essais des murs en U ont été effectués en bloquant la rotation dans un plan horizontal de la longrine supérieure puisque les murs ne devaient pas subir de torsion à leur extrémité. De ce fait, dans un état de comportement quasi élastique, la résultante des forces extérieures appliquées en tête du mur doit passer non par le centre de gravité, mais par un point proche du centre de torsion, situé à environ 30cm, à l'extérieur de la section sur l'axe Y. Lors de l'essai USW2, avec un effort tranchant appliqué suivant l'axe X, on a constaté la migration du point d'application de la résultante des forces vers l'intérieur de la section [63]. Après fissuration, sa position change en fonction de la direction du chargement et de l'état de dégradation de la structure. Un moment de torsion doit donc être appliqué en tête du mur pour équilibrer le moment de torsion induit par la rotation des sections endommagées situées entre la base et la partie supérieure du mur. Il semble donc que des efforts de torsion soient créés dans le mur,

donnant naissance à de nouvelles contraintes de cisaillement, venant se superposer aux contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant. Ce phénomène, constaté par ailleurs dans l'essai USW3 (chargement bidirectionnel X et Y) aussi, a été largement décrit dans les deux rapports d'essais [63], [64] et nous ne reviendrons pas sur ces détails. Son influence sur le comportement en flexion devrait toutefois être quantifié et des études supplémentaires nous semblent nécessaires. Mentionnons également que les calculs que nous avons effectués mettent en évidence la rotation des sections. La Figure IV.40 présente la déformée de la section située à mi-hauteur du mur, pour les deux essais USW2 et USW3.

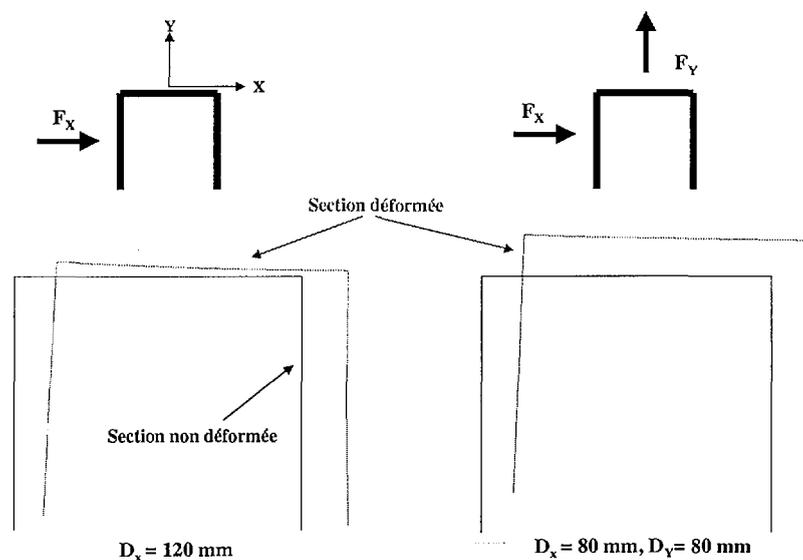
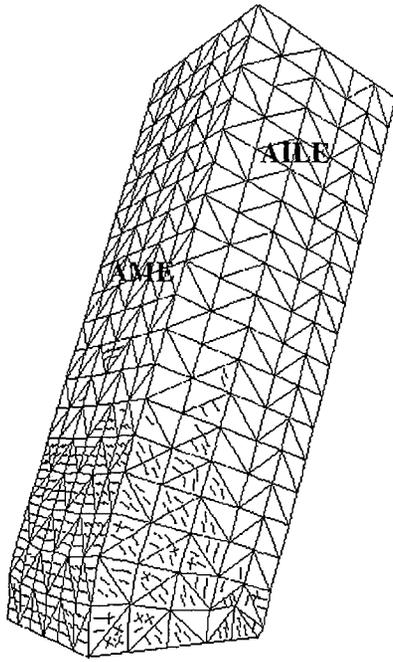


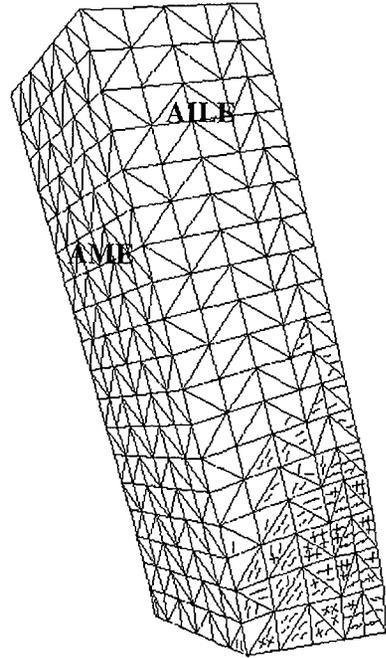
Figure IV.40: Déformée de la section du mur à mi-hauteur.

Schémas de fissuration

Les Figures IV.41 à IV.43 présentent les schémas de fissuration obtenus dans les trois calculs. L'examen de ces figures permet de constater que la fissuration prédite par le calcul est cohérente avec les observations expérimentales. Pour l'essai USW1 (Figure IV.41) le calcul donne une fissuration inclinée dans les ailes et une fissuration horizontale dans l'âme. Pour l'essai USW2 (Figure IV.42) l'âme est beaucoup plus sollicitée en cisaillement et les fissures y sont également inclinées. Par ailleurs, on peut constater que l'aile tendue est largement fissurée tandis que dans l'aile comprimée les fissures sont en grande partie fermées. Le faciès de fissuration dans l'âme correspondant à l'essai USW3 (Figure IV.43) ressemble à celui observé dans le test USW2, mais les zones doublement fissurées semblent beaucoup plus étendues.

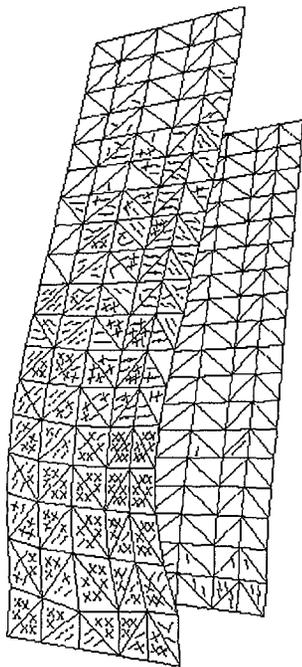


$D_y = -80\text{mm}$



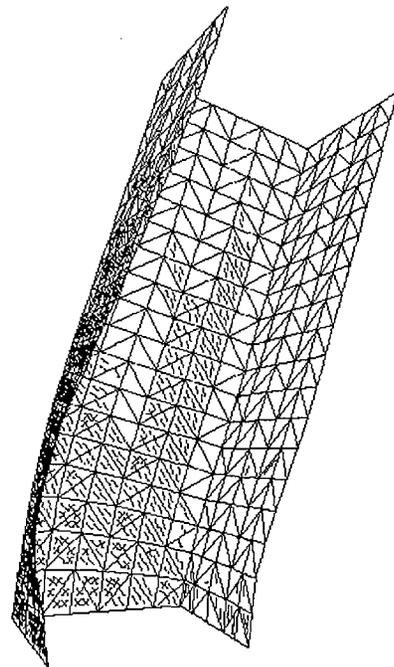
$D_y = 80\text{mm}$

Figure IV.41: Test USW1: Schéma de fissuration.



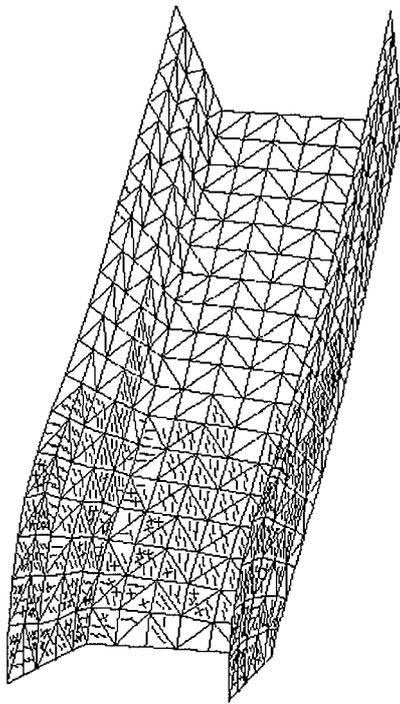
Fissuration aile

$D_x = 120\text{mm}$

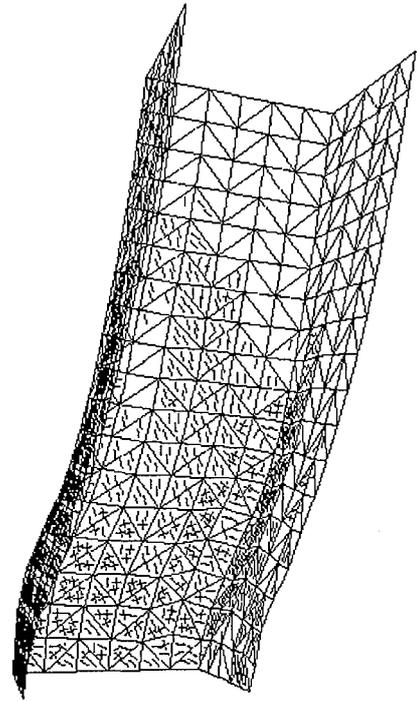


Fissuration âme

Figure IV.42: Test USW2 : Schéma de fissuration.



$D_x = 80\text{mm}, D_y = 80\text{mm}$



$D_x = 80\text{mm}, D_y = -80\text{mm}$

Figure IV.43: Test USW3 : Schéma de fissuration.

Résultats locaux

Lors des essais les murs ont été équipés de capteurs de déplacement verticaux placés à la base des ailes et de la jonction aile-âme. La disposition des points de mesure situés est portée sur la Figure IV.44. Les capteurs A1, A5, A7 et A11 ont mesuré le déplacement entre deux points distants d'environ 23 cm, tandis que les capteurs A2, A6, A8 et A12 ont mesuré le déplacement entre deux points distants d'environ 78cm. Des capteurs orientés diagonalement dans les deux ailes ainsi que dans l'âme des murs ont été également disposés afin de mesurer les éventuelles déformations dues à l'effort tranchant (Figure IV.45).

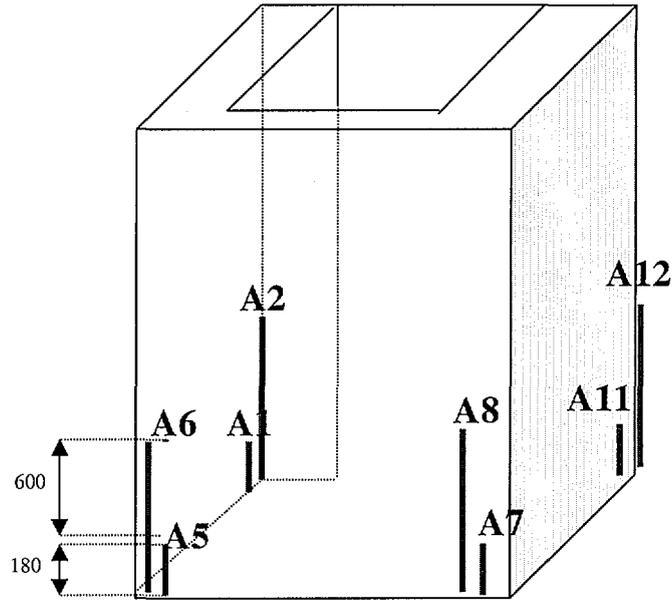


Figure IV.44: Position des capteurs de déplacement [58].

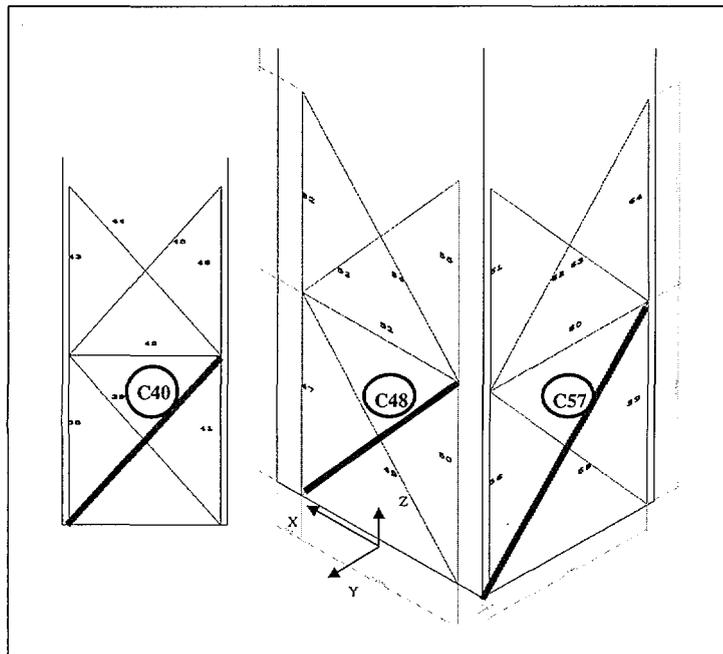


Figure IV.45: Position des capteurs de cisaillement [58].

Dans ce qui suit, nous allons présenter une comparaison des résultats locaux en termes de déformations verticales (rapport entre le déplacement mesuré et la longueur du capteur) aux

points de mesure A1, A2, A5 et A6 d'une part, et d'autre part sur les déplacements des diagonales aux points de mesures C40, C48 et C57.

Les comparaisons des déformations verticales sont portées sur les Figures IV.46, IV.47 pour le test USW1, IV.48 et IV.49 pour le test USW3. L'examen des deux premières figures (essai USW1 dir. Y) permet de constater qu'à chaque extrémité du mur le comportement local est bien traduit. Les deux figures suivantes (IV.48 et IV.49) montrent une moins bonne concordance surtout dans le cas où les déformations correspondent à une longueur de mesure réduite (23 cm aux points A1 et A5). On observe toutefois que si la déformation correspond à une longueur de mesure plus grande (78 cm aux points A2 et A6) la qualité de la prédiction est meilleure. Le modèle semble donc reproduire plus difficilement les déformations très localisées, mais n'oublions pas que le comportement du mur est plus complexe dans le cas du chargement bidirectionnel et que la formulation du modèle est basée sur une approche de fissuration répartie. Cette approche ne peut décrire très correctement le comportement des grandes fissures qui, comme on l'a constaté lors des essais, peuvent se localiser à la base du mur.

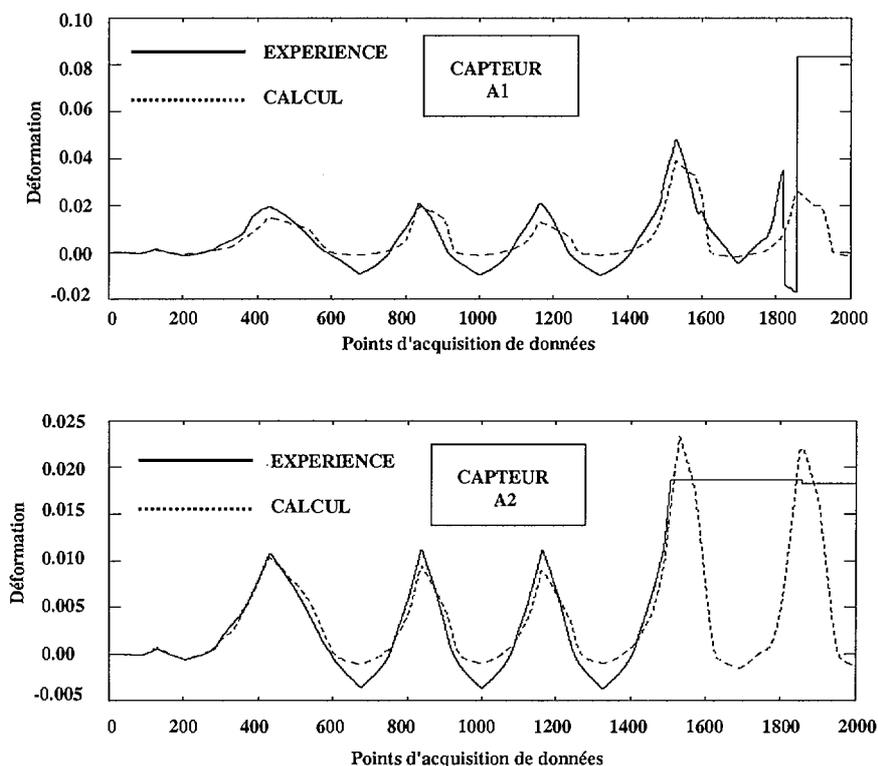


Figure IV.46: Déformations verticales aux points de mesures A1 et A2 (test USW1).

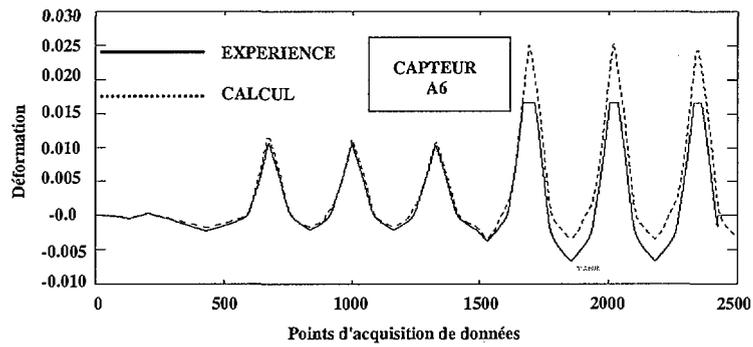
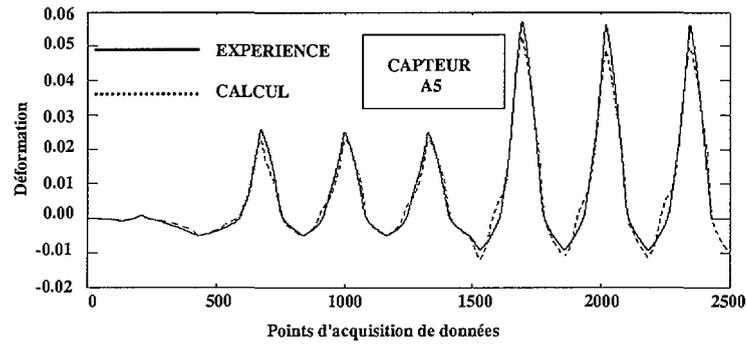


Figure IV.47: Déformations verticales aux points de mesures A5 et A6 (test USW1).

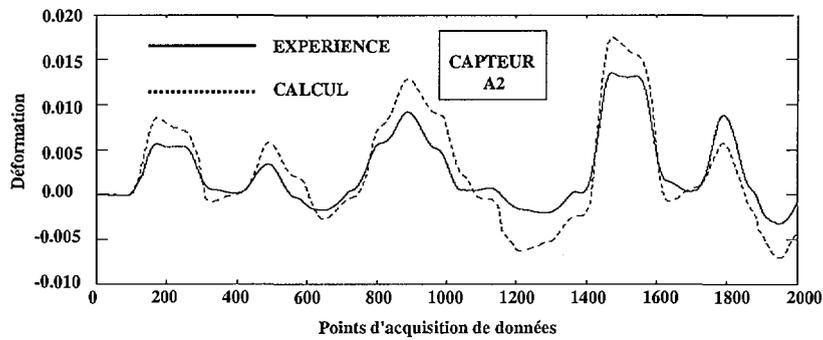
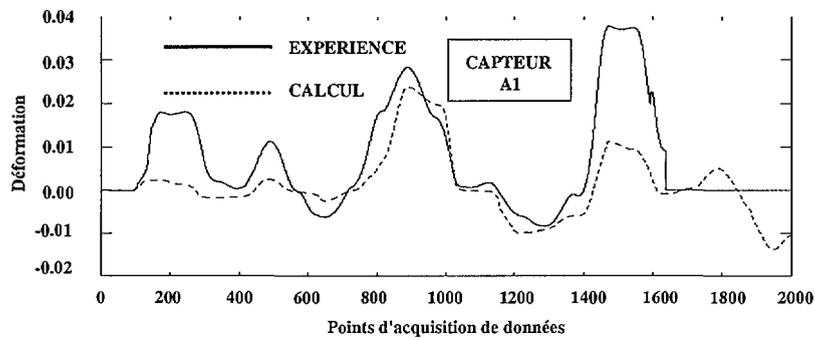


Figure IV.48: Déformations verticales aux points de mesures A1 et A2 (test USW3).

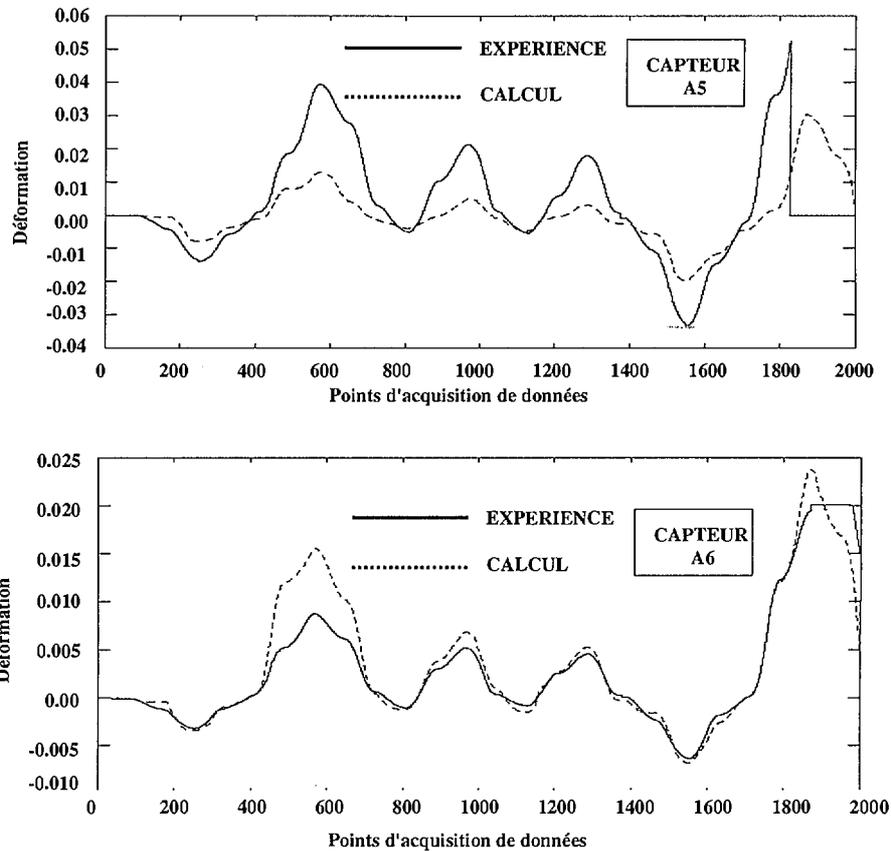


Figure IV.49: Déformations verticales aux points de mesures A5 et A6 (test USW3).

Les courbes représentant la variation de l'effort tranchant en fonction du déplacement des diagonales sont portées sur les Figures IV.50 et IV.51. Les informations fournies par les trois capteurs indiqués dans la Figure IV.45 ont été utilisées. Il est à noter que le déplacement de ces diagonales ne représente pas uniquement l'effet de l'effort tranchant puisqu'il contient implicitement l'effet du moment de flexion et de l'effort normal appliqué. Cependant il permet de mettre en évidence quelques caractéristiques du comportement des murs en U. Deux essais ont été considérés dans cette comparaison : l'essai USW2 et l'essai USW3. La Figure IV.50 illustre le comportement en cisaillement du mur testé suivant la direction X (essai USW2). Lorsque les déplacements des capteurs C40 (monté sur l'aile X+) et C48 (monté sur l'âme) sont de même signe, le déplacement fourni par le capteur C57 (monté sur l'aile X-) est de signe opposé. Pour un effort tranchant négatif, l'aile X+ et l'âme sont donc en même temps fissurés, tandis que l'aile X- est comprimée. D'autre part, pour un effort tranchant positif l'aile X- et l'âme sont fissurées, tandis que l'aile X+ est comprimée. Comme la Figure IV.50 b) le montre, ce type de comportement est bien reproduit par le calcul.

L'interprétation des courbes correspondant au test bidirectionnel USW3 présentées dans la Figure IV.51 est plus difficile à réaliser puisque l'effort tranchant est appliqué suivant les deux directions X et Y. Néanmoins, les résultats du calcul (Figure IV.51 b)) montrent des tendances qui concordent qualitativement avec les variations expérimentales.

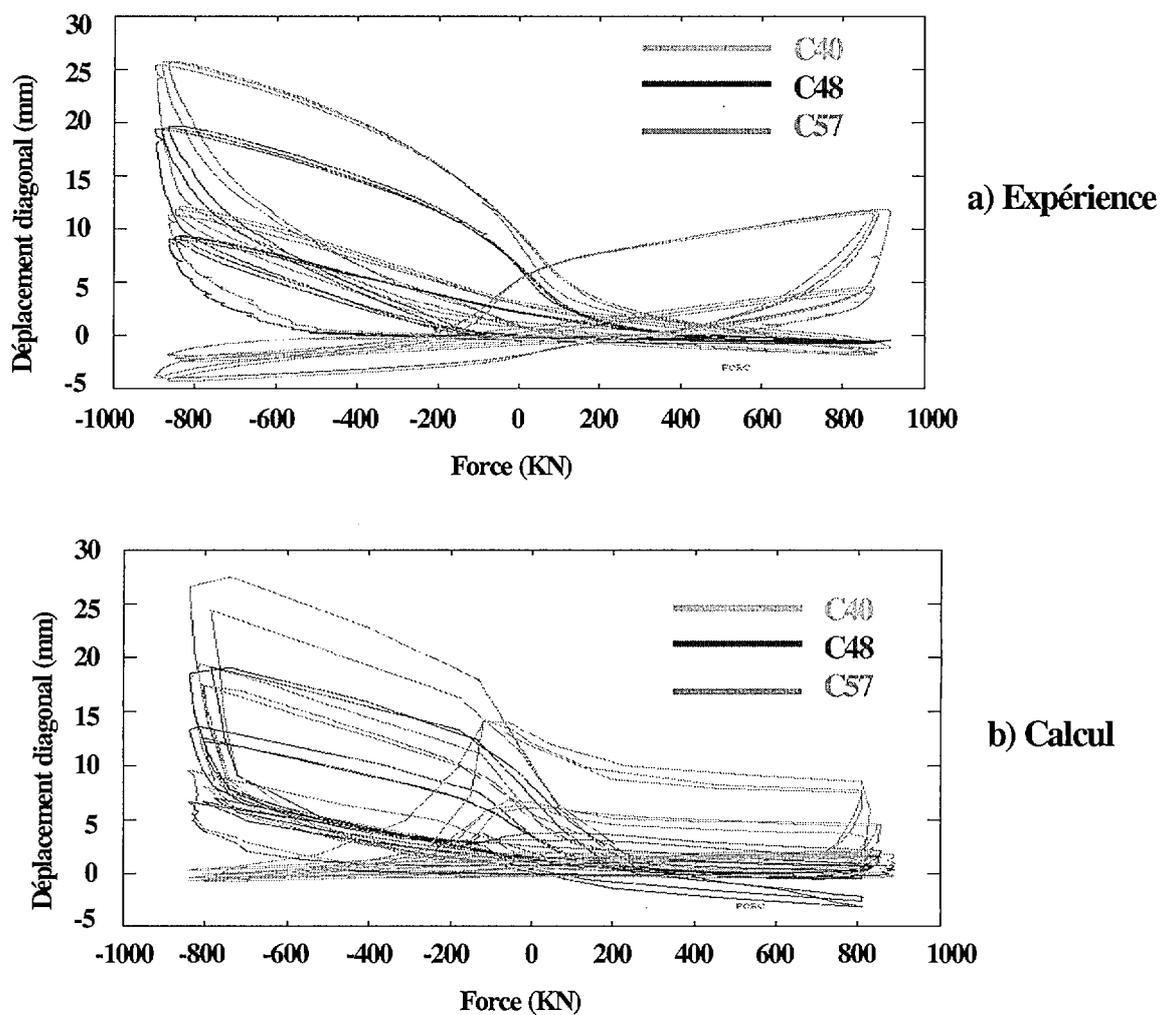


Figure IV.50: Courbes effort tranchant – déplacement des diagonales (test USW2).

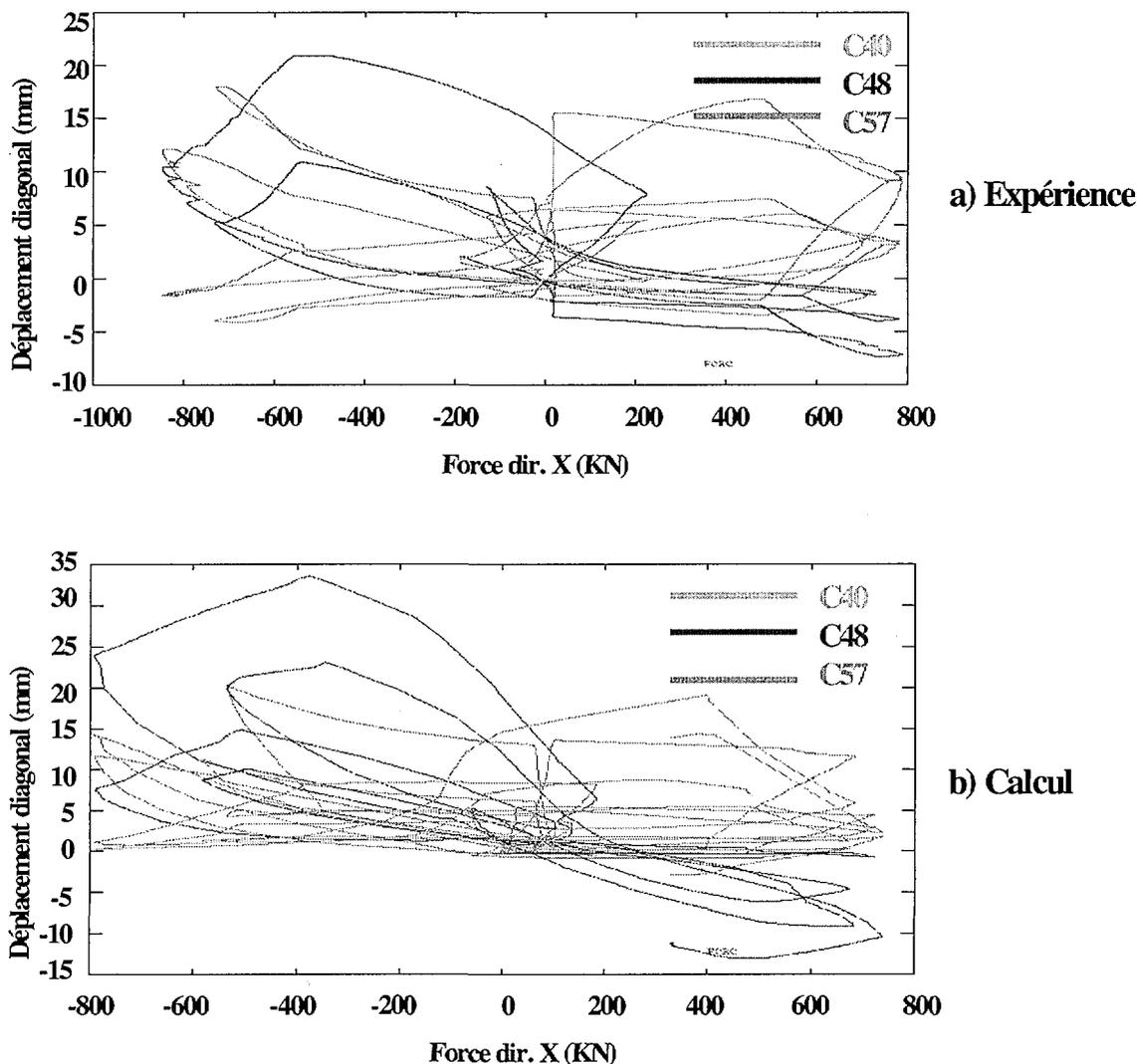


Figure IV.51: Courbes effort tranchant – déplacement des diagonales (test USW3).

VI-7 ETAT ULTIME DE RESISTANCE

Les vérifications à l'état ultime de résistance sous l'effet combiné de l'effort normal et d'un chargement horizontal bi-directionnel nécessitent la connaissance des diagrammes d'interaction N , M_x , M_y . Moyennant quelques hypothèses simplificatrices (hypothèse des sections planes, comportement uniaxial des matériaux, résistance nulle en traction, etc.) l'ingénieur concepteur utilise les méthodes analytiques pour trouver ces diagrammes d'interaction. Ainsi, les codes de conception et les manuels de béton armé fournissent des formules simplifiées pour évaluer la résistance ultime d'une section en béton armé. Cependant, il nous semble que ces expressions sont mieux adaptées aux sections

rectangulaires qu'aux sections en forme de U, particulièrement dans le cas d'un chargement complexe. Concernant la section en forme de U, de tels diagrammes ont été établis pour le cas de la flexion composée [4], mais dans le cas de la flexion déviée il y a très peu d'exemples dans la littérature. Mis à part la méthode analytique il existe encore deux possibilités de construction des courbes enveloppes :

- expérimentale, à partir des essais couvrant un nombre suffisant de trajets de chargement
- numérique, à partir des calculs élément finis

La méthode expérimentale étant coûteuse ne peut couvrir toute la variété des sections et des détails de conception rencontrés dans la pratique. Par contre, la méthode numérique basée sur une approche locale est parfaitement adaptable à ce genre d'exercice : d'une part, le comportement du matériau béton armé et l'interaction entre ses divers constituants sont de toute façon mieux représentés que dans l'approche analytique, d'autre part l'effort de calcul nécessaire ne devait pas être très important à partir du moment où l'on détecte la surface ultime avec plusieurs calculs en chargement monotone.

Nous allons donc déterminer **le diagramme d'interaction en flexion déviée pour le mur en U** testé au mur de réaction, en utilisant la modélisation 3-D coques minces, employée lors des calculs cycliques. On se limite ici à la détermination la courbe (F_x, F_y) , F_x et F_y étant les efforts ultimes appliqués en tête du mur, correspondant à l'effort normal appliqué lors de l'essai. Le couple ultime (M_x, M_y) peut être ensuite facilement calculé en multipliant chaque force par la hauteur du spécimen (4.20 m). L'obtention de la courbe enveloppe complète (N, M_x, M_y) en 3D nécessiterait le même exercice avec plusieurs valeurs de N .

La résistance étant différente suivant l'axe Y , des trajets radiaux en déplacements imposés ont été considérés, afin d'obtenir un nombre suffisant de points dans le domaine (F_{x+}, F_{y+}) et (F_{x-}, F_{y-}) . Mis à part les trajets uniaxiaux, les rapports suivants d_y/d_x ont été considérés pour les trajets radiaux: $(4/1), (2/1), (1/1), (1/2), (1/4), (-1/4), (-1/2), (-1/1), (-2/1), (-4/1)$. Pour chaque trajet, la surface ultime est considérée atteinte si le module de l'effort résultant $\sqrt{F_x^2 + F_y^2}$ est maximal. Le déplacement radial correspondant, permet ensuite de calculer (en connaissant le rapport d_y/d_x) chaque déplacement uniaxial d_x et d_y et ensuite les forces correspondantes F_x et F_y . Les trajets des forces correspondant aux trajets des déplacements imposés ainsi que les points détectés sont présentés dans la Figure IV.52.

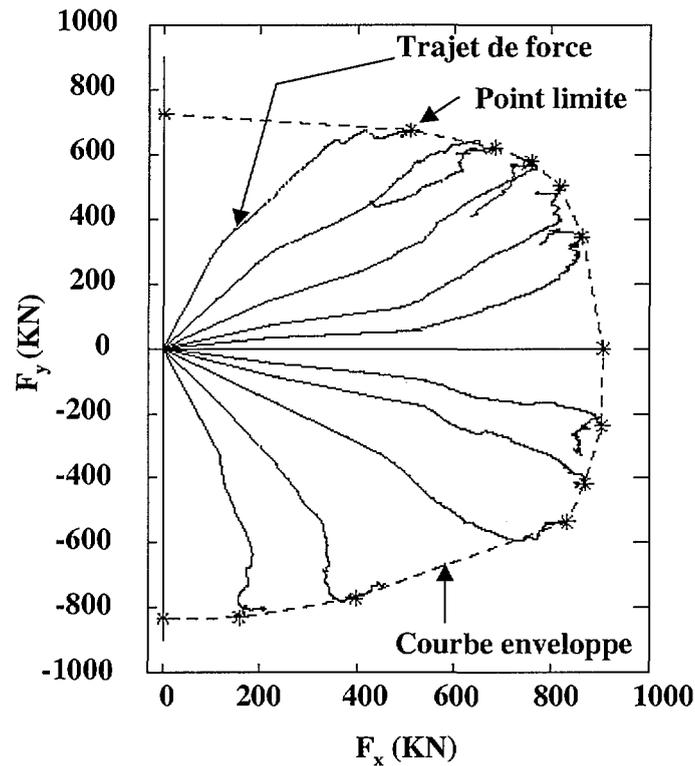


Figure IV.52: Trajets des forces et courbe enveloppe : calcul en déplacement imposé.

Un calcul supplémentaire avec pilotage en force imposée a été effectué afin de se comparer aux résultats du calcul en déplacement imposé. Le rapport entre les forces imposées (F_y / F_x) dans les deux directions a été le même que celui des déplacements imposés (d_y / d_x) lors du calcul précédent. Pour chaque trajet, la surface ultime est considérée atteinte si pour le couple des efforts appliqués la raideur déduite de la courbe (force résultante)-(déplacement résultant) s'approche de 0. Afin de palier la subjectivité de ce critère deux critères locaux de ruine ont été également considérés : la surface de rupture est considérée atteinte si l'une des deux conditions suivantes est vérifiée :

- la déformation maximale dans l'acier tendu $> 10\%$
- la déformation maximale dans la fibre extrême la plus comprimée inférieure à -6%

La comparaison entre les deux courbes limites obtenues dans les deux cas considérés (Figure IV.53) montre de très légères différences. Les deux approches convergent donc vers la même solution.

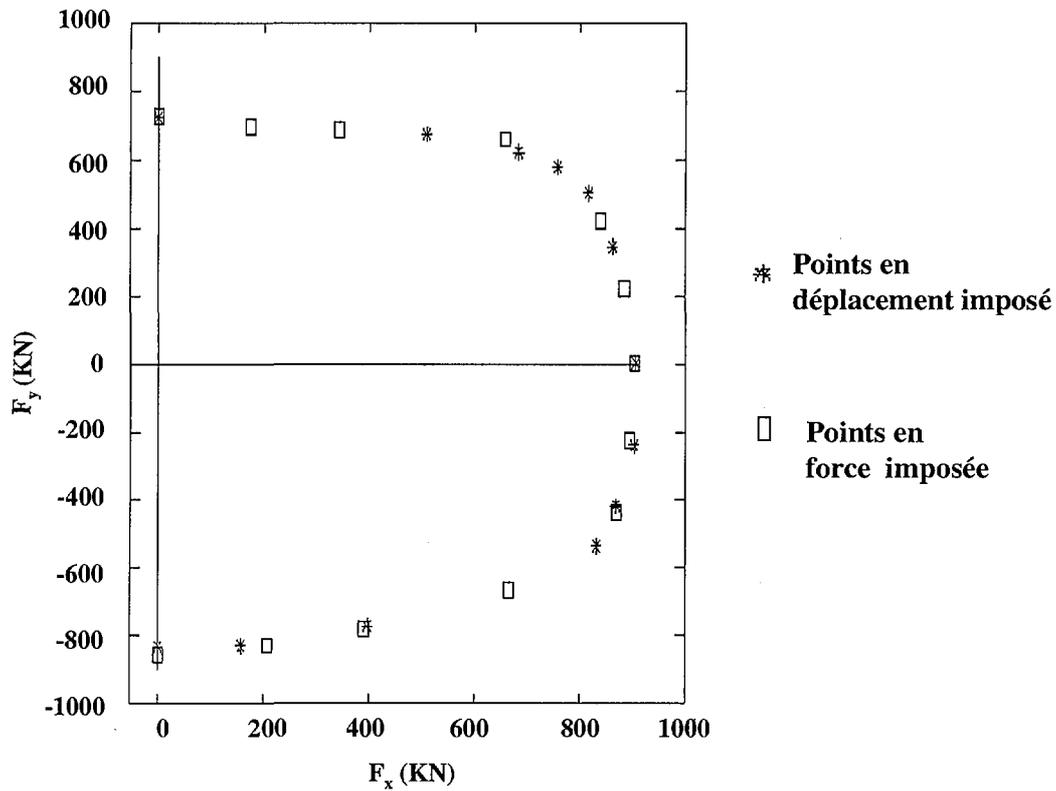


Figure IV.53: Courbes enveloppes : calcul en force et déplacement imposé.

Dans la Figure IV.54 le résultat obtenu en effectuant un trajet non proportionnel en force imposée est présenté en comparaison avec le résultat du trajet radial correspondant. La différence en force entre les deux trajets se situe autour de 3%, ce qui laisse penser que la courbe enveloppe n'est pas trop dépendante du chemin suivi. Un ou deux trajets supplémentaires non proportionnels dans la région (X+, Y+), seraient peut être encore nécessaires pour confirmer cette hypothèse.

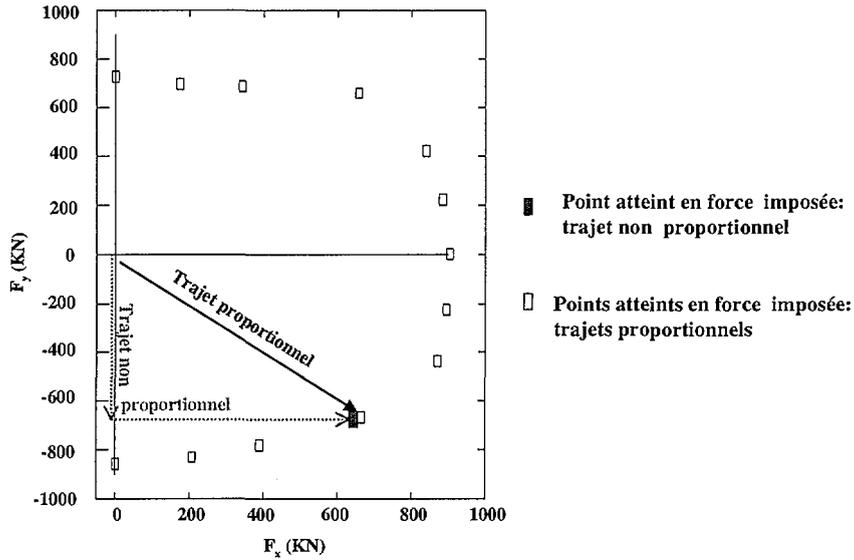


Figure IV.54: Comparaison des solutions pour deux trajets différents : calcul en force imposée.

Dans la Figure IV.55 le tracé des forces obtenus dans l'essai cyclique USW3 est présenté en comparaison avec le tracé calculé et la courbe enveloppe déduite à partir des différents trajets de déplacement imposé. On peut observer que la courbe enveloppe semble être atteinte par le calcul pour un chemin uniaxial dans la direction Y+, seulement au début de l'essai. Après cela les boucles des forces expérimentales et calculées se situent toujours à l'intérieure du domaine délimité par la courbe enveloppe.

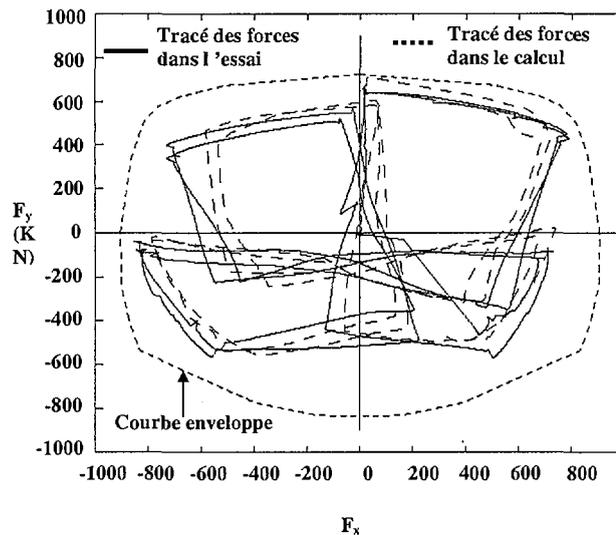


Figure IV.55: Tracé des forces dans l'essai USW3 et courbe enveloppe.

VI-8 CONCLUSIONS

Les résultats numériques et expérimentaux nous ont permis, dans un premier temps de mettre en évidence les mécanismes de résistance et de rupture des murs avec une section non rectangulaire, conçus selon les règles de l'Eurocode 8. Les murs testés sur la table sismique du CEA ruinent toujours en flexion, par rupture des aciers, le béton étant très peu sollicité en compression. Ce mode de comportement, à notre avis est favorisé par la faible valeur de l'effort normal appliqué ainsi que par les mauvaises qualités de ductilité des aciers utilisés. Il pourrait être rendu plus ductile et dissipatif en utilisant des aciers à haute qualité de ductilité. **Ceci confirme encore une fois le bien fondé de la clause de l'Eurocode 8 (Part 2, 2.2 Materials, 2.2.2 Reinforcing steel) concernant les hautes qualités de ductilité requises pour les aciers à prévoir dans les zones critiques.** Les murs testés en chargement cyclique au mur de réaction ont eu un comportement différent. La valeur plus importante de l'effort normal ainsi que la bonne qualité de ductilité des aciers de construction ($\epsilon_{gt} \approx 25\%$) a permis le développement d'un mode de ruine par écrasement du béton confiné et par flambage des aciers. Les étriers de confinement ont joué pleinement leur rôle qui vise **à accroître la capacité de déformation, en améliorant le comportement du béton en compression et en retardant le flambage des aciers.** L'élancement de ces murs étant plus faible que celui des murs testés sur la table sismique l'effort tranchant a eu une influence beaucoup plus importante dans ces cas. Le comportement du mur soumis à un chargement appliqué dans la direction de l'âme, ainsi que celui du mur testé dans les deux directions simultanément a été dominé par le cisaillement aussi bien dans les ailes que dans l'âme. Les ailes ont changé alternativement leur rôle durant ces essais cycliques, la plupart du cisaillement imposé dans une direction étant repris par l'aile comprimée. D'ailleurs c'est par le cisaillement de l'aile comprimée que la ruine s'est produite lors de l'essai bidirectionnel, après que le mur ait épuisé sa ductilité en flexion.

Les spécimens testés sous chargement unidirectionnel ont été capables d'atteindre une ductilité structurale d'environ 5.3, d'une manière quasiment stable. Dans le cas du chargement bidirectionnel une ductilité structurale d'environ 2.6 a été atteinte dans chaque direction ce qui correspond à une ductilité radiale d'environ 3.7. Dans les deux directions de sollicitation, le chargement bidirectionnel a été plus endommageant que le chargement uniaxial, la raideur et la résistance du mur étant généralement plus faibles. Il est de même pour l'énergie dissipée, qui, initialement plus élevée dans le cas de chargement bidirectionnel, a chuté très rapidement avec le cyclage. Les essais effectués ont mis donc en évidence le fort

couplage entre les efforts dans une structure de type mur porteur ayant une section en forme de U. En conséquence, l'évaluation des marges de sécurité d'un tel composant structurel devrait être étroitement liée au caractère tridimensionnel de la réponse des structures soumises aux séismes. **Dans ce sens les analyses numériques non linéaires 3-D sous l'effet bidirectionnel et même tri-directionnel (si on inclut le mouvement vertical) d'un séisme semblent beaucoup plus appropriées qu'une analyse effectuée séparément sur chaque direction de sollicitation.** D'ailleurs, l'utilisation de ces méthodes d'analyse est recommandée dans le cadre de l'Eurocode 8 pour la vérification des structures dimensionnées selon ce code.

Les bons résultats obtenus permettent alors d'envisager des applications pratiques lors du dimensionnement. Par exemple des études en 3-D de vulnérabilité vis-à-vis du niveau de l'intensité sismique pourraient être effectuées sur une structure mixte comportant des voiles (dont certains avec une section asymétrique) et des cadres. Une modélisation 3-D coques minces pour les murs non symétriques couplée à une approche multifibres pour les poteaux et les poutres pourrait fournir des résultats corrects à un coût de calcul raisonnable.

Une autre application pratique pour ce type de structure concerne le calcul des diagrammes d'interactions (N , M_x , M_y) si nécessaires dans les vérifications à l'état ultime de résistance. A défaut d'une détermination expérimentale plus précise de ces diagrammes, l'exemple montré dans le paragraphe précédent peut être utile à la conception et à la définition des courbes enveloppes pour la construction des modèles globaux de comportement.

| | |
|---|-----|
| VI-5.4 Dégradation de raideur, dégradation de résistance et énergie dissipée. | 171 |
| VI-6 COMPARAISON DES RESULTATS NUMERIQUES ET EXPERIMENTAUX DES ESSAIS USW1, USW2, USW3. | 174 |
| VI-7 ETAT ULTIME DE RESISTANCE..... | 186 |
| VI-8 CONCLUSIONS..... | 191 |

CHAPITRE V

**MURS FORTEMENT ARMES
FAIBLEMENT ELANCES**

V-1 INTRODUCTION

Les voiles fortement armés faiblement élancés constituent un pourcentage important du bâti existant dans le domaine de la construction nucléaire. La nécessité d'évaluer la sécurité des différentes parties des ouvrages et installations conduit les organismes responsables à réaliser des essais ou des modélisations. C'est le cas par exemple des effets dynamiques qui se produisent lorsque des voiles en béton armé semblables à ceux qui sont utilisés dans le domaine nucléaire (assez fortement ferrailés), sont soumis à des efforts dynamiques de cisaillement dus à un séisme. EDF-SEPTEN en collaboration avec COGEMA a entrepris le programme de recherche expérimental SAFE (Structures armées faiblement élancées). Il s'agit d'une série de 13 tests pseudodynamiques sur des murs de cisaillement réalisés au centre commun de recherche européen à ISPRA (Italie), [13]. Les principaux objectifs de l'action de recherche autour de ces essais ont été les suivants:

- préciser les marges inhérentes à la pratique de dimensionnement sismique des voiles de contreventement dans le domaine nucléaire,
- s'intéresser aux effets dynamiques qui se produisent lorsque la fréquence d'excitation est voisine de la fréquence propre de la structure ou supérieure et étudier la variation de la fréquence propre avec l'endommagement,
- mieux décrire et quantifier la phase de début d'endommagement correspondant à l'apparition des premières fissures et au début de plastification des armatures,
- tester les différents modèles de comportement de béton armé disponibles, et les différents codes de calcul les mettant en œuvre.

Le travail présenté dans ce chapitre concerne surtout le dernier point de ces objectifs. Néanmoins, le modèle numérique une fois validé sera en mesure d'apporter des informations relatives aux autres points et de montrer les apports possible d'un tel modèle dans la conception. La partie V.2 de ce chapitre décrit les différents essais et les caractéristiques des spécimens testés. Nous exposerons ensuite dans la partie V.3 les principes de modélisation qui nous ont guidés pour simuler numériquement le comportement de ce type de structure. La partie V.4 inclut une comparaison des résultats numériques et expérimentaux dans le cas de trois voiles testés. Les résultats des simulations numériques basés sur une modélisation 2-D sont confrontés à ceux issus de l'expérience dans la partie V.5. La partie V.6 présente les

conclusions qui peuvent être tirées selon les études numériques effectuées ainsi que les différentes applications pratiques possibles de la modélisation employée.

V-2 LES ESSAIS DES VOILES SAFE

Treize voiles ayant le même élancement ($h/l = 0.40$) ont été testés en cisaillement pur au mur de réaction du laboratoire ELSA. Les voiles ont été divisés en deux séries :

- Série 1 : T1 à T4
- Série 2 : T5 à T12

Les voiles ont la même longueur (3.00 m) et la même hauteur (1.20 m). Les voiles de la série 1 ont l'épaisseur de l'âme et des nervures égales à 16 cm. Les voiles de la série 2 ont une âme et des nervures d'épaisseur 20 cm. Le mur, ses nervures ainsi que les longrines supérieures et inférieures sont présentés dans la Figure V.1.

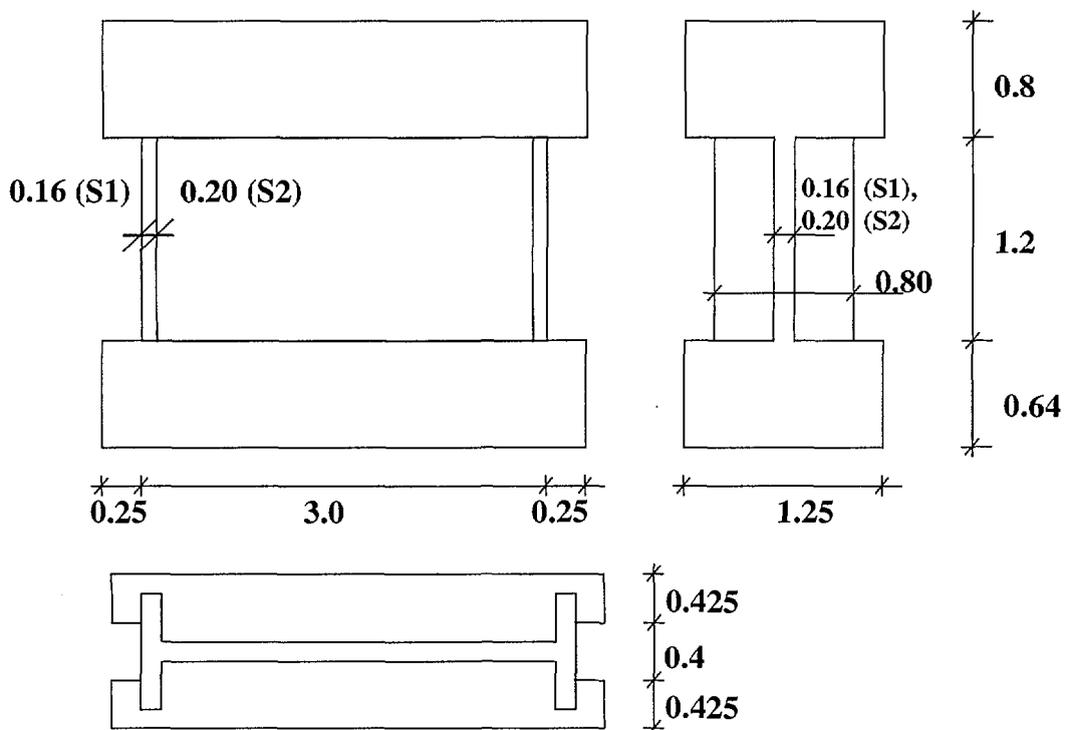


Figure V.1: Schéma géométrique des voiles SAFE (dimensions en m).

Les caractéristiques mécaniques du béton envisagées dans la phase de conception sont les suivantes :

- résistance caractéristique suivant BAEL, $f_{c28} = 30$ MPa,
- module de Young conventionnel suivant BAEL, $E = 34\,176$ MPa,
- coefficient de Poisson, $\nu = 0.2$,
- module de cisaillement conventionnel : $G = 14\,240$ MPa.

La raideur conventionnelle des voiles est donnée par la relation :

$$K = \frac{G \cdot S_a}{h},$$

S_a étant la section de l'âme et h la hauteur des voiles

Les voiles de la série 1 ont ainsi une raideur en cisaillement de 5696 MN/m et les voiles de la série 2 de 7120 MN/m.

Les différences entre les essais sont liées à la fréquence propre élastique du système au pourcentage de renforcement des murs, et à la charge verticale moyenne. Pour une masse M en tête du voile agissant dans la direction horizontale, sa fréquence propre conventionnelle (sans prise en compte de l'assouplissement dû à la fissuration) est donnée par la formule :

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Les valeurs de M et de f_0 sont présentées dans le tableau V.1 pour les différents voiles.

| Cas | T1 | T2 | T3 | T4 | T5 | T6 | T7 | T8 | T9 | T10 | T11 | T12 |
|------------|------|------|------|------|------|------|-------|------|-------|-------|-------|-------|
| M (T) | 480 | 5700 | 9017 | 1002 | 2818 | 1252 | 11272 | 1252 | 11272 | 11272 | 11272 | 11272 |
| f_0 (Hz) | 17.3 | 5.03 | 4 | 12 | 8 | 12 | 4 | 12 | 4 | 4 | 4 | 4 |

Tableau V.1: Masse et fréquence propre pour les différents voiles.

Le calcul des armatures des voiles d'essai repose sur les règles de dimensionnement nucléaire, le cisaillement de dimensionnement étant repris par les armatures seules, sans contribution du béton, avec un coefficient de comportement de 1. Suivant la « règle des coutures » (article A.5.3.1 du BAEL), le pourcentage d'acier horizontal et vertical est donné par :

$$\rho_h = \tau_d / f_e \text{ et } \rho_v = (\tau_d - \sigma_n) / f_e$$

où τ_d et σ_n représentent respectivement le cisaillement moyen de dimensionnement et la contrainte verticale moyenne. En tant que paramètres des essais, plusieurs valeurs ont été considérées pour τ_d et σ_n . Ces valeurs, ainsi que celles de ρ_h, ρ_v et de la limite élastique des aciers f_e , pour les différents tests sont portées sur le Tableau V.2.

| Voile | T1 | T2 | T3 | T4 | T5 | T6 | T7 | T8 | T9 | T10 | T11 | T12 |
|---------------------|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|------|------|------|------|------|
| τ_d (MPa) | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 3 | 3 | 2 | 2 | 3 | 2 | 1.44 |
| σ_n (MPa) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.34 | 1 | 1 | 0.34 | 0.34 | 0.34 | 0.34 | 1 |
| f_e (MPa) | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 400 |
| ρ_h (%) | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.6 | 0.6 | 0.4 | 0.4 | 0.6 | 0.4 | 0.11 |
| ρ_v (%) | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.6 | 0.4 | 0.11 |

Tableau V.2: Valeurs des paramètres des essais pour les voiles SAFE.

Tous les essais ont été réalisés de façon pseudodynamique. Afin de se rapprocher au plus près d'une sollicitation en cisaillement pur, un dispositif de chargement a été réalisé de telle façon que la rotation de la longrine supérieure soit empêchée. Un dispositif de chargement horizontal sollicite la longrine supérieure de deux côtés à la fois, tandis qu'un dispositif de blocage empêche la base de glisser et de décoller. Un accélérogramme synthétique généré à partir du spectre élastique DSN79 (calé à 0.2 g et 7% d'amortissement) a été choisi comme accélérogramme de référence. Cet accélérogramme est tout d'abord transformé en un accélérogramme nominal (de dimensionnement) en le multipliant par un facteur k qui tient compte du cisaillement moyen de dimensionnement:

$$k = \frac{H_d}{M \cdot \Gamma_d(f_0)},$$

où H_d est l'effort horizontal de dimensionnement (résultant du cisaillement moyen choisi pour chaque voile), $\Gamma_d(f_0)$ désigne la valeur lue sur le spectre élastique DSN79 pour la fréquence propre conventionnelle f_0 du voile et M représente la masse en translation supportée par le voile. Le spectre de l'accélérogramme d'essai se présente donc sous la forme :

$$\Gamma(f) = \alpha \cdot k \cdot \Gamma_d(f),$$

α étant un paramètre des essais, variable. Chaque voile est d'abord testé par application de la contrainte de dimensionnement correspondant à $\alpha = 1$. Les essais suivants, sur chaque voile, sont effectués ensuite avec un coefficient multiplicateur α croissant, en fonction de l'état de fissuration du voile à la fin du premier essai.

Comme dans les paragraphes suivants nous allons appliquer le modèle numérique aux cas des voiles T5, T6 et T8, quelques précisions supplémentaires sur ces essais nous semblent nécessaires. Tout d'abord les données expérimentales concernant le béton des voiles, [65] ont servi au choix des caractéristiques mécaniques de calcul. Elles sont présentées dans au Tableau V.3.

| Événement | Voile T5 | Voile T6 | Voile T8 |
|---------------------------------------|----------|----------|----------|
| Rupture en compression | 32.2 MPa | 36.9 MPa | 32.2 MPa |
| (cylindre $\phi = 6.4$ cm, H = 15 cm) | 29.1 MPa | 27.6 MPa | 29.2 MPa |
| Rupture en traction | 4.91 MPa | 4.67 MPa | 4.64 MPa |
| (cylindre $\phi = 6.4$ cm, H = 15 cm) | 4.73 MPa | 4.77 MPa | 4.61 MPa |

Tableau V.3: Données expérimentales concernant le béton des voiles T5, T6 et T8 .

Généralement, on peut constater la faible variabilité des caractéristiques du béton mis en œuvre, caractéristiques qui sont très proches de celles spécifiées dans la phase de conception. Les données expérimentales concernant les renforcements (Tableau V.4) montrent la même

homogénéité, avec cependant une limite élastique supérieure à la valeur prescrite ($f_e = 500$ MPa).

| Diamètre | Limite élastique | Limite de rupture | Déformation à la rupture |
|----------|------------------|-------------------|--------------------------|
| 6 mm | 579,5 MPa | 653,7 MPa | 20.8 % |
| | 567,3 MPa | 677,6 MPa | 21.3 % |
| | 558,7 MPa | 659,7 MPa | 21.2 % |
| 8 mm | 594,3 MPa | 682,0 MPa | 53.4 % |
| | 588,0 MPa | 665,1 MPa | 23.2 % |
| | 601,0 MPa | 668,8 MPa | 25.0 % |
| 10 mm | 589,2 MPa | 655,4 MPa | 26.9 % |
| | 571,2 MPa | 649,4 MPa | 25.0 % |
| | 558,1 MPa | 648,2 MPa | 28.2 % |
| 14 mm | 528,3 MPa | 615,8 MPa | 25.9 % |
| | 531,4 MPa | 622,1 MPa | 24.2 % |
| | 527,6 MPa | 618,1 MPa | 26.3 % |

Tableau V.4: Données expérimentales concernant les aciers des voiles T5, T6 et T8 .

Plusieurs tests ont été conduits pour chaque voile entre le niveau de dimensionnement et la ruine. Les niveaux réalisés durant la campagne d'essais pour les trois voiles qui nous intéressent ont été les suivants:

Essai T5 :

T5.1 ($\alpha = 1$), T5.2 ($\alpha = 1.3$), T5.3 ($\alpha = 1.5$) et T5.4 ($\alpha = 2$).

Essai T6 :

T6.1 ($\alpha = 1$), T6.2 ($\alpha = 1.3$), T6.3 ($\alpha = 1.5$) et T6.4 ($\alpha = 1.8$).

Essai T8 :

T8.1 ($\alpha = 1$), T8.2 ($\alpha = 1.4$), T8.3 ($\alpha = 1.8$).

Les essais T5, T6 et T8 ont été conduits jusqu'à un niveau avancé d'endommagement. Le mode de ruine observé – rupture par écrasement du béton de l'âme est caractéristique des voiles courts fortement armés associés à des raidisseurs sur leur bord.

V-3 CHOIX DE MODELISATION

V-3.1 Maillages et conditions aux limites

L'élancement de 0.40 des voiles SAFE les place loin de la limite de validité de la théorie des poutres et une modélisation 2-D avec un modèle local biaxial semble la plus naturelle et la mieux adaptée. Une autre solution serait d'adopter une approche 3-D coques minces multicouches qui permettrait de rendre compte correctement de la géométrie des renforts latéraux. Cependant la valeur de l'élancement vertical, entendu comme le rapport entre la hauteur et l'épaisseur de la nervure ($h/e = 1.2/0.20 = 6$) place plutôt les renforts latéraux dans la catégorie des coques épaisses et il semble peut probable que cette approche pourrait aboutir à de meilleurs résultats vis-à-vis d'une approche classique 2-D. Un modèle de coque épaisse intégrant le comportement non linéaire béton avec cisaillement transversal n'est pas disponible. Par ailleurs le benchmark NUPEC réalisé en 1994 [66],[67] a montré qu'une modélisation 2-D était largement satisfaisante dans une situation très voisine de SAFE.

Une modélisation biaxiale est donc utilisée comportant un seul maillage ramené dans le plan médian du voile, les caractéristiques des matériaux étant celles qui correspondent à l'unité de l'épaisseur. Afin de réduire le nombre de degrés de liberté et pour des considérations de simplicité seul le voile est modélisé et la liaison entre l'acier et le béton est supposée en continuité cinématique. La nature des conditions aux limites et la rigidité importante des deux longrines (inférieure et supérieure) justifient en effet ce choix de modélisation. Le béton est représenté par des éléments de membrane à quatre noeuds (quatre points de Gauss) à interpolation bilinéaire des déplacements, tandis que l'acier est maillé avec des éléments de barre à deux noeuds. Afin de diminuer la sensibilité à la finesse du maillage, des éléments finis avec une forme régulière ont été choisis. Les maillages adoptés pour le béton et les armatures sont présentés Figure V.2. Le maillage complet est constitué de 250 éléments de béton et 465 éléments d'acier. Le nombre de noeuds s'élève à 286, ce qui fait 572 degrés de liberté. Le maillage pour le béton est choisi de façon à ce que la connexion avec les éléments d'acier puisse se faire à une position très proche de la position exacte concernant les armatures verticales et horizontales. Ce maillage sera conservé pour tous les spécimens (T5, T6, T8), quel que soit le pourcentage ou l'espacement des armatures afin de ne pas introduire d'éventuelle dépendance au maillage entre les différents spécimens. Cependant, dans le but de reproduire le pourcentage de renforcement différent d'un cas à l'autre, la section d'acier sera modifiée en conséquence.

Le voile est considéré parfaitement encastré à sa base, la rotation étant bloquée sur le bord supérieur. Les conditions aux limites adoptées dans cette modélisation peuvent s'écarter très légèrement des conditions aux limites réelles rencontrées lors des essais (flexibilité de la base, glissement des aciers à la base, etc.). Cependant, compte tenu du fait que les deux longrines sont très rigides et les aciers verticaux sont bien ancrés dans la longrine supérieure, les conditions aux limites du modèle adoptées ci-dessus, semblent assez raisonnables pour permettre une interprétation correcte des résultats numériques.

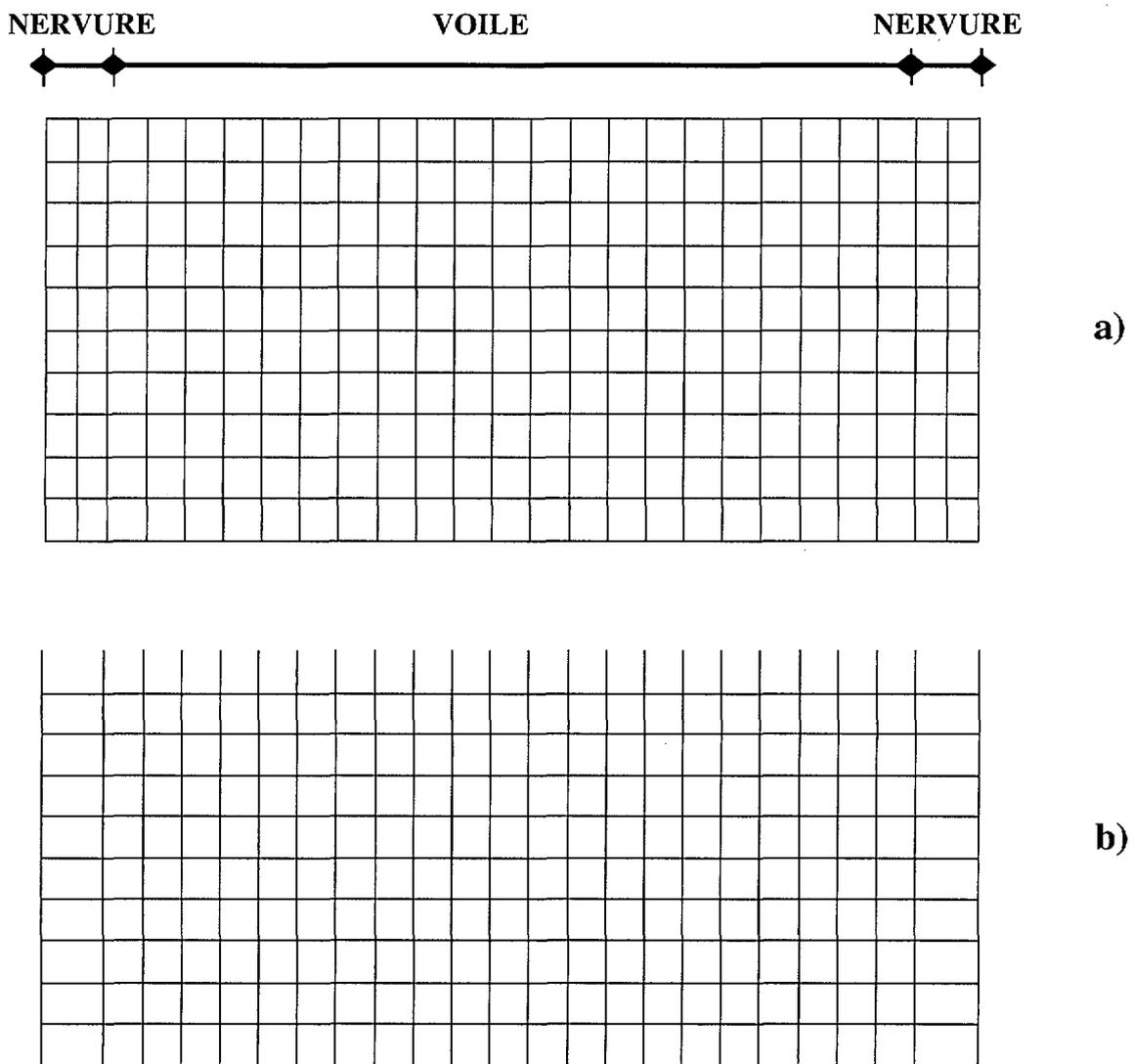


Figure V.2: Maillages adoptés pour la modélisation locale des voiles SAFE: a) maillage béton, b) maillage acier.

V-3.2 Choix des caractéristiques mécaniques des matériaux

BETON

La valeur du module d'élasticité du béton n'a pas été fourni. On peut calculer ce module d'après les règles CEB-FIP 1990 à partir de la connaissance de la résistance en compression du béton f_c . En utilisant les valeurs du module élastique calculées d'après ces règles, valeurs qui se situent autour de 31 000 MPa on obtient une fréquence propre de 7.68 Hz pour le cas T5 et 11.60 Hz pour le cas T6. En les comparant avec les fréquences expérimentales avant essai (6.7 Hz - cas T5 et 10.4 Hz - cas T6) les valeurs calculées présentent un écart important: 14% pour l'essai T5 et 11% pour l'essai T6. Des conditions aux limites imparfaites, la variabilité du module du béton dans la structure réelle, les effets 3D ou encore un certain endommagement initial peuvent être mis en avant pour expliquer cet écart. Une modélisation indirecte de ces phénomènes complexes consiste dans la réduction du module du béton afin de se rapprocher le plus possible de l'état initial de la structure. En adoptant une valeur du module initial du béton de 24 000 MPa pour le voile T5, de 25 500 MPa pour le voile T6 et de 22 000 MPa pour le voile T8 on obtient les mêmes fréquences propres que celle mesurées expérimentalement. Cette méthode de calibration du module initial du béton en fonction de la fréquence propre mesurée in situ est justifiée par le besoin d'assurer de bonnes conditions initiales avant tout calcul non-linéaire. Le fait de négliger cet aspect dans une application qui a pour objectif de tester les capacités d'un modèle numérique, pourrait engendrer des différences entre les résultats numériques et ceux issus de l'expérience qui seraient difficiles à interpréter. Les autres caractéristiques du béton adoptées dans l'analyse sont basées sur les résultats des essais sur éprouvettes et les codes en vigueur. Elles sont les suivantes:

Essai T5

Module de Young: $E_b = 24\,000$ MPa,

Coefficient de Poisson: $\nu = 0.20$,

Résistance en compression: $f_c = 29.1$ MPa,

Résistance en traction: $f_t = 1.75$ MPa,

Déformation à rupture en traction: $\varepsilon_{ut} = 1.0 \times 10^{-3}$,

Déformation à rupture en compression: $\varepsilon_{uc} = 6.0 \times 10^{-3}$,

Facteur de transfert de cisaillement $\eta = 0.20$

Essai T6

Module de Young: $E_b = 25\,500$ MPa,

Coefficient de Poisson: $\nu = 0.20$,

Résistance en compression: $f_c = 27.6$ MPa,

Résistance en traction: $f_t = 1.66$ MPa,

Déformation à rupture en traction: $\varepsilon_{ut} = 0.46 \times 10^{-3}$,

Déformation à rupture en compression: $\varepsilon_{uc} = 6.0 \times 10^{-3}$,

Facteur de transfert de cisaillement $\eta = 0.30$

Essai T8

Module de Young: $E_b = 22\,000$ MPa,

Coefficient de Poisson: $\nu = 0.20$,

Résistance en compression: $f_c = 29.0$ MPa,

Résistance en traction: $f_t = 1.74$ MPa,

Déformation à rupture en traction: $\varepsilon_{ut} = 0.30 \times 10^{-3}$,

Déformation à rupture en compression: $\varepsilon_{uc} = 6.0 \times 10^{-3}$,

Facteur de transfert de cisaillement $\eta = 0.30$.

ACIER

Une loi élastoplastique à écrouissage linéaire isotrope a été adoptée pour modéliser le comportement des aciers. Les caractéristiques du matériau sont les suivantes:

Essai T5

Module de Young: $E_A = 200\,000$ MPa,

Limite d'élasticité: $\sigma_e = 573$ MPa ($\phi 10$ et 12), $\sigma_e = 529$ MPa ($\phi 14$),

Limite de rupture: $\sigma_R = 650$ MPa ($\phi 10$ et 12), $\sigma_e = 618$ MPa ($\phi 14$),

Déformation à la rupture en traction: $\varepsilon_u = 26,7\%$ ($\phi 10$ et 12), $\varepsilon_u = 25,4\%$ ($\phi 14$).

Essai T6

Module de Young: $E_A = 200\,000$ MPa,

Limite d'élasticité: $\sigma_e = 594$ MPa ($\phi 8$), $\sigma_e = 573$ MPa ($\phi 10$), $\sigma_e = 529$ MPa ($\phi 14$),

Limite de rupture: $\sigma_R = 672$ MPa ($\phi 8$), $\sigma_R = 650$ MPa ($\phi 10$), $\sigma_e = 618$ MPa ($\phi 14$),

Déformation à la rupture en traction: $\varepsilon_u = 24,0\%$ ($\phi 8$), $\varepsilon_u = 26,7\%$ ($\phi 10$), $\varepsilon_u = 25,4\%$ ($\phi 14$).

Essai T8

Module de Young: $E_A = 200\,000$ MPa,

Limite d'élasticité: $\sigma_e = 594$ MPa ($\phi 8$), $\sigma_e = 573$ MPa ($\phi 10$),

Limite de rupture: $\sigma_r = 672$ MPa ($\phi 8$), $\sigma_r = 650$ MPa ($\phi 10$),

Déformation à la rupture en traction: $\epsilon_u = 24.0\%$ ($\phi 8$), $\epsilon_u = 26,7\%$ ($\phi 10$).

L'adhérence acier-béton est supposée parfaite. Elle est traduite par la continuité des déplacements de nœuds communs.

V-3.3 Chargement

Le chargement est composé d'un chargement dynamique correspondant à l'accélérogramme imposé, d'une part et d'un chargement statique, constant au cours de l'excitation, d'autre part. A cet effet, la masse totale en translation correspondante à chaque cas étudié a été affectée aux nœuds du maillage éléments finis situés sur le côté horizontal supérieur du voile. Le poids propre de la longrine supérieure, du dispositif du chargement et des surcharges éventuelles (cas T6) est représenté par des forces verticales constantes appliquées aux mêmes nœuds.

V-3.4 Amortissement

Les essais SAFE ont été effectués de façon pseudodynamique, sans matrice d'amortissement visqueux, la dissipation d'énergie se produisant alors par le biais de l'amortissement interne seulement. Il semble alors plus naturel de simuler ces essais dans les mêmes conditions, sans faire appel à une matrice d'amortissement visqueux. Cependant, un certain amortissement visqueux doit être considéré pour des raisons purement numériques : avec un amortissement visqueux $\xi = 0\%$, les accélérations et les vitesses de déformations peuvent être localement très grandes et peuvent conduire à une divergence du calcul. Dans les simulations numériques, nous considérons un amortissement visqueux $\xi = 0.01\%$, la matrice d'amortissement étant proportionnelle à la matrice de rigidité.

V-4 SIMULATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES VOILES SAFE

V-4.1 Considérations préliminaires

L'étude numérique du comportement des voiles SAFE porte sur trois essais : T5, T6 et T8. Comme chaque essai comprend plusieurs tests à différents niveaux d'intensité sismique α , le nombre de simulations effectuées est élevé. Cependant, la validation du modèle numérique sur un seul cas, ne pourrait être en mesure d'assurer le caractère de généralité à la modélisation employée. Pour les trois cas considérés la valeur du cisaillement moyen de dimensionnement τ_d varie entre 2 (cas T8) et 4 (cas T5) et le pourcentage de l'acier ρ_h et ρ_v , est compris entre 0.4% et 0.8%. A l'exception du voile T12 qui est représentatif d'un voile conçu antérieurement à la prise en compte des séismes, les cas T5, T6 et T8 permettent donc de tester le modèle numérique sur des voiles qui représentent assez bien la variabilité des paramètres actuels de dimensionnement.

Les calculs dynamiques non-linéaires ont été effectués avec le code CASTEM 2000 en respectant la chronologie des séismes correspondant aux essais T5, T6 et T8. Au niveau le plus global, plusieurs grandeurs ont été choisies pour caractériser la qualité de la prédiction : l'évolution du déplacement en tête, la courbe effort tranchant-déplacement en tête, l'évolution de l'énergie dissipée cumulée et de la fréquence. Les résultats étant nombreux, seulement les évolutions correspondant aux premier ($\alpha = 1$) et dernier (ruine) séismes seront présentés en comparaison avec les résultats expérimentaux. Cependant, la comparaison des valeurs maximales des variables considérées, correspondant à tous les séismes appliqués, sera présentée d'une manière synthétique dans des tableaux et diagrammes de concordance.

V-4.2 Résultats globaux

Evolution du déplacement en tête

La plupart des résultats présentés concernent un intervalle de temps de forte amplitude compris entre 4.0 et 18.0 sec. Néanmoins, puisque la simulation de l'essai T5.4 prédit la ruine autour de 5.50 sec., les résultats correspondants concernent un intervalle de temps plus réduit (de 0.0 à 8.0 sec.). Les Figures V.3 à V.8 présentent la comparaison des évolutions temporelles du déplacement en tête du spécimen.

Essai T5

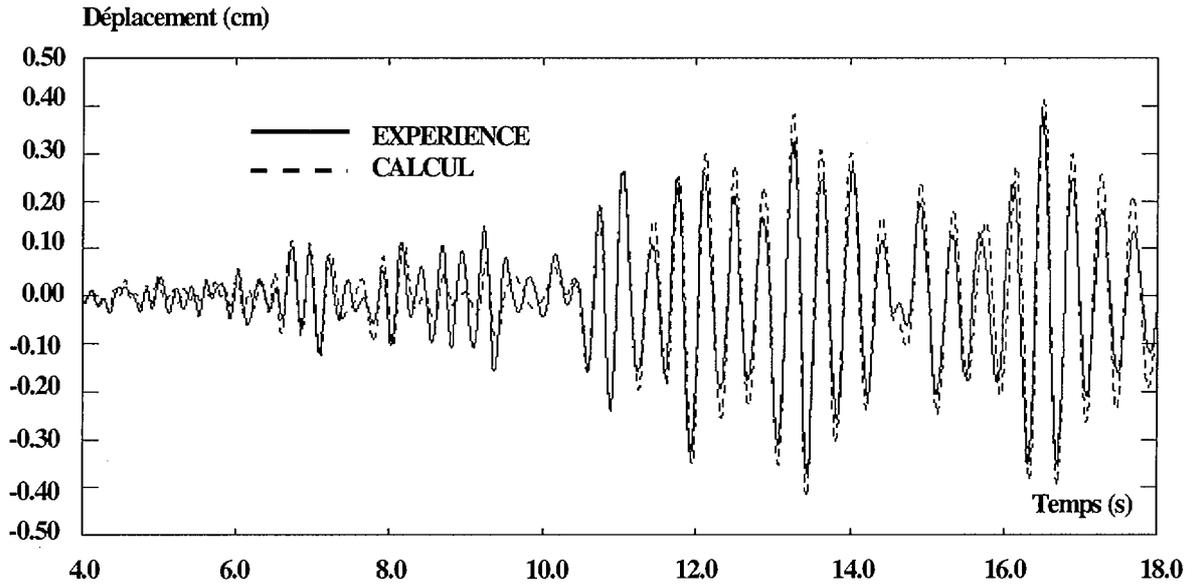


Figure V.3: essai T5.1 - Histoire du déplacement horizontal en tête du spécimen.

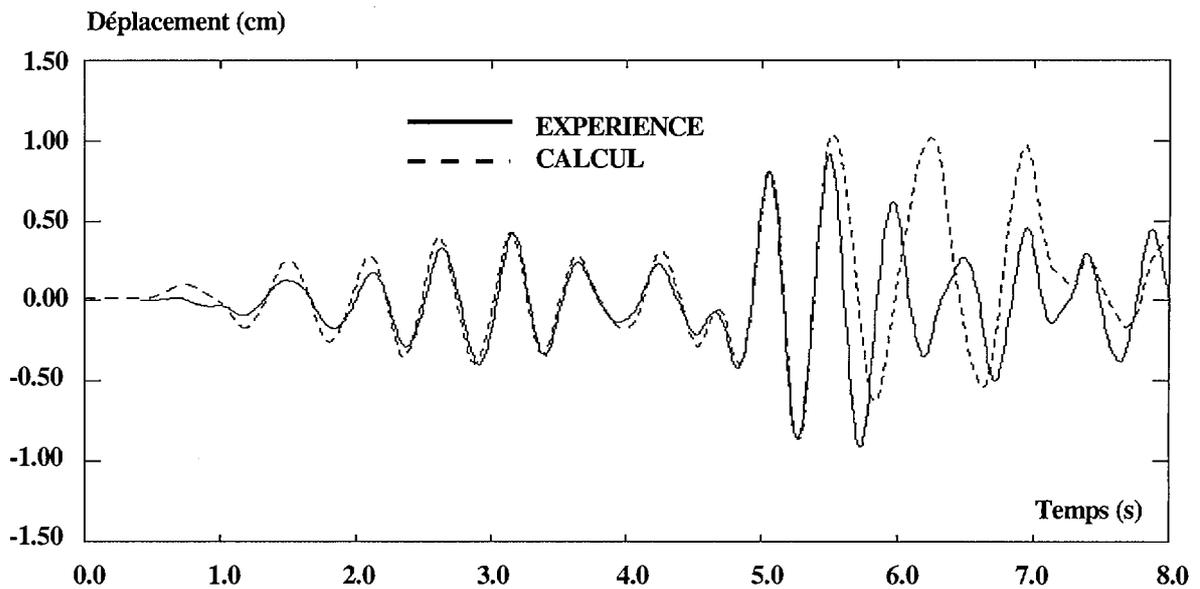


Figure V.4: essai T5.4 - Histoire du déplacement horizontal en tête du spécimen.

Essai T6

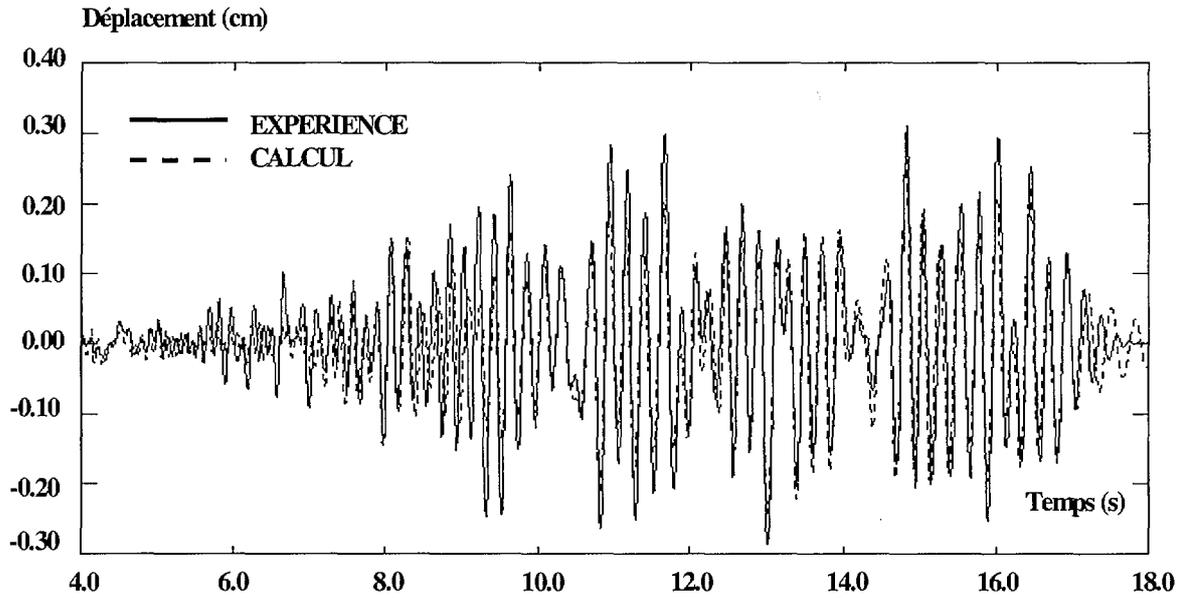


Figure V.5: essai T6.1 - Histoire du déplacement horizontal en tête du spécimen.

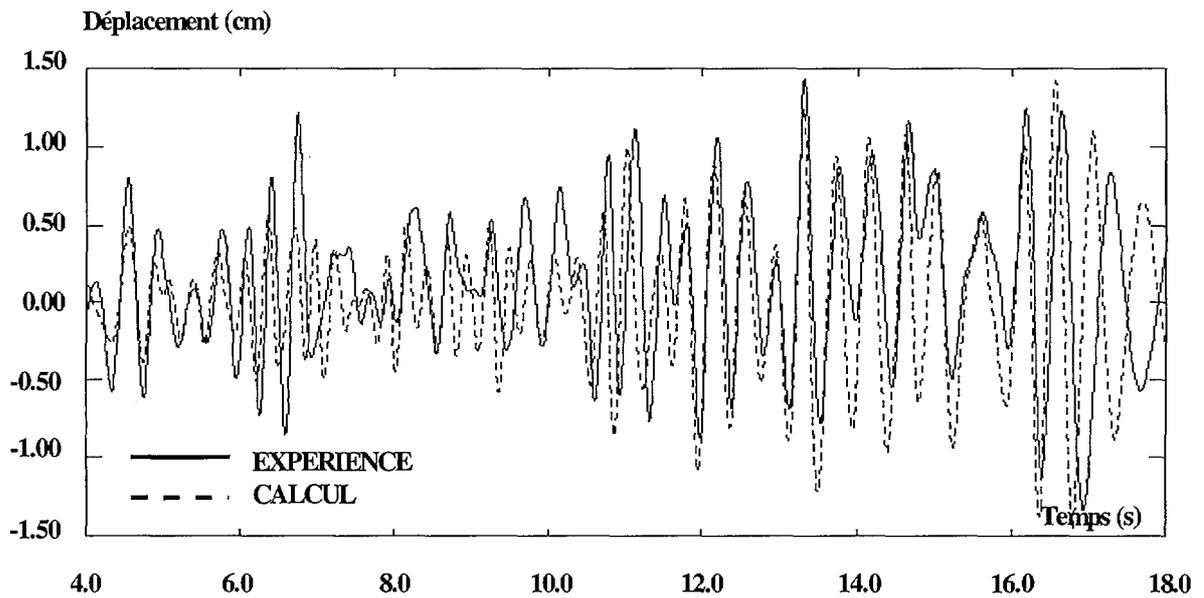


Figure V.6: essai T6.4 - Histoire du déplacement horizontal en tête du spécimen.

Essai T8

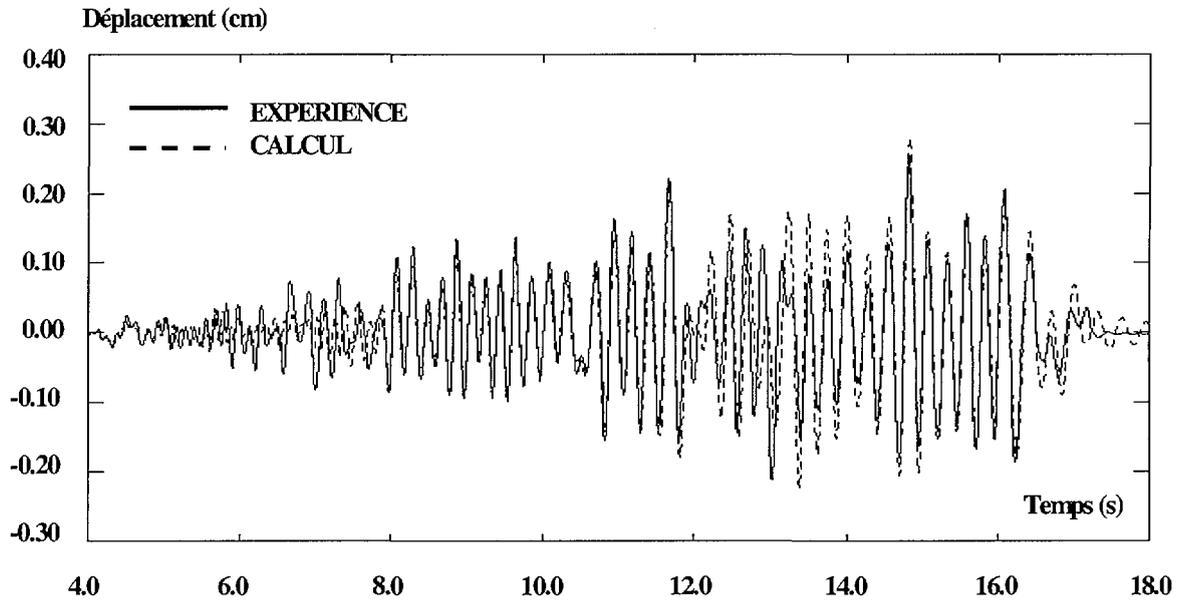


Figure V.7: essai T8.1 - Histoire du déplacement horizontal en tête du spécimen.

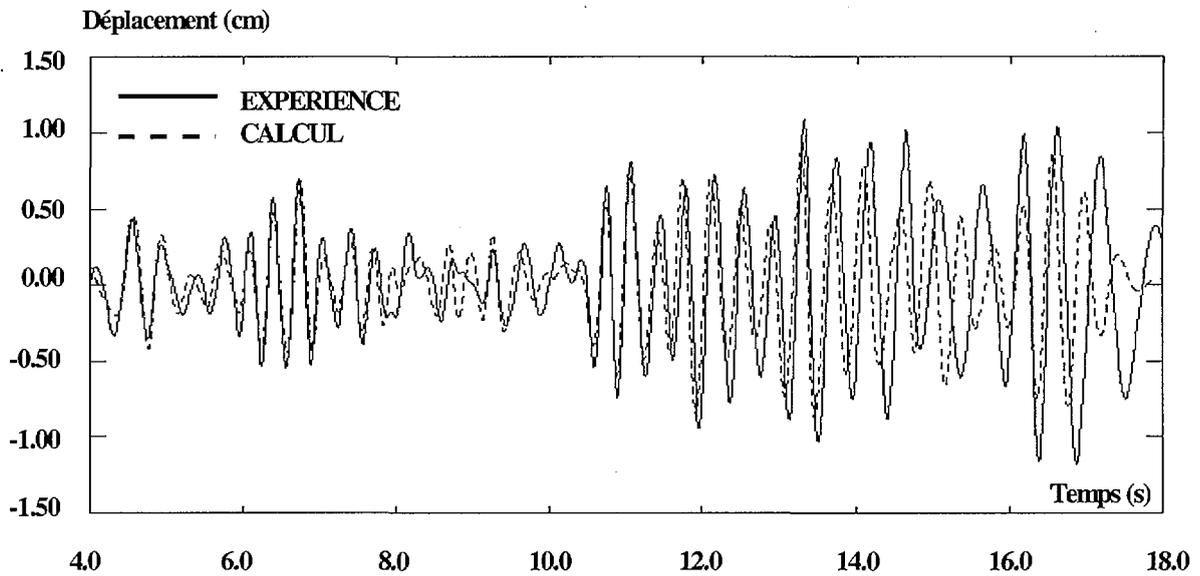


Figure V.8: essai T8.3 - Histoire du déplacement horizontal en tête du spécimen.

La concordance en amplitude et fréquence est de bonne qualité pour les premiers séismes appliqués dans chaque essai (T5.1, T6.1 et T8.1). La même qualité est obtenue pour les séismes intermédiaires qui ne sont pas présentés ici par souci de concision, ces évolutions étant présentées en détail à la référence [68]. Les résultats obtenus pour les derniers essais (T5.4, T6.4 et T8.3) traduisent bien les amplitudes mesurées, mais le suivi temporel n'est pas en phase avec l'expérience. Compte tenu de la difficulté de modéliser correctement tous les phénomènes qui interviennent à la ruine de ce type de voile (écaillage et écrasement du béton, perte locale d'adhérence, propagation des zones endommagées, etc.) ces différences nous paraissent normales et acceptables.

Courbes effort tranchant-déplacement en tête

Les Figures V.9 à V.14 présentent la comparaison expérience-calcul des courbes effort tranchant-déplacement en tête du spécimen. Comme dans le cas des déplacements on constate que le niveau maximal de force est bien prédit. Dans le cas de l'essai T5.4 le modèle numérique indique une perte brutale de résistance pour un niveau de force et de déplacement qui correspond assez bien avec celui constaté expérimentalement. Cette chute brutale de résistance n'est pas visible dans la courbe expérimentale (Figure V.10) mais il est à noter que la ruine du voile T5 est intervenue aux niveaux similaires de forces et de déplacements lors d'un essai supplémentaire (T5.5). **L'examen de la forme des boucles d'hystérésis dans les courbes expérimentales et numériques permet de constater la faible quantité d'énergie dissipée par le mode de cisaillement, les courbes ayant d'ailleurs un aspect très pincé.** Cela est dû à une refermeture des fissures diagonales plus tardive, la diagonale en compression se referme lorsque le chargement change de signe, les fissures sur l'autre direction étant déjà ouvertes. La raideur du voile est donc très faible lors du changement de signe, puisque c'est l'acier qui participe majoritairement à la reprise de l'effort tranchant dans cette phase. De plus, les lèvres des fissures peuvent glisser l'une par rapport à l'autre et les phénomènes d'engrènement et de goujon qui se déroulent au niveau local sont caractérisés par des courbes au pincement similaire. Il est important à noter que ces phénomènes locaux ne peuvent pas être représentés que d'une façon assez approximative dans le cadre du modèle béton utilisé. Le facteur de transfert en cisaillement η , permet de tenir compte d'une certaine transmission des contraintes tangentiels dans le plan de la fissuration mais il n'est pas capable de représenter correctement la dissipation cyclique d'énergie en mode II.

Essai T5

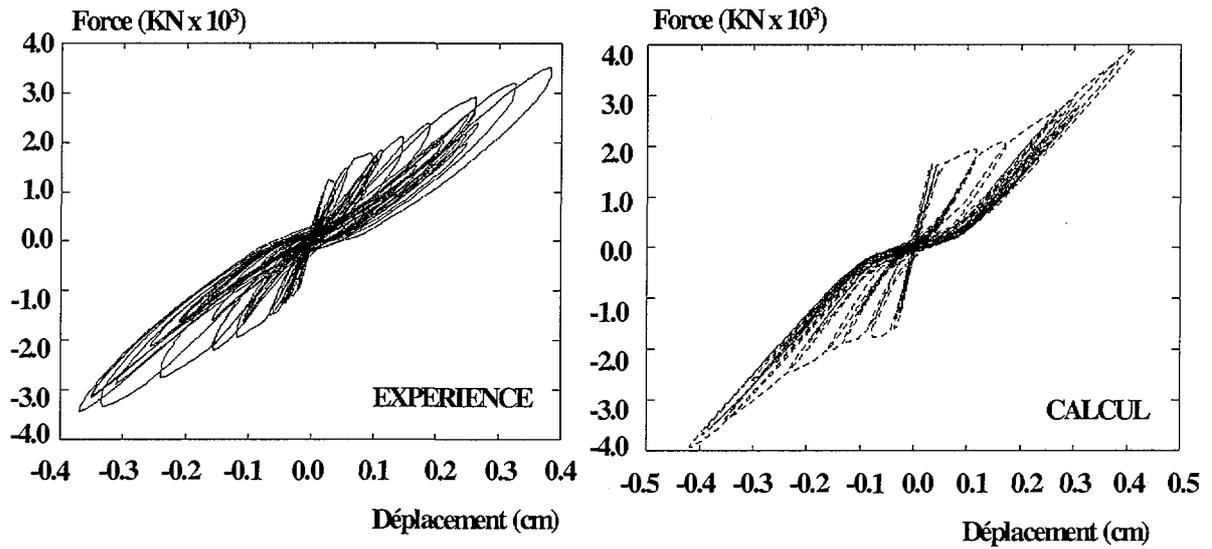


Figure V.9: essai T5.1 - Courbe effort tranchant - déplacement horizontal.

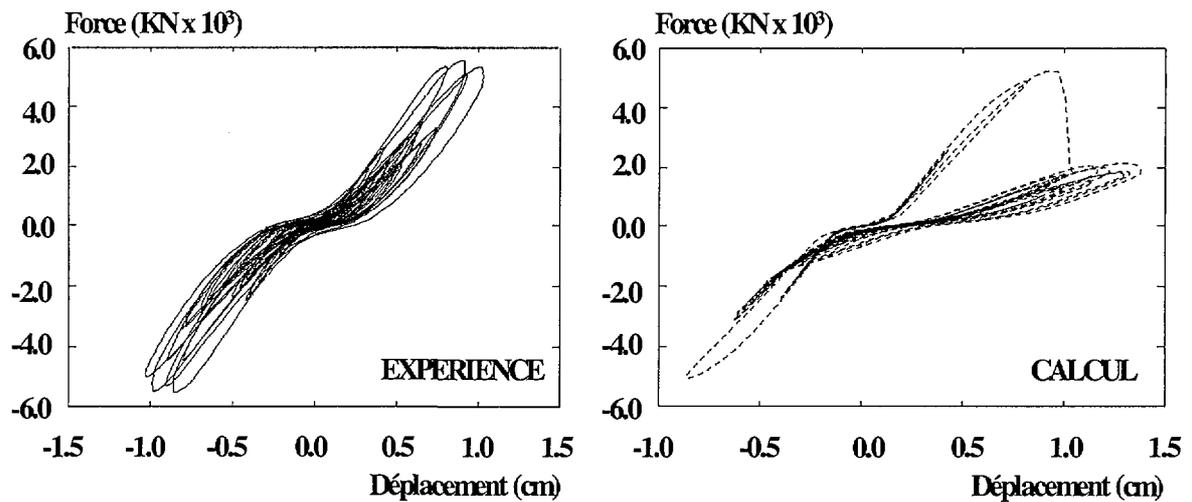


Figure V.10: essai T5.4 - Courbe effort tranchant - déplacement horizontal.

Essai T6

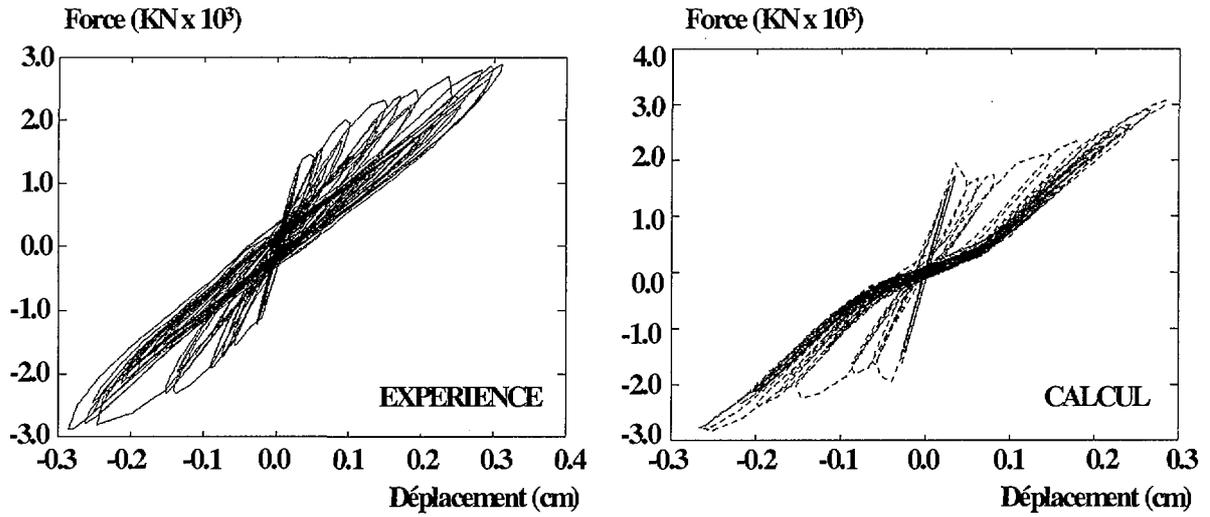


Figure V.11: essai T6.1 - Courbe effort tranchant - déplacement horizontal.

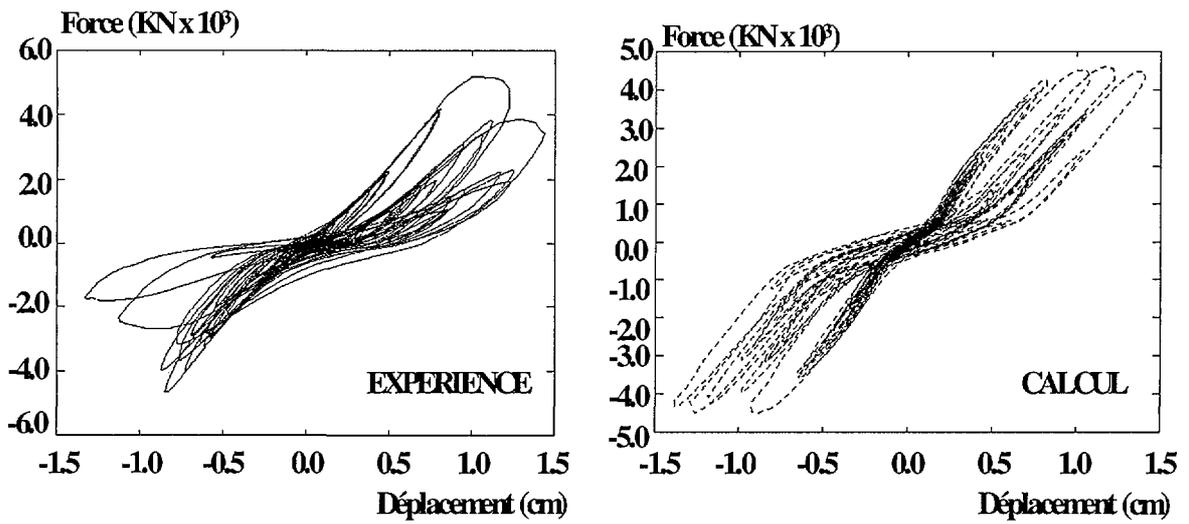


Figure V.12: essai T6.4 - Courbe effort tranchant - déplacement horizontal.

Essai T8

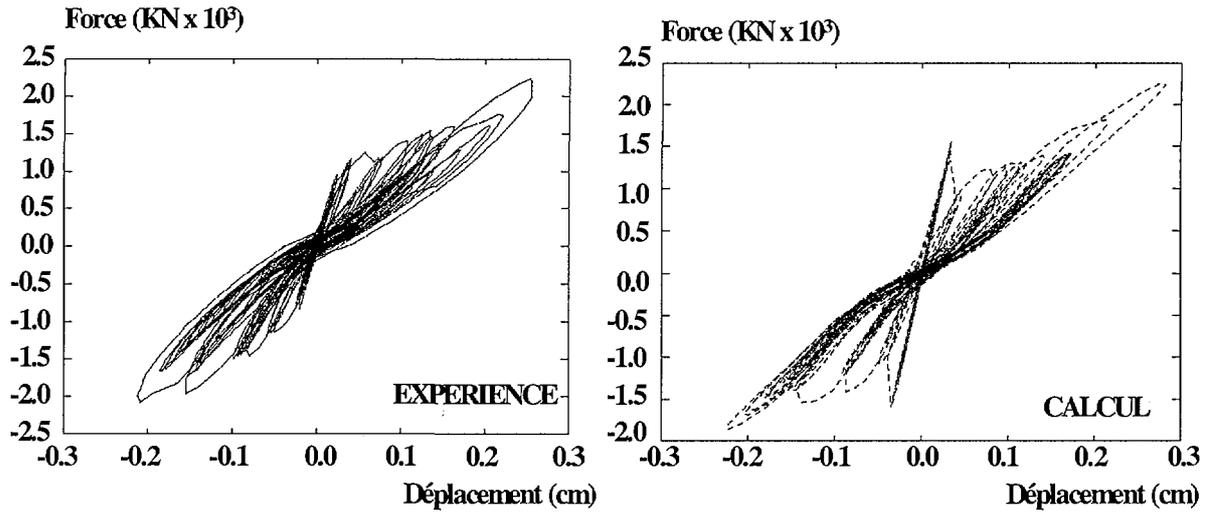


Figure V.13: essai T8.1 - Courbe effort tranchant - déplacement horizontal.

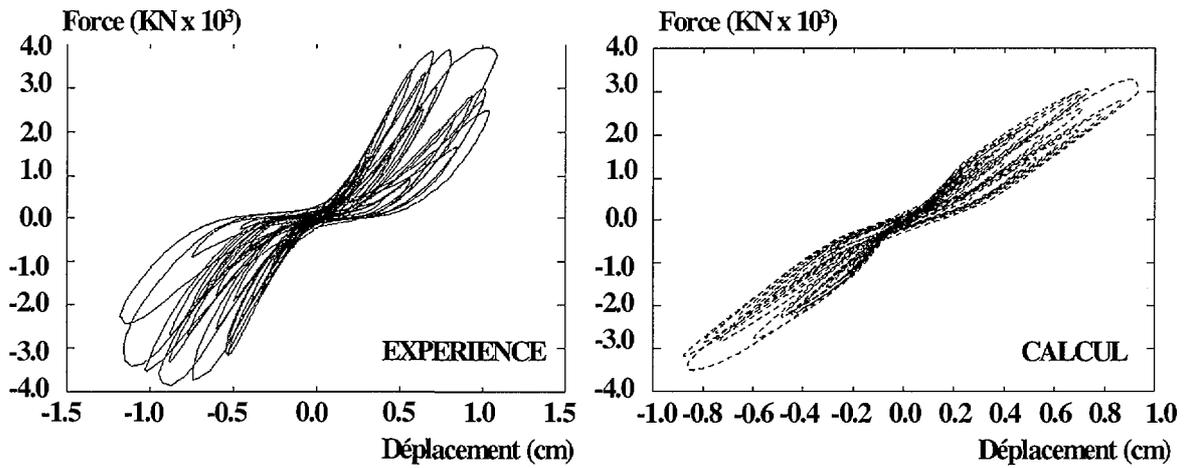


Figure V.14: essai T8.3 - Courbe effort tranchant - déplacement horizontal.

Energie dissipée

L'énergie dissipée a été calculée à partir de la courbe force-déplacement en tête. Elle représente, comme la Figure V.15 le montre, l'aire contenue à l'intérieur des boucles d'hystérésis durant un demi-cycle. Les figures illustrant la comparaison calcul-expérience en terme d'énergie dissipée cumulée sont positionnées sur les Figures V.16 à V.22.

L'analyse du tracé de l'énergie dissipée cumulée comme fonction du temps indique, dans chaque cas étudié, l'incapacité de la modélisation à dissiper une quantité d'énergie semblable à celle observée expérimentalement. Bien que certains phénomènes non pris en compte dans la modélisation, comme par exemple l'effet des conditions aux limites imparfaites et de l'adhérence acier-béton, supposée parfaite dans les calculs, peuvent être mis en avant pour expliquer ces écarts, ceci nous paraît insuffisant. La principale source des différences constatées semble être due à l'incapacité du modèle béton actuel à décrire localement de façon adéquate la dissipation d'énergie lors de la réouverture et refermeture des fissures en mode I et II. Cette insuffisance peut être partiellement dépassée, en prenant une contrainte et une pente de réouverture nulle lors de la refermeture des fissures en mode I, comme proposée en [38]. Cependant, il nous semble que la dissipation d'énergie en mode II ne peut se faire d'une façon adéquate qu'avec un modèle de plasticité couplé pour traduire le comportement biaxial de la fissure [69]. Par ailleurs, RAGUENEAU [70] constate que la dissipation générée localement par le glissement entre les lèvres des fissures parvient à traduire une partie importante de la dissipation globale.

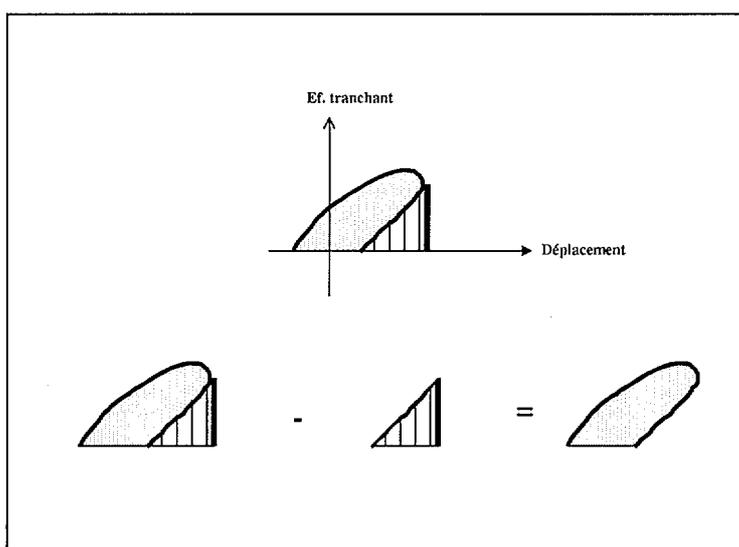


Figure V.15 Calcul de l'énergie dissipée.

Essai T5

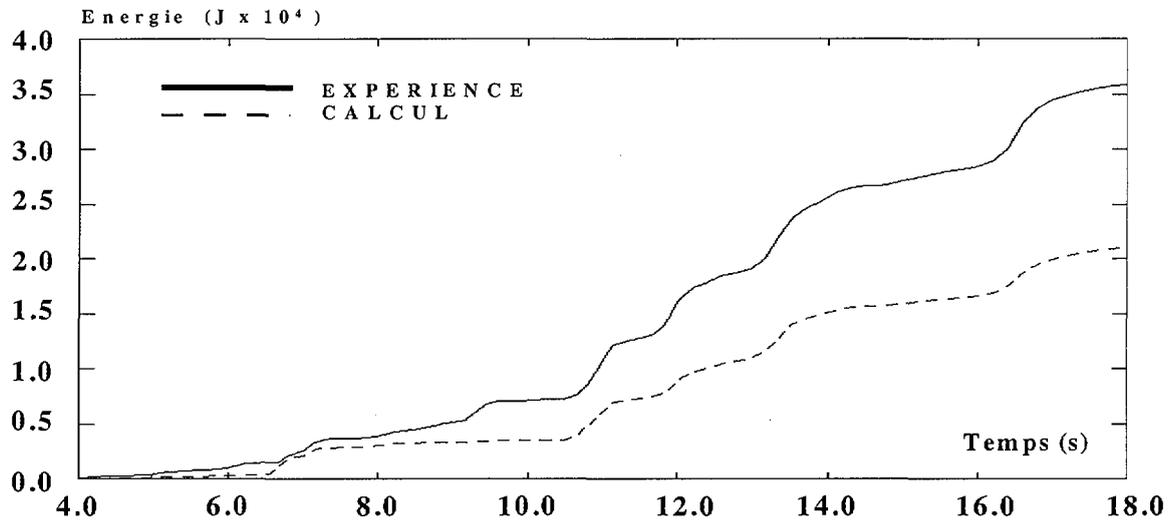


Figure V.16: essai T5.1 - Energie dissipée cumulée.

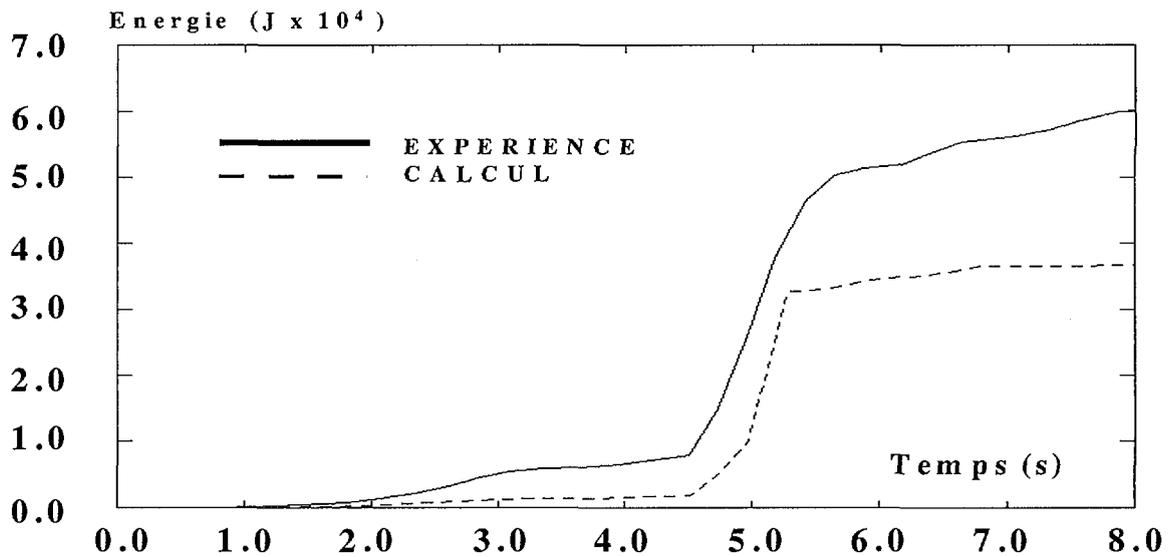


Figure V.17: essai T5.4 - Energie dissipée cumulée.

Essai T6

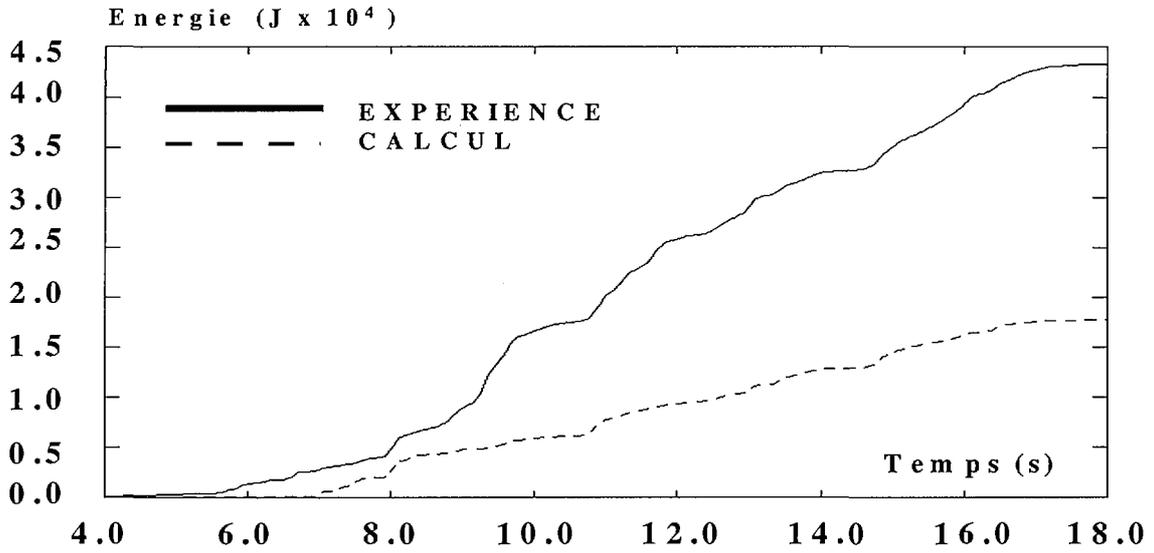


Figure V.18: essai T6.1 - Energie dissipée cumulée.

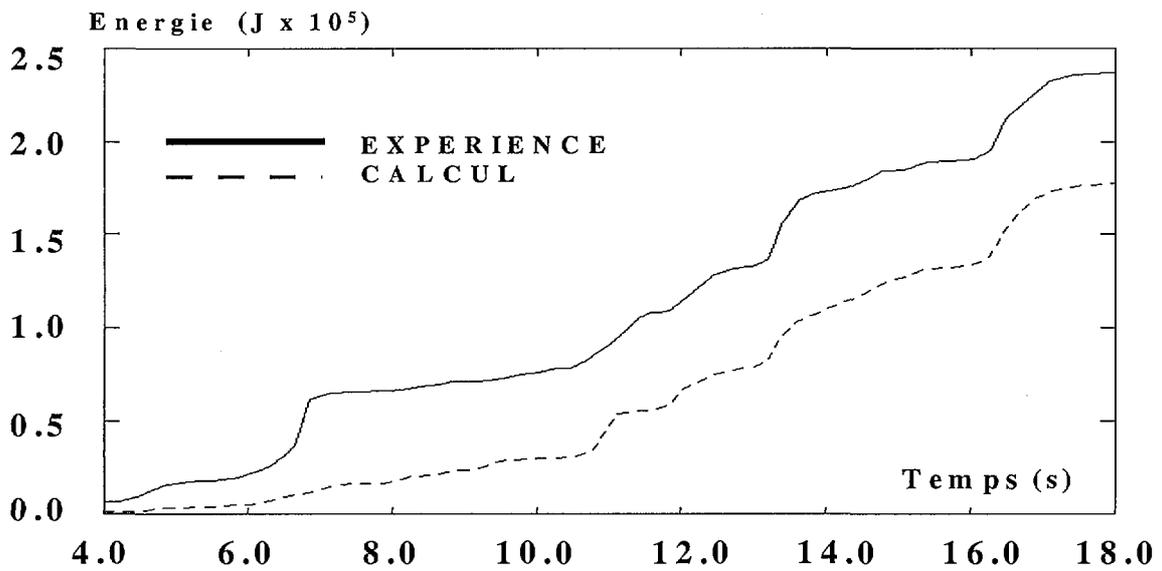


Figure V.19: essai T6.4 - Energie dissipée cumulée.

Essai T8

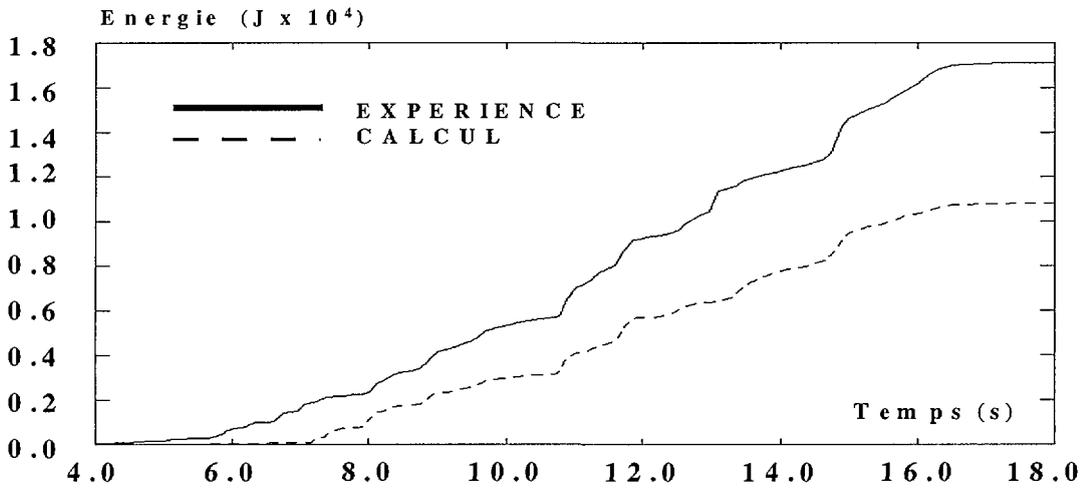


Figure V.20: essai T8.1 - Energie dissipée cumulée.

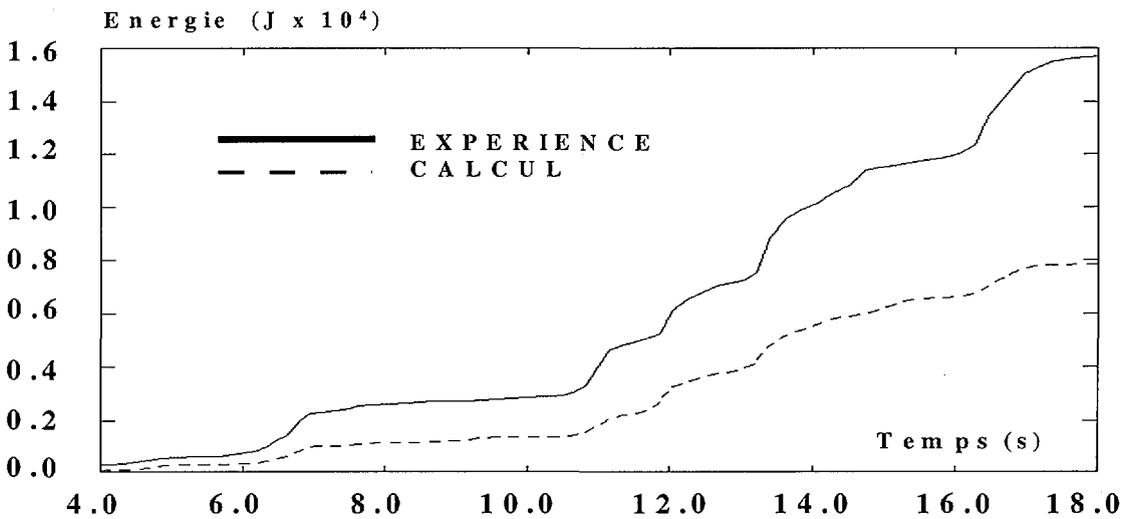


Figure V.21: essai T8.3 - Energie dissipée cumulée.

Variation de la fréquence propre

Une méthode d'extraction de la fréquence et de l'amortissement équivalent a été proposée au sein du laboratoire ELSA à ISPRA [71]. A l'aide de cette méthode on est capable d'identifier un modèle de fonction de transfert de la structure et d'en tirer la fréquence et l'amortissement équivalent. Nous avons utilisé cette méthode pour déterminer les fréquences correspondant

aux simulations numériques pour les comparer ainsi avec celles correspondant aux essais expérimentaux. Ces comparaisons sont présentées dans les Figures V.22 à V.27 sur un intervalle de temps généralement assez long. Pour l'essai T5.4, cette comparaison n'est fiable que jusqu'à l'instant de temps où le modèle prédit la ruine « numérique » par une chute brutale de force. Pour ce cas, la variation de fréquence est présentée donc sur un intervalle de temps plus réduit (de 0.0 à 4.0 sec).

Essai T5

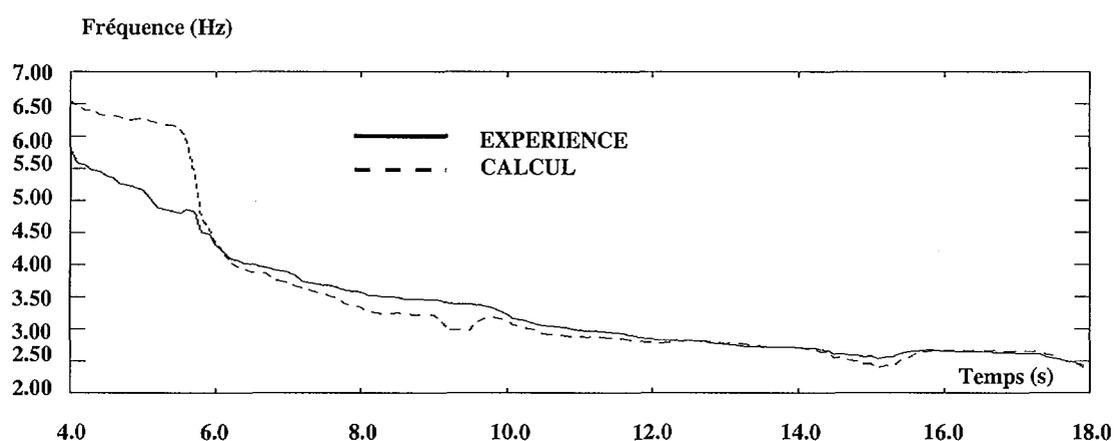


Figure V.22: essai T5.1 - Variation de la fréquence propre.

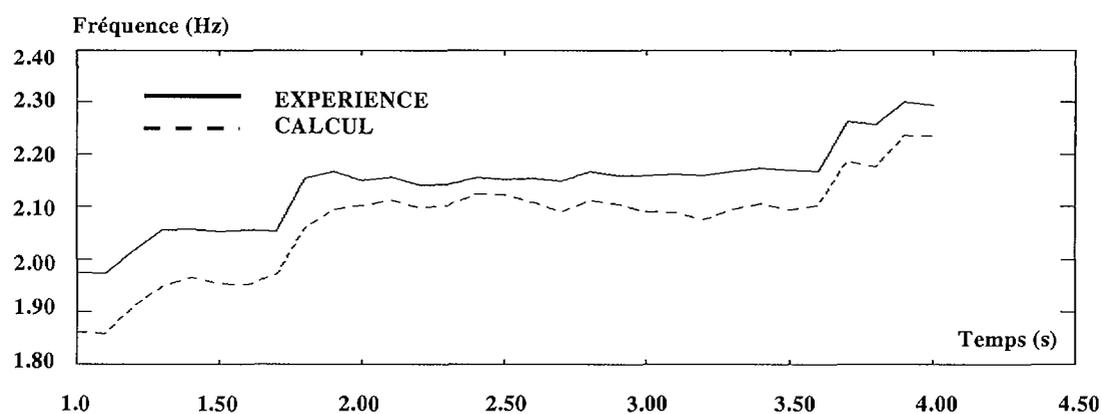


Figure V.23: essai T5.4 - Variation de la fréquence propre.

Essai T6

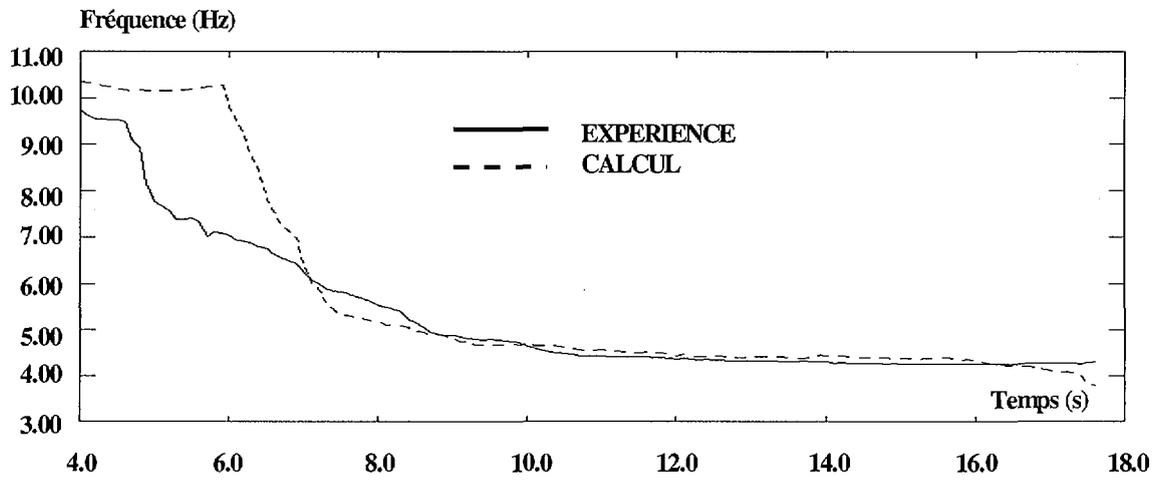


Figure V.24: essai T6.1 - Variation de la fréquence propre.

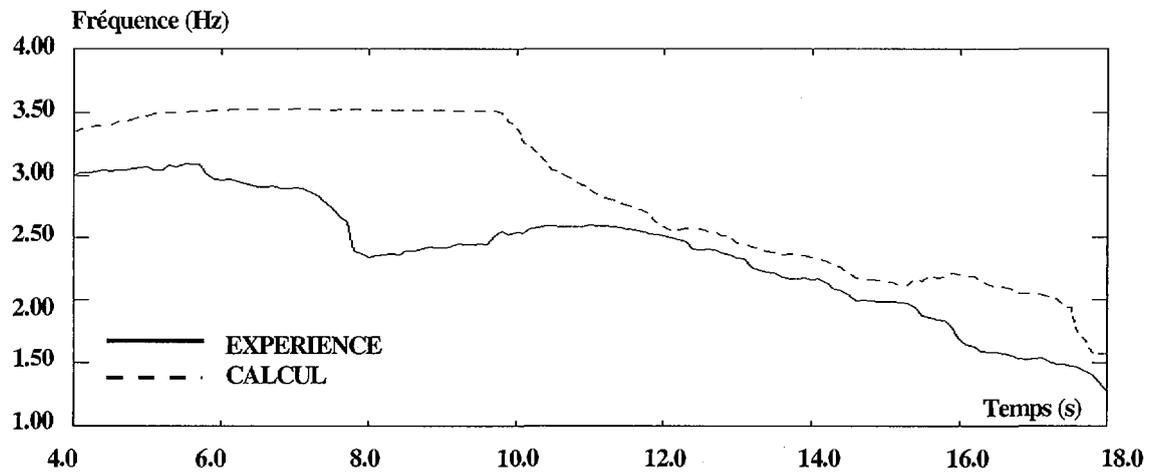


Figure V.25: essai T6.4 - Variation de la fréquence propre.

Essai T8

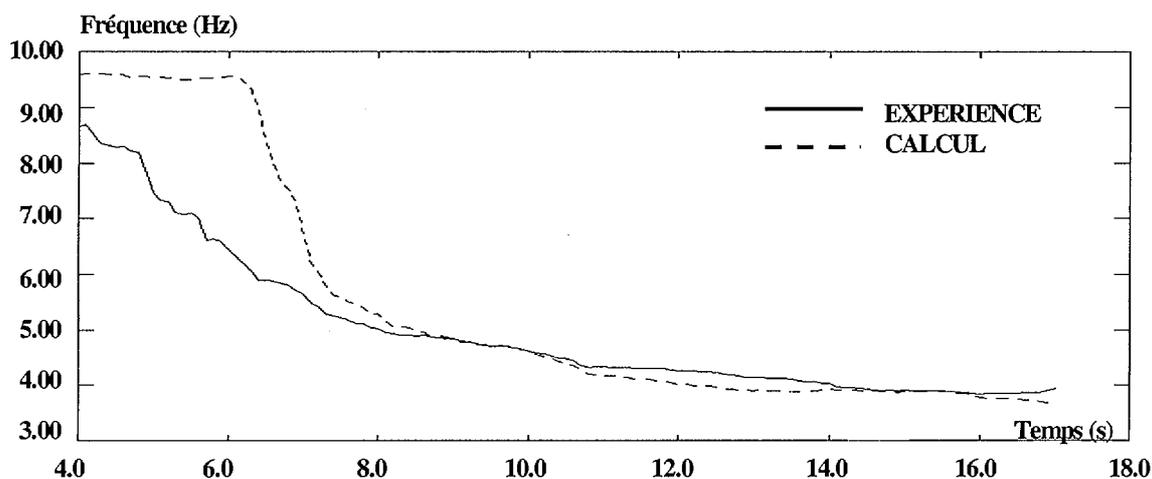


Figure V.26: essai T8.1 - Variation de la fréquence propre.

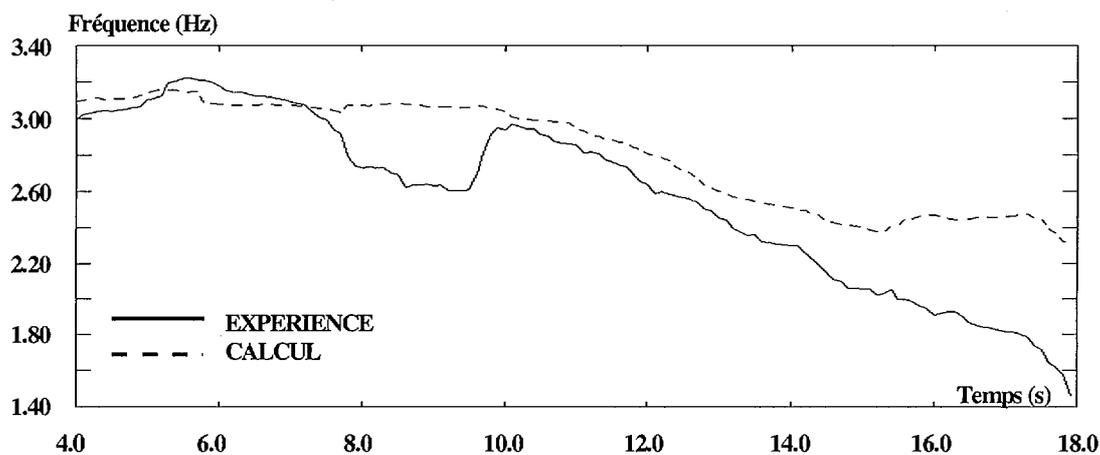


Figure V.27: essai T8.3 - Variation de la fréquence propre.

La chute de fréquence du voile est importante lors des premiers tests de chaque essai (T5.1, T6.1 et T8.1). L'analyse comparative de l'évolution de ce paramètre durant les premiers essais (Figures V.22, V.24 et V.26) montre tout d'abord la différence importante entre les

valeurs calculées et celles mesurées sur l'intervalle 4 – 6 sec. Sur cet intervalle la fréquence mesurée baisse de façon assez régulière, tandis que la fréquence calculée présente une variation brusque un peu avant 6.0 sec pour les tests T5.1 et T6.1 et un peu après 6.0 sec. pour le test T8.1. Cependant, une fois que la structure modélisée a rattrapé son retard, les fréquences sont bien prédites sur l'intervalle qui correspond aux oscillations de grande amplitude: 6 – 18 sec. Les différences qui apparaissent dans la phase de passage de l'état « non-fissuré » à l'état de fissuration stabilisée de la structure, semble être dues au processus de microfissuration et de propagation des microfissures. L'adoption d'un maillage plus fin ou la réduction de la limite en traction du béton pour le maillage considéré dans cette étude pourraient diminuer les écarts constatés. Par contre l'adoption d'un maillage plus grossier ne saurait qu'augmenter ces écarts puisque beaucoup moins de points d'intégration seront disponibles. Pour une fréquence initiale élastique bien estimée, on peut se demander si cette chute brutale de fréquence occasionnée par l'utilisation d'un maillage plus grossier (par exemple dans le cas d'un bâtiment comportant plusieurs voiles) ne pouvait conduire à un état d'endommagement « numérique » assez éloigné de celui réel, et ceci même dans la phase de fissuration stabilisée. On ne peut répondre à cette question qu'en menant des études paramétriques prenant comme variable la densité du maillage. **La présente étude montre toutefois que les différences décelées dans la phase de début de fissuration ne se répercute pas sur la phase de fissuration stabilisée, la où les forces et les déplacements maximum apparaissent, et il s'agit précisément de la partie du chargement qu'il est essentiel de bien saisir lors d'une analyse au séisme de dimensionnement.** De ce point de vue elle peut servir comme référence pour les études paramétriques.

Valeurs maximales

Les tableaux suivants synthétisent la comparaison entre expérience et calcul. Plusieurs variables globales de réponse ont été choisies afin de caractériser celle du voile:

- le déplacement maximal en tête en valeur absolue,
- l'effort tranchant maximal en valeur absolue,
- la fréquence propre moyenne,
- l'énergie dissipée cumulée : à la fin du test pour tous les essais sauf T5.4 (à 8.0 sec).

| Essai | Déplacement max. (cm) | | | Force max. (KN) | | | Fréquence moyenne (Hz) | | | Energie dissipée (J x 10 ⁴) | | |
|-------------|--------------------------|----------------|----------------------------------|--------------------|----------------|----------------------------------|---------------------------|----------------|----------------------------------|--|----------------|----------------------------------|
| | D ^{exp} | D ^c | D ^c /D ^{exp} | F ^{exp} | F ^c | F ^c /F ^{exp} | f ^{exp} | f ^c | f ^c /f ^{exp} | E ^{exp} | E ^c | E ^c /E ^{exp} |
| T5.1 | 0.39 | 0.42 | 1.08 | 3520 | 3930 | 1.12 | 3.90 | 3.98 | 0.98 | 3.46 | 1.99 | 0.58 |
| T5.2 | 0.65 | 0.56 | 0.86 | 4830 | 4930 | 1.02 | 2.45 | 2.51 | 0.98 | 7.39 | 3.25 | 0.44 |
| T5.3 | 0.72 | 0.63 | 0.88 | 4930 | 4080 | 0.83 | 2.24 | 2.14 | 1.04 | 8.63 | 3.11 | 0.36 |
| T5.4 | 0.92 | 1.04 | 1.13 | 5540 | 5220 | 0.94 | 2.14 | 2.06 | 1.03 | 477 | 3.33 | 0.70 |

Tableau V.5: Essai T5 – Comparaison des valeurs globales de réponse.

| Essai | Déplacement max. (cm) | | | Force max. (KN) | | | Fréquence moyenne (Hz) | | | Energie dissipée (J x 10 ⁴) | | |
|-------------|--------------------------|----------------|----------------------------------|--------------------|----------------|----------------------------------|---------------------------|----------------|----------------------------------|--|----------------|----------------------------------|
| | D ^{exp} | D ^c | D ^c /D ^{exp} | F ^{exp} | F ^c | F ^c /F ^{exp} | f ^{exp} | f ^c | f ^c /f ^{exp} | E ^{exp} | E ^c | E ^c /E ^{exp} |
| T6.1 | 0.31 | 0.27 | 0.87 | 2890 | 2880 | 0.99 | 6.16 | 6.51 | 0.94 | 4.28 | 1.76 | 0.41 |
| T6.2 | 0.62 | 0.67 | 1.08 | 4280 | 4030 | 0.94 | 3.94 | 3.64 | 1.08 | 10.0 | 4.79 | 0.47 |
| T6.3 | 0.88 | 0.71 | 0.81 | 4950 | 4110 | 0.83 | 3.35 | 3.44 | 0.97 | 12.0 | 5.23 | 0.43 |
| T6.4 | 1.44 | 1.45 | 1.02 | 5180 | 4600 | 0.89 | 2.46 | 2.90 | 0.85 | 23.0 | 17.1 | 0.74 |

Tableau V.6: Essai T6 – Comparaison des valeurs globales de réponse.

| Essai | Déplacement max. (cm) | | | Force max. (KN) | | | Fréquence moyenne (Hz) | | | Energie dissipée (J x 10 ⁴) | | |
|-------------|--------------------------|----------------|----------------------------------|--------------------|----------------|----------------------------------|---------------------------|----------------|----------------------------------|--|----------------|----------------------------------|
| | D ^{exp} | D ^c | D ^c /D ^{exp} | F ^{exp} | F ^c | F ^c /F ^{exp} | f ^{exp} | f ^c | f ^c /f ^{exp} | E ^{exp} | E ^c | E ^c /E ^{exp} |
| T8.1 | 0.26 | 0.28 | 1.08 | 2240 | 2240 | 1.0 | 5.84 | 6.23 | 1.02 | 1.71 | 1.07 | 0.62 |
| T8.2 | 0.54 | 0.50 | 0.93 | 3290 | 2790 | 0.85 | 3.43 | 3.48 | 0.32 | 4.34 | 2.01 | 0.46 |
| T8.3 | 1.18 | 0.93 | 0.79 | 3920 | 3500 | 0.89 | 2.63 | 2.84 | 0.56 | 15.1 | 7.71 | 0.51 |

Tableau V.7: Essai T8 – Comparaison des valeurs globales de réponse.

Une mise en forme encore plus synthétique est portée sur les « diagrammes de concordance » présentées dans les Figures V.28 – V.30. La valeur unitaire sur ces diagrammes correspond à un rapport de 1 (identité) entre les valeurs calculées et celles mesurées. L'examen de ces diagrammes fait ressortir en premier lieu la capacité du modèle à bien traduire les déplacements, les forces et les fréquences. Cependant, la dissipation globale d'énergie en terme d'énergie dissipée cumulée est sous-estimée par la modélisation.

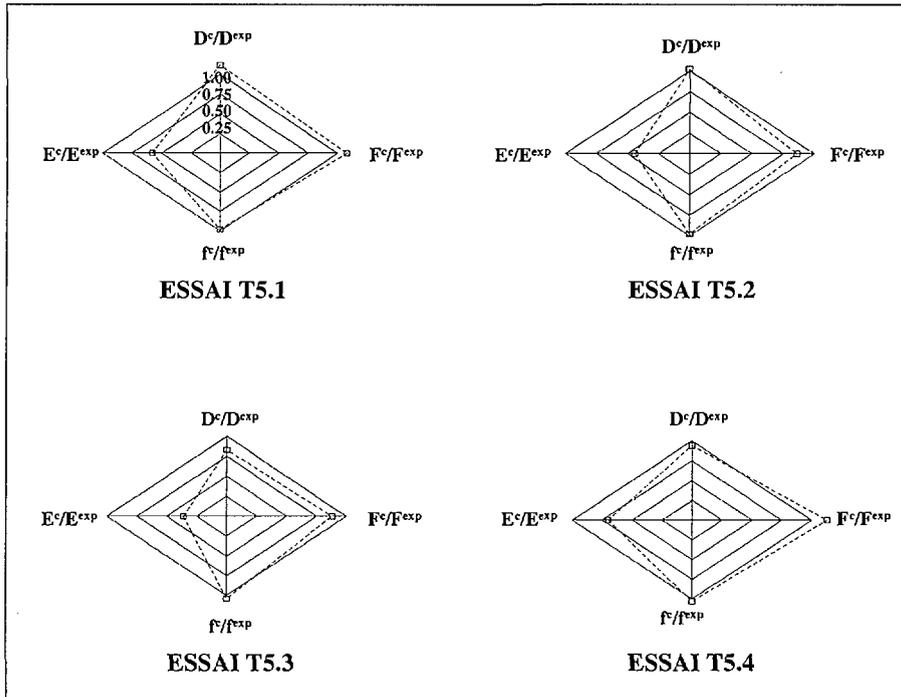


Figure V.28: Diagrammes de concordance pour l'essai T5.

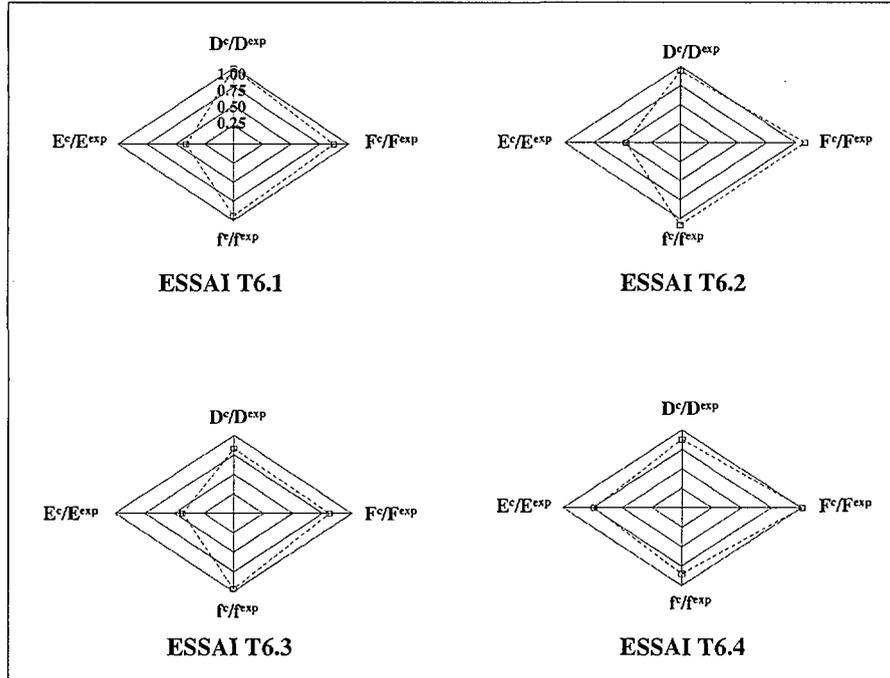


Figure V.29: Diagrammes de concordance pour l'essai T6.

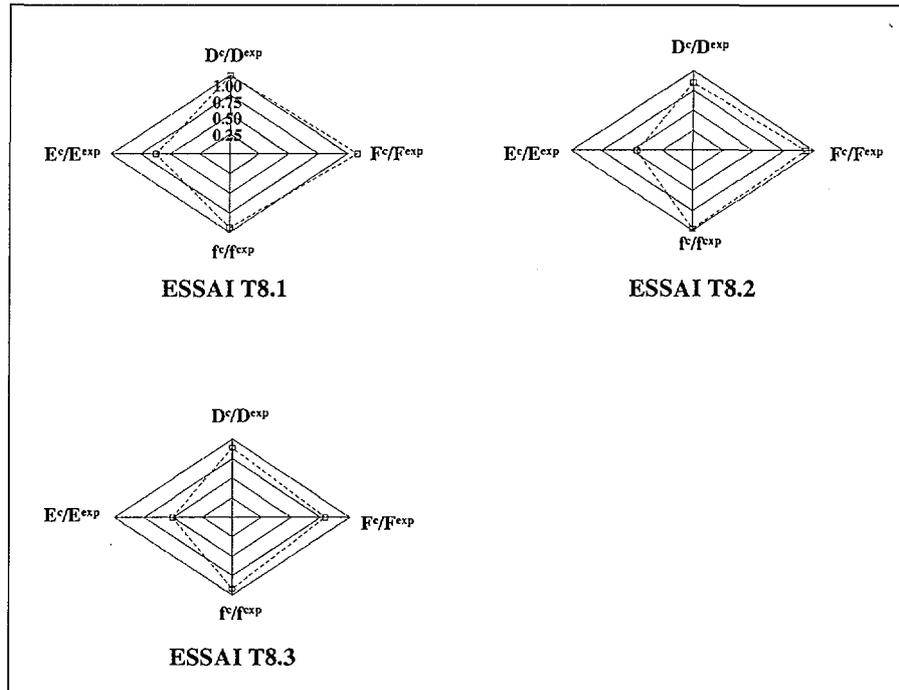


Figure V.30: Diagrammes de concordance pour l'essai T8.

V-4.3 Résultats locaux

Tous les résultats locaux présentés ici sont extraits à l'instant du pic du déplacement en tête, juste avant la chute brutale de force constatée lors de la simulation numérique de l'essai T5.4. Ceci va nous permettre de vérifier les performances du modèle numérique dans des états proche de la ruine et d'examiner le comportement des aciers.

Fissuration

Le faciès de fissuration, avec la distribution des fissures ouvertes est présenté dans la Figure V.31. Les fissures sont considérées ouvertes si dans le repère de fissuration, $\varepsilon_{ouv} = \varepsilon_t - \varepsilon_r - \varepsilon_{ut} > 0$, ε_t étant la déformation totale dans le repère de fissuration, ε_r la déformation résiduelle en compression et ε_{ut} la déformation ultime en traction. Dans la même Figure nous avons tracé les isovaleurs des ouvertures de fissures correspondant au schéma de fissuration précédent. La Figure V.31 montre une bonne prédiction de l'état de fissuration : l'orientation des fissures dans l'âme, correspond généralement à celle observée dans

l'expérience. Cependant la fissuration des nervures est dans une certaine mesure surestimée. La fissuration verticale des nervures prédites par la modélisation ne trouve pas de correspondance dans l'expérience. Cet excès de fissuration dans les nervures peut être expliqué d'une part, par l'approximation de l'état réel de contrainte avec un état biaxial, d'autre part par l'approche de fissuration fixe répartie utilisée. Le tracé des isovaleurs de l'ouverture de fissure fait apparaître une distribution des dommages en traction suivant de préférence la direction de la diagonale comprimée.

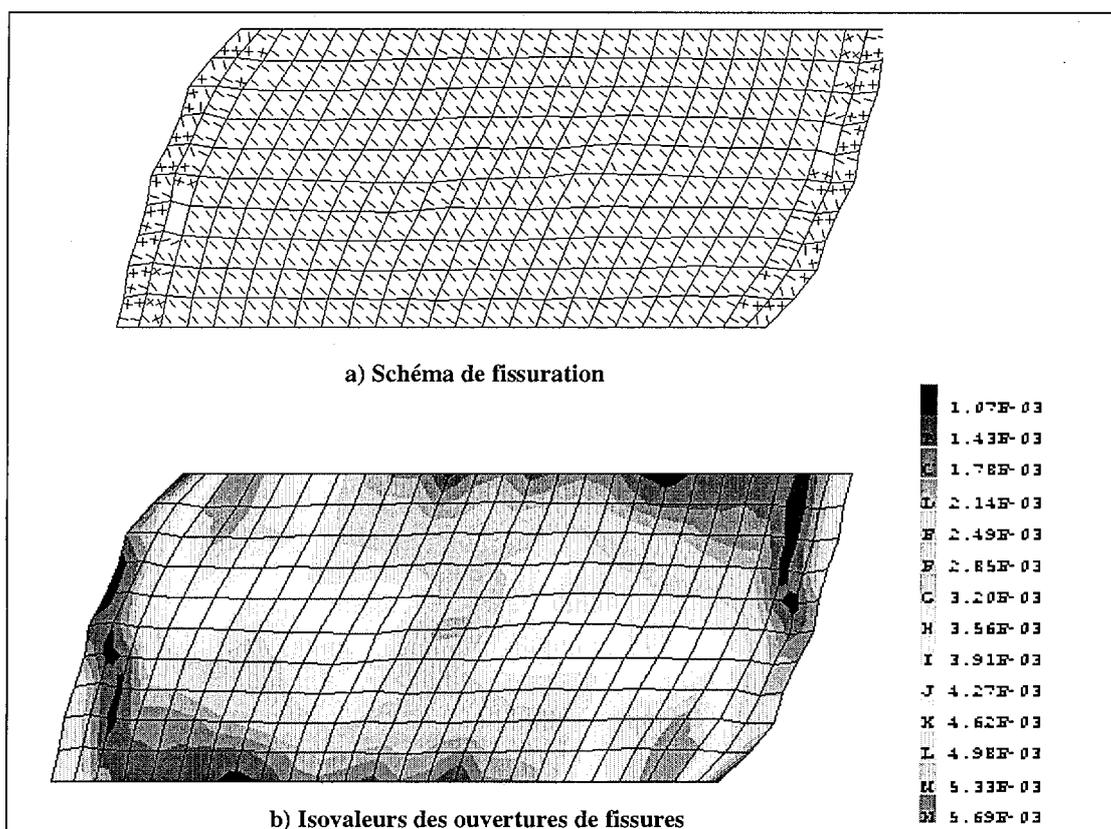


Figure V.31: Faciès de fissuration et isovaleurs des ouvertures de fissures – essai T5.4 .

Mode de rupture

Les isovaleurs des déformations de compression dans le repère de fissuration sont présentées dans la Figure V.32. Les grandes déformations qui se produisent aux extrémités de la diagonale comprimée indiquent le début de plastification en compression du béton à la base des « bielles » qui transmettent les efforts en compression. En effet, les observations

effectuées lors des essais sur les voiles SAFE, à des instants proches de l'état ultime, montrent que la ruine s'amorce par l'écrasement du béton sans rupture des armatures.

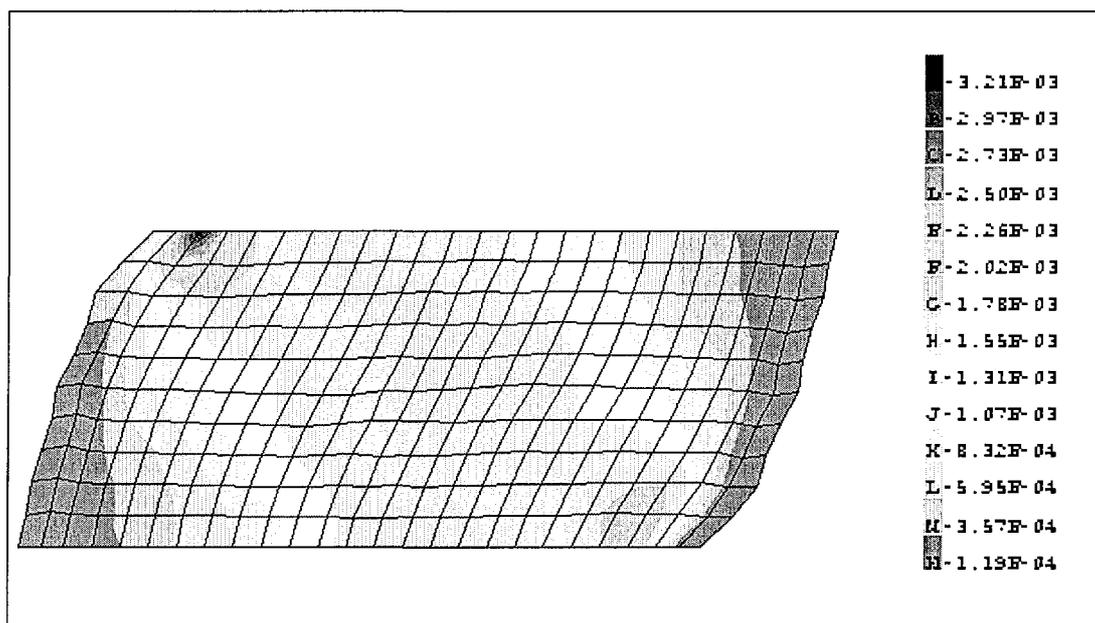


Figure V.32: Isovaleurs des déformations en compression – essai T5.4.

Plastification des aciers

La position des aciers plastifiés en traction est représentée par des flèches à la Figure V.32. On constate le nombre beaucoup plus élevé d'aciers verticaux qui plastifient par rapport au nombre d'aciers horizontaux plastifiés. A des états avancés d'endommagement les armatures horizontales semblent donc perdre une partie de leur efficacité (qui était celle de limiter les ouvertures de fissures et d'assurer une distribution uniforme des fissures inclinées sous le séisme de dimensionnement) au profit des armatures verticales réparties. Un examen plus attentif de l'état des aciers des différents voiles analysés, indique un comportement élastique des aciers lorsque le voile est sollicité par le séisme de dimensionnement (T5.1, T6.1, T8.1). Les valeurs maximales des déformations positives dans les aciers (les valeurs négatives étant nettement inférieures en valeur absolue, n'ont pas été présentées), ainsi que le rapport entre ces déformations et la limite élastique des aciers sont portées aux tableaux V.8, V.9 et V.10. Avec l'augmentation du niveau sismique les aciers verticaux plastifient en plus grand nombre et avant les aciers horizontaux et c'est à eux qu'il faut attribuer en grande partie la ductilité globale dont le voile dispose. La ductilité globale des voiles considérés ici peut être estimée en faisant le rapport entre le déplacement ultime et le déplacement correspondant à la

première plastification de l'acier. Malgré le caractère assez approximatif de cette approche, les ductilités calculées suivant cette approche peuvent fournir les ordres de grandeurs nécessaires à une première évaluation. On obtient ainsi une ductilité globale de : 1.73 pour le cas T5, 2.33 pour le cas T6 et 1.86 pour le cas T8. Ces faibles valeurs étaient d'ailleurs prévisibles, compte tenu du fait que les voiles sont fortement armés et le comportement en cisaillement est très peu dissipatif. **On ne peut donc s'attendre de ce type de structure à disposer d'une grande réserve de ductilité.** En effet, dans l'approche de dimensionnement nucléaire le coefficient de comportement de la structure est pris égal à 1 sans réserve de ductilité. D'ailleurs cette philosophie de dimensionnement a été confirmée par les essais SAFE, puisque sous le séisme de dimensionnement les non-linéarités de comportement sont dues uniquement à la fissuration du béton.

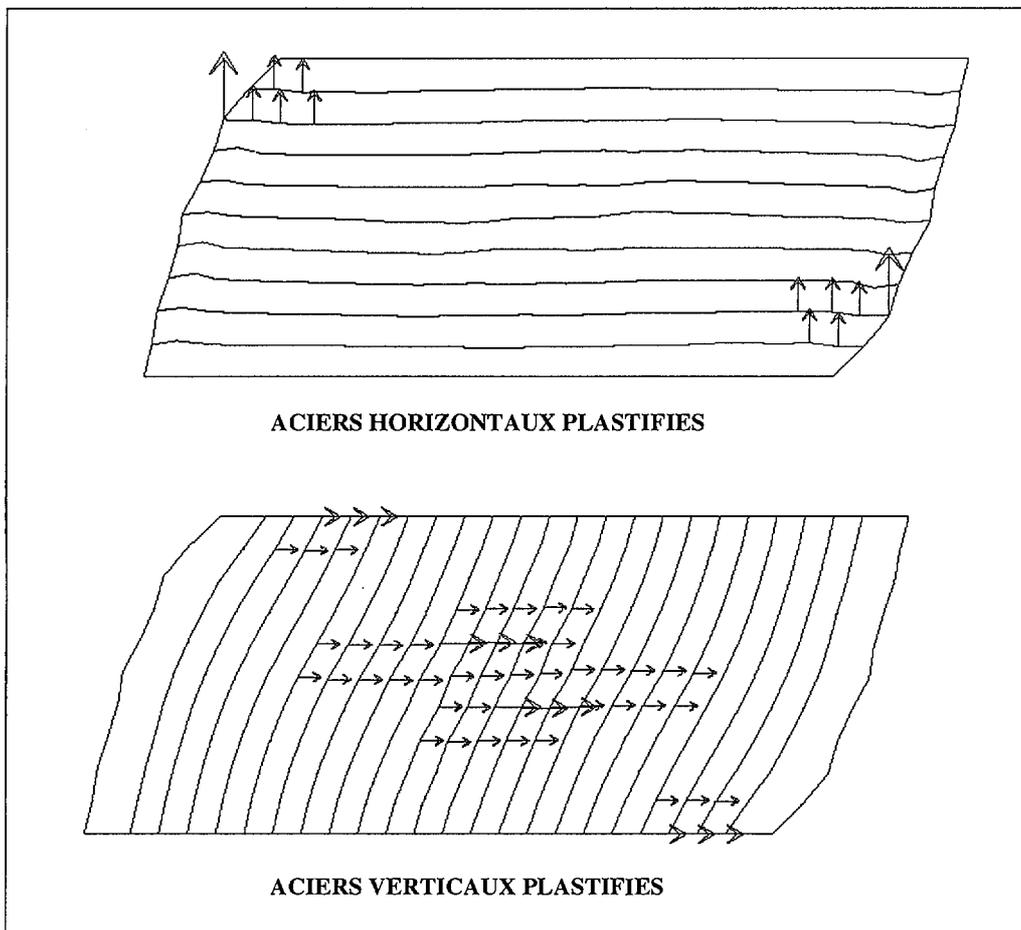


Figure V.33: Position des aciers plastifiés– essai T5.4 .

| ESSAI T5 | Aciers horizontaux (x 10 ⁻³) voile | | | Aciers verticaux (x 10 ⁻³) voile | | | Aciers verticaux (x 10 ⁻³) nervures | | |
|-------------|--|-------------------|-----------------------------------|--|-------------------|-----------------------------------|---|-------------------|-----------------------------------|
| | ϵ_{elas} | ϵ_{calc} | $\epsilon_{calc}/\epsilon_{elas}$ | ϵ_{elas} | ϵ_{calc} | $\epsilon_{calc}/\epsilon_{elas}$ | ϵ_{elas} | ϵ_{calc} | $\epsilon_{calc}/\epsilon_{elas}$ |
| T5.1 | 2.86 | 1.15 | 0.40 | 2.86 | 1.80 | 0.63 | 2.64 | 2.29 | 0.87 |
| T5.2 | 2.86 | 1.70 | 0.59 | 2.86 | 2.74 | 0.96 | 2.64 | 4.60 | 1.74 |
| T5.3 | 2.86 | 2.91 | 1.02 | 2.86 | 3.12 | 1.09 | 2.64 | 3.06 | 1.16 |
| T5.4 | 2.86 | 4.16 | 1.45 | 2.86 | 5.11 | 1.79 | 2.64 | 3.65 | 1.38 |

Tableau V.8: Test T5 - déformations maximales dans les aciers.

| ESSAI T6 | Aciers horizontaux (x 10 ⁻³) voile | | | Aciers verticaux (x 10 ⁻³) voile | | | Aciers verticaux (x 10 ⁻³) nervures | | |
|-------------|--|-------------------|-----------------------------------|--|-------------------|-----------------------------------|---|-------------------|-----------------------------------|
| | ϵ_{elas} | ϵ_{calc} | $\epsilon_{calc}/\epsilon_{elas}$ | ϵ_{elas} | ϵ_{calc} | $\epsilon_{calc}/\epsilon_{elas}$ | ϵ_{elas} | ϵ_{calc} | $\epsilon_{calc}/\epsilon_{elas}$ |
| T6.1 | 2.86 | 0.79 | 0.27 | 2.97 | 1.28 | 0.43 | 2.64 | 1.63 | 0.62 |
| T6.2 | 2.86 | 2.40 | 0.84 | 2.97 | 4.87 | 1.64 | 2.64 | 2.70 | 1.02 |
| T6.3 | 2.86 | 2.77 | 0.97 | 2.97 | 5.69 | 1.91 | 2.64 | 4.16 | 1.57 |
| T6.4 | 2.86 | 4.78 | 1.67 | 2.97 | 9.88 | 3.32 | 2.64 | 10.02 | 3.79 |

Tableau V.9: Test T6 - déformations maximales dans les aciers.

| ESSAI T8 | Aciers horizontaux (x 10 ⁻³) voile | | | Aciers verticaux (x 10 ⁻³) voile | | | Aciers verticaux (x 10 ⁻³) nervures | | |
|-------------|--|-------------------|-----------------------------------|--|-------------------|-----------------------------------|---|-------------------|-----------------------------------|
| | ϵ_{elas} | ϵ_{calc} | $\epsilon_{calc}/\epsilon_{elas}$ | ϵ_{elas} | ϵ_{calc} | $\epsilon_{calc}/\epsilon_{elas}$ | ϵ_{elas} | ϵ_{calc} | $\epsilon_{calc}/\epsilon_{elas}$ |
| T8.1 | 2.97 | 0.93 | 0.31 | 2.97 | 1.05 | 0.35 | 2.86 | 1.55 | 0.54 |
| T8.2 | 2.97 | 2.04 | 0.69 | 2.97 | 2.85 | 0.96 | 2.86 | 4.61 | 1.61 |
| T8.3 | 2.97 | 5.09 | 1.71 | 2.97 | 7.22 | 2.43 | 2.86 | 6.85 | 2.39 |

Tableau V.10: Test T8 - déformations maximales dans les aciers.

V-5 COMPARAISONS REGLEMENTAIRES

Un objectif important des essais SAFE était celui de préciser les marges inhérentes à la pratique de dimensionnement sismique des voiles de contreventement dans le domaine de la construction nucléaire. Plusieurs indicateurs peuvent être employés pour définir ces marges de sécurité. Tout d'abord, le coefficient multiplicateur maximal de l'accélérogramme de dimensionnement α , fournit directement la marge dynamique pour chaque essai : $\alpha = 2.0$ pour l'essai T5, $\alpha = 1.8$ pour les essais T6 et T8. On peut aussi définir la marge ou la sécurité disponible vis-à-vis de la rupture, comme le rapport entre l'effort tranchant mesuré à la rupture et l'effort tranchant maximal admissible. Enfin, on peut calculer une marge statique vis-à-vis du dimensionnement, comme le rapport entre l'effort tranchant mesuré à la rupture et l'effort tranchant de dimensionnement H_d . Dans ce qui suit, nous allons calculer ces deux derniers indicateurs pour les trois voiles étudiés.

Pour le calcul de l'effort tranchant maximal admissible on peut utiliser la règle des coutures du BAEL (au sens du chapitre A5.3.1) qui est notamment bien adaptée aux voiles courts. Celle-ci s'écrit :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq b_0 \cdot \frac{\tau_u - \sigma_u}{f_e / \gamma_s},$$
$$\text{d'où : } \tau_u \leq \frac{A_t}{s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{b_0} + \sigma_u$$
$$\text{et } V_u = \frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot h + \sigma_u \cdot b_0 \cdot h,$$
$$(\gamma_s = 1 \text{ et } h = 3.00 \text{ m})$$

A_t - somme des aires des sections droites des aciers constitutifs d'un cours d'armatures d'attache ;

s_t - espacement de ces armatures parallèlement au plan sollicité ;

b_0 - épaisseur du béton de l'âme

f_e - limite d'élasticité garantie des armatures d'attache ;

γ_s - coefficient de sécurité pour l'acier

τ_u - contrainte de cisaillement à l'état limite ultime s'exerçant sur le plan considéré

σ_u - contrainte normale sur le plan considéré, comptée positivement pour les compressions et négative pour les tractions

V_u - effort tranchant maximal admissible

Avec la valeur de V_u ainsi calculée et l'effort tranchant mesuré à la ruine on a déduit les coefficients de sécurité à la rupture pour les trois voiles étudiés. Pour le calcul des mêmes coefficients à partir des simulations numériques, les forces maximales correspondant à l'essai de ruine pour chaque voile (T5.4, T6.4 et T8.3 - déjà présentée dans le paragraphe précédent), ont été divisées par l'effort tranchant maximal admissible V_u . Il est à noter qu'à l'instant où les forces calculées atteignent leur maximum, les déformations en compression à la base des « bielles » dépassent généralement la déformation au pic en compression du béton ($\approx -2.4 \times 10^{-3}$ pour T5 et T8 et $\approx -2.2 \times 10^{-3}$ pour T6). Comme les valeurs locales obtenues: -3.21×10^{-3} (essai T5.4), -2.21×10^{-3} (essai T6.4) et -2.97×10^{-3} (essai T8.3) indiquent le début d'adoucissement du béton en compression, les forces qui leur correspondent sont donc représentatives d'un état d'endommagement proche de la ruine. Dans le tableau V.11 les coefficients de sécurité vis-à-vis de la rupture déduits expérimentalement, sont présentés en comparaison avec les coefficients calculés. Les coefficients de sécurité vis-à-vis du niveau de dimensionnement y sont également inclus.

| No. VOILE | VOILE T5 | VOILE T6 | VOILE T8 |
|---|-------------|-------------|-------------|
| V_u (KN) : Effort tranchant limite admissible - BAEL | 2814 | 2094 | 1574 |
| H_d (KN) : Effort tranchant de dimensionnement | 2400 | 1800 | 1200 |
| F_u^{ex} (KN) : Effort max. mesuré à la rupture | 5540 | 5180 | 3920 |
| F_u^c (KN) : Effort max. calculé | 5220 | 4600 | 3500 |
| Sécurité expérimentale – rupture : F_u^{ex}/V_u | 1.97 | 2.47 | 2.49 |
| Sécurité « numérique » - rupture : F_u^c/V_u | 1.86 | 2.20 | 2.22 |
| Sécurité expérimentale - dimensionnement : F_u^{ex}/H_d | 2.30 | 2.87 | 3.27 |
| Sécurité « numérique » - dimensionnement : F_u^c/H_d | 2.17 | 2.55 | 2.92 |

Tableau V.11: Coefficients de sécurité pour les voiles T5, T6 et T8.

De ce tableau on remarque premièrement que les marges vis-à-vis du dimensionnement sont plus importantes que celles correspondant à la rupture. Ceci est normal puisque dans

l'évaluation de l'effort tranchant maximal admissible, l'influence de l'effort normal est prise en compte. L'effort tranchant admissible est donc supérieur à l'effort tranchant de dimensionnement. Deuxièmement, on peut constater que les coefficients de sécurité issus des calculs numériques sont conservatifs et présentent un écart raisonnable, compris entre 6 et 12%, par rapport à l'expérience. Les marges présentées dans le tableau V.11 montrent que lorsque l'effort tranchant limite réglementaire est atteint, la réserve de sécurité est comprise entre 2.0 et 2.5 pour les voiles ayant des fréquences conventionnelles ($f_0 = 8$ Hz pour T5 et $f_0 = 12$ Hz pour T6 et T8) supérieures à la fréquence du pic du spectre d'excitation ($f_0 = 4$ Hz). Des calculs similaires effectués pour les voiles dimensionnés à la fréquence du pic du spectre d'excitation montrent que ces voiles disposent généralement de réserves de sécurité à la rupture plus importantes, comprises entre 2.63 (T7) et 4.0 (T12). D'ailleurs les marges dynamiques correspondant aux voiles dimensionnés à la fréquence du pic du spectre sont comprises entre 5 et 10, tandis que les marges des voiles dimensionnés à une fréquence supérieure à celle du pic ont des valeurs beaucoup plus faibles, comprises entre 1.5 et 2.0.

Une première raison de ces différences est l'endommagement de la structure qui provoque une diminution de sa fréquence propre, accompagné par une montée ou une descente sur le spectre (Figure V.34). Lorsque la fréquence de dimensionnement est supérieure à la fréquence du pic du spectre le glissement en fréquence conduit à une majoration des valeurs spectrales correspondantes, donc à une augmentation de la réponse dynamique. Par contre, pour les voiles dimensionnées à la fréquence du pic, la sollicitation ne peut que décroître, puisque le glissement en fréquence conduit nécessairement à une diminution des valeurs lues sur le spectre.

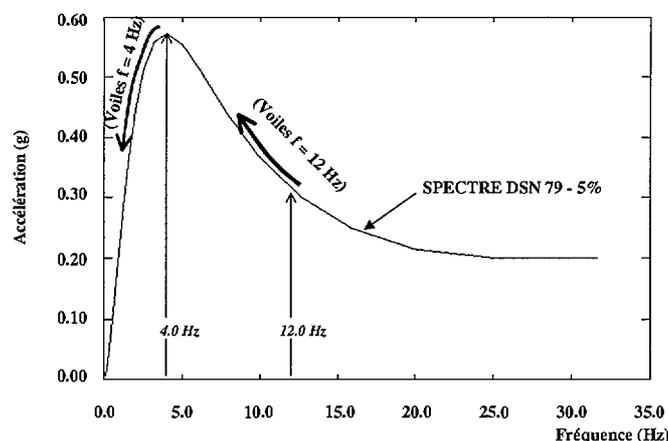


Figure V.34: Glissement en fréquence sur le spectre DSN 79.

Une deuxième raison tient au fait que la fréquence propre effective des voiles à haute fréquence est largement inférieure à la fréquence conventionnelle qui a servi au dimensionnement. Les écarts sont approximativement les suivants : 16% pour le voile T5, 13% pour le voile T6 et 20% pour le voile T8. Le chargement sismique réellement appliqué sur ces voiles ainsi que l'endommagement généré (en terme d'ouverture de fissure) ont été supérieurs à ceux supposés pour des voiles plus rigides. **Dans le cas des structures réelles, la surestimation de la fréquence propre peut donc conduire à une sous-estimation de la réponse dynamique dans l'hypothèse d'un spectre d'excitation réel semblable au spectre utilisé lors des essais SAFE.** Afin d'évaluer quantitativement l'influence de ce paramètre et compte tenu de la bonne qualité des résultats obtenus dans le paragraphe précédent, nous avons refait les calculs sismiques de niveau $\alpha = 1$ pour les voiles T5, T6 et T8, en augmentant la valeur du module d'élasticité initial du béton, de façon que la fréquence propre de chaque voile corresponde à la fréquence conventionnelle de dimensionnement : 8 Hz pour T5 et 12 Hz pour T6 et T8. L'effort tranchant maximal calculé F^c , ainsi que le rapport entre l'effort tranchant maximal calculé et l'effort tranchant de dimensionnement (F^c/H_d) sont présentés dans le tableau V.12. Les résultats numériques correspondants à la fréquence réelle y sont également inclus.

| N ^o . VOILE | VOILE T5 | VOILE T6 | VOILE T8 |
|--|-------------|-------------|-------------|
| H_d (KN) : Effort tranchant de dimensionnement | 2400 | 1800 | 1200 |
| F^c (KN) : Effort max. calculé pour $\alpha = 1$: Fréquences: 8 Hz (T5), 12 Hz (T6), 12 Hz (T8) | 3236 | 2810 | 1682 |
| F^c (KN) : Effort max. calculé pour $\alpha = 1$: Fréquences: 6.7 Hz (T5), 10.4 Hz (T6), 9.6 Hz (T8) | 3930 | 2880 | 2240 |
| F^c/H_d Fréquences : 8 Hz (T5), 12 Hz (T6), 12 Hz (T8) | 1.35 | 1.56 | 1.40 |
| F^c/H_d Fréquences : 6.7 Hz (T5), 10.4 Hz (T6), 9.6 Hz (T8) | 1.64 | 1.60 | 1.87 |

Tableau V.12: Comparaison des résultats pour les voiles T5, T6 et T8 ayant des fréquences propres différentes.

Pour les voiles T5 et T8, dont l'écart en fréquence est le plus important on obtient une réduction sensible du rapport F^c/H_d . Celui-ci passe de 1.64 à 1.35 pour le cas T5 et de 1.87 à 1.40 pour le cas T8. Des ouvertures de fissures plus faibles semblent donc correspondre aux voiles plus rigides qui sont moins sollicités. Cependant le calcul de l'ouverture de fissure en terme de déplacement entre les deux lèvres, à partir du modèle de fissuration répartie utilisée nécessite un développement supplémentaire qui ne constitue pas l'un des objectifs de cette thèse.

Les derniers résultats obtenus montrent toutefois, l'importance de prendre en considération la variation de ce paramètre. **En effet, comme en pratique l'écart entre la fréquence théorique et celle réelle peut être supérieur à celui constaté dans des conditions de laboratoire, le fait de négliger cet aspect peut conduire à une sous estimation de la réponse encore plus importante.**

V-6 CONCLUSIONS

L'étude numérique du comportement des voiles SAFE a porté sur trois essais comportant chacun plusieurs tests. Au total 13 simulations numériques du comportement dynamique de ces voiles ont été nécessaires, afin de suivre l'évolution de leur l'endommagement de l'état quasi élastique jusqu'à la rupture. Des diverses comparaisons présentées dans les paragraphes précédents, plusieurs conclusions peuvent être tirées.

Dans un premier temps, ces comparaisons font **ressortir la capacité du modèle à bien traduire des grandeurs globales telles que les déplacements, les forces et les fréquences.** Nous pouvons aussi espérer de ces calculs dynamiques une fissuration, une distribution de l'endommagement et des déformations dans les aciers cohérents avec l'expérience. Par ailleurs, l'étude du voile NUPEC [66] a montré qu'une modélisation 2D, dans une situation voisine des voiles SAFE, était capable de prédire des déformations dans les aciers proches de celles mesurées expérimentalement. Par contre, et en particulier pour ce type de voile soumis aux efforts dynamiques de cisaillement, les hypothèses du modèle de comportement local en cisaillement mettent en cause la confiance que nous pouvons accorder à l'utilisation de l'énergie dissipée comme indicateur de dommage. **Cependant, sous-estimer l'amortissement hystérétique est conservatif sur le niveau de force et de déplacement et le caractère endommageant sous cyclage, qui est généralement considéré comme**

fonction de l'énergie dissipée, semble être un phénomène négligeable sur le plan force-demande de ductilité.

Dans un second temps, les résultats obtenus ont permis d'envisager différentes applications pratiques lors du dimensionnement. Des études de vulnérabilité vis-à-vis du niveau de l'intensité sismique pourraient être effectuées pour ce type de structure à l'aide de cette modélisation, afin d'évaluer les marges de sécurité disponibles. Dans le même sens, l'évaluation de l'influence de la variabilité de la fréquence propre, semble nécessaire dans le cas des voiles très rigides et nécessite des études paramétriques supplémentaires. Enfin la modélisation proposée peut constituer un appui important aux diverses études expérimentales et théoriques qui sont menés actuellement afin d'évaluer les effets comparés entre un séisme proche et un séisme lointain

| | |
|---|-----|
| CHAPITRE V..... | 193 |
| V-1 INTRODUCTION..... | 195 |
| V-2 LES ESSAIS DES VOILES SAFE | 196 |
| V-3 CHOIX DE MODELISATION..... | 201 |
| V-3.1 Maillages et conditions aux limites | 201 |
| V-3.2 Choix des caractéristiques mécaniques des matériaux | 203 |
| V-3.3 Chargement | 205 |
| V-3.4 Amortissement..... | 205 |
| V-4 SIMULATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES VOILES SAFE | 206 |
| V-4.1 Considérations préliminaires..... | 206 |
| V-4.2 Résultats globaux | 206 |
| V-4.3 Résultats locaux..... | 224 |
| V-5 COMPARAISONS REGLEMENTAIRES | 229 |
| V-6 CONCLUSIONS | 233 |

CONCLUSIONS FINALES

CONCLUSIONS FINALES

Cette recherche comportait deux buts principaux :

- **De proposer une modélisation fiable qui puisse être appliquée à une grande variété de structures à voiles en béton armé soumises à des chargements dynamiques.**
- **D'évaluer l'efficacité de cette modélisation et d'identifier les différents apports possibles à la conception.**

Après avoir présenté les caractéristiques essentielles du comportement sismique des voiles en béton armé, nous avons identifié trois typologies structurelles qui nécessitaient des investigations supplémentaires:

- 1) **Les murs élancés faiblement armés.**
- 2) **Les murs de section non rectangulaire en U.**
- 3) **Les murs fortement armés faiblement élancés.**

Nous avons ensuite évalué la pertinence des différentes techniques de modélisations disponibles afin de dégager une approche de modélisation sur laquelle il nous a paru prioritaire de porter notre effort. Cette première analyse, ainsi que les objectifs de notre étude nous ont amenés à conclure qu'il était nécessaire de situer l'échelle de la modélisation au niveau des mécanismes élémentaires: la fissuration du béton, la plastification de l'acier et la dégradation de la liaison acier-béton. Une approche locale biaxiale a donc été adoptée, afin d'avoir accès à la distribution spatiale de l'état d'endommagement et surtout d'essayer de prédire les différents modes de ruine. Si nous avons à notre disposition les modèles de béton, de l'acier et de la liaison, en revanche il était nécessaire de bien préciser une méthodologie d'identification des paramètres matériaux, afin de rendre la modélisation plus prédictive.

Les résultats numériques obtenus ont permis, dans un premier temps de mettre en évidence les phénomènes importants qui régissent le comportement des voiles étudiés. Dans ce sens il nous semble utile de rappeler quelques conclusions importantes obtenues au cours de ce travail.

Murs élancés faiblement armés

- Dans le cas de la maquette CAMUS I les résultats numériques et expérimentaux ont montré l'influence des arrêts des barres sur l'affaiblissement de la résistance flexionnelle sous l'effet conjuguée du moment et de l'effort tranchant. Cependant, si on applique des dispositions constructives plus classiques (comme c'est le cas dans la plupart des bâtiments) le mode de fonctionnement est plus proche d'un mode « multiétagé » et le comportement global est amélioré. Dans le cas des voiles faiblement armés, les dispositions constructives sur les arrêts des barres semblent donc avoir une influence non négligeable et peuvent entraîner des modes de rupture différents.
- En intégrant une représentation discrète (appuis unilatéraux) des discontinuités occasionnées par les reprises de bétonnage, le comportement de type multi-bloc de la maquette CAMUS II a été bien reproduit. Cependant, au niveau local, de meilleurs résultats sont possibles si la liaison acier-béton est modélisée à l'aide d'une loi cyclique. Ceci demande toutefois une large base de données pour mieux évaluer les caractéristiques de la loi de liaison.
- Les essais CAMUS ainsi que les études numériques réalisés ont mis en évidence la forte interaction entre les directions verticale et horizontale. La conséquence directe du soulèvement des masses est l'apparition d'un effort normal dynamique de traction-compression dont l'amplitude peut être considérable, jusqu'à 90% du poids des masses. Les écarts expérience-calcul vis-à-vis de l'effort normal se situent autour de 20%, erreurs qui nous paraissent tout à fait acceptables, compte tenu de la complexité des phénomènes à modéliser.

Murs de section non rectangulaire en U

- La simulation du comportement unidirectionnel du mur à section en U testé sur la table vibrante permet de bien simuler le type de comportement observé. Le mur ruine en flexion, par rupture des aciers, le béton étant très peu sollicité en compression. Ce mode de comportement, à été favorisé par la faible valeur de l'effort normal appliqué ainsi que par les mauvaises qualités de ductilité des aciers utilisés. Il pourrait être rendu plus ductile et dissipatif en utilisant des aciers à haute qualité de ductilité. Ceci confirme encore une

fois le bien fondé de la clause de l'Eurocode 8 (Part 2, 2.2 Materials, 2.2.2 Reinforcing steel) concernant les hautes qualités de ductilité requises pour les aciers à prévoir dans les zones critiques.

- Les murs testés en chargement cyclique au mur de réaction ont eu un comportement différent. La valeur plus importante de l'effort normal ainsi que la bonne qualité de ductilité des aciers de construction a permis le développement d'un mode de ruine par écrasement du béton confiné et par flambage des aciers. Les étriers de confinement ont joué pleinement leur rôle qui vise à accroître la capacité de déformation, en améliorant le comportement du béton en compression et en retardant le flambage des aciers. L'élançement de ces murs étant plus faible que celui des murs testés sur la table sismique l'effort tranchant à eu une influence beaucoup plus importante dans ces cas. Les essais effectués ont mis aussi en évidence le fort couplage entre les efforts dans une structure de type mur porteur ayant une section en forme de U chargée bidirectionnellement. A l'exception des cycles de grande amplitude les résultats numériques sont corrects et le modèle 3-D coques simule de façon très satisfaisante la plupart des phénomènes importants observés lors des essais, comme le gauchissement des sections, la dégradation cyclique de résistance, le couplage entre les deux directions.

Murs fortement armés faiblement élançés

- L'étude numérique du comportement des voiles SAFE a montré la capacité du modèle à bien traduire des grandeurs globales telles que les déplacements, les forces et les fréquences. Nous pouvons aussi espérer de ces calculs dynamiques une fissuration, une distribution de l'endommagement et des déformations dans les aciers cohérents avec l'expérience. Par contre, et en particulier pour ce type de voile soumis aux efforts dynamiques de cisaillement, les hypothèses du modèle de comportement local en cisaillement mettent en cause la confiance que nous pouvons accorder à l'utilisation de l'énergie dissipée comme indicateur de dommage. Cependant, sous-estimer l'amortissement hystérétique est conservatif sur le niveau de force et de déplacement et le caractère endommageant sous cyclage, qui est généralement considéré comme fonction de l'énergie dissipée, semble être un phénomène négligeable sur le plan force-demande de ductilité.

Ces premières conclusions qui servent aussi de validation pour l'approche de modélisation utilisée, nous ont conduit, dans un deuxième temps, à rechercher les différents apports possibles dans le cadre de la codification antisismique. Dans ce sens, la modélisation proposée peut offrir son appui considérable:

- pour effectuer des études de vulnérabilité vis-à-vis du niveau de l'intensité sismique et évaluer les marges de sécurité disponibles.
- pour étudier l'influence des diverses dispositions constructives (répartitions d'armatures, longueur de recouvrement, etc.) et d'adopter les décisions les plus adaptées à chaque cas.
- pour effectuer des études paramétriques en calcul non linéaire dynamique en étudiant par exemple:
 - les marges de variation de l'effort normal dynamique en fonction des différents paramètres à envisager : type de sol, type d'accélérogramme, élancement de la structure, contrainte normale gravitaire, ferrailage, etc.
 - l'influence de la variabilité de la fréquence propre sur la réponse dynamique des voiles semblables à ceux qui sont utilisés dans le domaine de la construction nucléaire.
- pour construire le diagramme d'interaction ou la courbe enveloppe (N , M_x , M_y) d'une section de mur non rectangulaire, si nécessaire dans les vérifications à l'état ultime de résistance.
- Enfin, pour effectuer des études numériques non linéaires sur le fonctionnement spatial d'une structure à voiles sous séisme bidirectionnel, dans le but d'étudier la sensibilité de son comportement aux sollicitations combinées.

Les apports les plus significatifs de ce travail sont donc :

- **La mise en œuvre des modèles, leur confrontation et leur validation sur une typologie structurelle assez variée.**
- **La discussion détaillée des résultats expérimentaux et numériques et la mise en relief des divers facteurs influencent le mode de comportement des voiles étudiés.**

- **La proposition d'un outil donnant accès au champ d'investigation de l'expérimentation numérique. Cet outil, ainsi que la variété des représentations utilisées comme les schémas de fissuration, les isovaleurs d'ouverture de fissures ou de déformations viennent enrichir « la boîte à outil » de l'ingénieur, du chercheur et du concepteur.**

Toutefois, pour réussir à tirer des conclusions quantitatives sur les règles de dimensionnement concernant les murs porteurs en béton armé, ce travail doit être complété.

Tout d'abord, le modèle de béton utilisé peut être amélioré en modifiant la loi cyclique uniaxiale aussi bien en traction qu'en compression, afin d'assurer une meilleure description de la dissipation hystérétique. Il est aussi nécessaire d'accroître l'efficacité du modèle dans des analyses à caractère industriel, en adoptant une méthode de régularisation comme c'est le cas, par exemple, de la méthode de la fissure fictive proposée par Hillerborg.

Le modèle et la modélisation employés doivent être validés, bien entendu, sur des exemples d'essais plus variés. Il conviendrait donc de poursuivre et d'enrichir les recherches aussi bien dans la voie numérique que dans la voie expérimentale. De ce point de vue, les moyens d'essai d'aujourd'hui semblent permettre la réalisation des essais proches de la réalité des effets bidirectionnels d'un séisme. Bien que l'utilité essentielle d'un modèle fin soit encore celle de calibrer un modèle global de mur, on peut déjà imaginer un exemple d'application numérique à combinaison de modèles : modèle local – pour les voiles et modèle multifibres ou modèle global pour les poutres et les poteaux.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **ATC 40** « Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings », Applied Technology Council, California, 1996, 2 vol, 626 p.
- [2] **FEMA PUBLICATION 273** « NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings », Washinton, D.C., 1997, <http://www.degenkolb.com/fema273/fema273pdf.html>, 340p
- [3] **FOURE, B.** « Prise en compte du comportement du béton-cas particulier des voiles plans en béton armé », en *Génie parasismique*, Presses de l'ENPC, 1985, pp. 605-616.
- [4] **PAULAY, T., PRIESTLEY, M. J. N.** « Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings », New York: Willey & Sons, 1992, 744 p.
- [5] **EUROCODE 8** « Structures in seismic regions, Design, Part 1, General and Building », Report EUR 12266 EN, Bruxelles : Office for official publications of the european communities, 1988, 327 p.
- [6] **FOURE, B.** « Panorama des études expérimentales sur les murs porteurs en béton dans leur rôles de résistance aux forces horizontales », Conférence internationale A.F.P.C *Bâtiments à murs porteurs en béton en zone sismique*, Paris, juin 1991, 248 p.
- [7] **HIRAISHI, H., NAKATA, S., KITAGAWA, Y. and KAMINOSONO, T.** « Static tests on shear walls and beam-column assemblies and study between shaking table tests and pseudo-dynamic tests », *ACI-SP*, 1985, No 84, pp. 11-48.
- [8] **MORGAN, B., HIRAISHI, H. and CORLEY, W.G.** « Medium scale wall assemblies : Comparison of analysis and results », *ACI-SP*, 1985, No. 84, pp. 241-269.
- [9] **WALLACE, B. and KRAWINKLER, H.** « Small scale model tests of structural components and assemblies », *ACI-SP*, 1985, No. 84, pp. 305-346.

- [10] **BRACHET, R., COIN, A., GANTENBEIN, F. et all.** «Opération CASSBA Conception et analyse sismique des structures en béton armé», *Anales de l'Institut technique de bâtiment et des travaux publics*, No 523, Série: Technique générale de la construction 150, 1994, 91 p.
- [11] **COIN, A. et all.** «Recherche CAMUS, Rapport final, Présentation générale, Conclusions et perspectives», Ministère Français de l'Équipement, Plan Génie Civil, Convention 9670011, 1998, 10 p.
- [12] **PINTO, A. V.** «Introduction to the European research projects in support of Eurocode8», *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, CD-ROM, 1998, Vol2, 29 p.
- [13] **COYERE, R., DALBERA, J. et all.** «Endommagement sismique de murs en béton armé, ouverture des fissures», en *Génie parasismique et réponse dynamique des ouvrages*, 5^{ème} Colloque national AFPS'99, 1999, Vol. 2, pp. 636-643, ISBN No 2-911709-08-X.
- [14] **REGLES PS 92** «Règles de construction parasismique, Règles PS applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92», norme française, AFNOR 1995, 217 p.
- [15] **ROUFAIEL, M.S.L., MEYER, C.** «Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames», *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1987, Vol. 113, No. 3, pp. 429-457.
- [16] **KUSTU, O., BOUWKAMP, J.** «Behaviour of Reinforced concrete deep-column subassemblages under cyclic loading», Earthquake Engineering Research Centre, Univ. of California, Berkeley, 1975, Report No. UCB/EERC – 73/8.
- [17] **VULCANO, A., BERTERO, V.V.** «Nolinear analysis of R/C structural walls», *Proc. of the 8th European Conference of Earthquake Engineering*, Lisbon: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1986, Vol. 3, 6.5/1-8.
- [18] **FAJFAR, P., FISCHINGER, M.** «Mathematical modelling of reinforced concrete structural walls for nonlinear seismic analysis», *Proceedings of the European Conference on Structural Dynamics Eurodyn 90*, Bochum: Krätzig, 1991, 2 vols, 1255 p.

- [19] **FARDIS, M. N.** «Member-type models for the nonlinear seismic response analysis of reinforced concrete structures», in *Experimental and numerical methods in earthquake engineering*, Donea J., Jones P.M., Dordrecht: Kluwer Academic Pub., 1991, Vol. 2, pp. 247-281.
- [20] **WANG, F.** «Etude de la tenue aux séismes des voiles en béton armé », *Thèse de doctorat*, Université Paris 6, France, 1990, 187 p.
- [21] **LABORDERIE, C.** «Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse des structures en béton», *Thèse de doctorat*, Université Paris 6, France, 1991, 193 p.
- [22] **MERABET, O.** «Modélisation des structures planes en béton armé sous chargement monotone et cyclique», *Thèse de doctorat*, INSA de Lyon, France, 1990, 267 p.
- [23] **ULM, F., J.** «Modélisation élastoplastique avec endommagement du béton de structures. Application aux calculs statiques et dynamiques de structures en béton armé et béton précontraint», *Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris, 1994, 225 p.
- [24] **GUEDES, J., PEGON, P., PINTO, A. V.** «A Fibre/Timoshenko beam element in CASTEM 2000», Special publication No. I.94.31, ELSA, Ispra (Italy), Joint Research Centre, 1994, 55 p.
- [25] **MILLARD, A.** «CASTEM 2000, Manuel d'utilisation, Rapport CEA-LAMBS No 93/007, Saclay, 1993, 186 p.
- [26] **MERABET O., REYNOUARD J. M.** «Formulation d'un modèle élasto-plastique fissurable pour le béton sous chargements cycliques», Contrat EDF/DER, Rapport final, URGC-Structures, No INSA-1/943/002, 1999, 84 p.
- [27] **MANDER, J. B., PRIESTLEY, M. J. N, PARK, R.** «Theoretical stress-strain model for confined concrete», *Journal of Structural engineering*, 1988, Vol.114, No 8, pp. 1804-1825.

- [28] **PARK, Y. S.** «Fatigue of concrete under random loadings», *Journal of Structural engineering*, 1990, Vol.116, No 11, pp. 3228-3235.
- [29] **MORITA, S., KAKU, T. and SUDO, E.** «Force strain relationship of reinforced bars embedded in concrete under reversed loading», Bulletin d'information CEB, Vol.2, No 393, 1979, pp. 7-14.
- [30] **CEB-FIP** «Model code 1990», *Bulletin d'information*, Lausanne, Suisse, 1990, 437 p.
- [31] **BAEL 91** «Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites», section I du CCTG, 1992, 306 p.
- [32] **FEENSTRA, P. H., de BORST, R.** «Constitutive model for reinforced concrete», *Journal of Engineering Mechanics*, 1995, Vol. 121, No 5, pp. 587-595.
- [33] **ROTS, J. G.** «Computational modeling of concrete fracture», *PhD thesis*, Delft Univ. of Technol., Delft, The Netherlands, 1988, 127 pp.
- [34] **BAZANT, Z. P., OH, B. H.** «Crack band theory for fracture of concrete», *Materials and Structures*, 1983, Vol. 93, No 16, pp. 155-177.
- [35] **FEENSTRA, P. H.** «Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete», *PhD thesis*, Delft Univ. of Technol., Delft, The Netherlands, 1993, 151 p.
- [36] **MENEGOTO, M. PINTO, P.** «Method of analysis of cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and nonelastic 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, Final report, Lisbon, 1973, 328p.
- [37] **MONTI, G. NUTTI, C.** «Nonlinear cyclic behaviour of reinforcing bars including buckling», *Journal of Structural Engineering*, 1992, Vol. 118, no 12, Dec., pp. 3268-3284.

[38] **FLEURY, F.** «Prediction du comportement des structures en béton armé sous sollicitations sismiques: Proposition d'un modèle global de nœud d'ossature intégrant le comportement de la liaison acier/béton», *Thèse de doctorat*, INSA de Lyon, 1996, 414 p.

[39] **NOTICE D'UTILISATION DU LOGICIEL CASTEM 2000** «Eléments de théorie et exemples, TOME III: Analyse dynamique, calculs modaux dans le domaine réel, méthodes spectrales, schémas d'intégration temporelle», Rapport CEA DMT/96-500, 1996, 231 p.

[40] **DJERROUD, M.** «Contribution à l'analyse des pièces fléchies en béton armé sous chargements monotone et cyclique: développement et validation de modèles élastoplastiques», *Thèse de doctorat*, INSA de Lyon, 1992, 254 p.

[41] **COIN, A.** «Recherche CAMUS, Rapport final, Présentation générale, Conclusions et perspectives», Ministère Français de l'Equipement (Plan Génie Civil) Convention 9670011, 22 p.

[42] **COIN, A.** «Recherche CAMUS, Rapport final, Démarche de l'ingénieur-concepteur», Vol. 1 et 2, Ministère Français de l'Equipement (Plan Génie Civil) Convention 9670011, 1998, 75 p.

[43] **BISCH, P., COIN, A.** «The CAMUS research», *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, CD-ROM, 1998, Vol. 2, p 150.

[44] **LOCCI, J. M. et all.** «'CAMUS' International Benchmark, Experimental results, Synthesis of the participants' reports», organized by CEA and GEO, under the auspices of AFPS, 1998, 122 p.

[45] **FOURE, B.** «Recherche CAMUS, Rapport final, CEBTP, Matériaux, Contrôles, Examen de la fissuration, ELU», contribution du C.E.B.T.P., Dossier FNB 95 960, Ministère Français de l'Equipement (Plan Génie Civil) Convention 9670011, 1998, 72 p.

[46] **COMBESCURE, D.** «'CAMUS 3' International Benchmark, Report 1, Specimen and loading characteristics, Specifications for the participants report», organized by CEA, EDF and GEO, under the auspices of AFPS, 1999, 45 p.

[47] **MAZARS, J.** «Recherche CAMUS, Rapport final, Modèles et simulations numériques», Vol. 2, Ministère Français de l'Équipement (Plan Génie Civil) Convention 9670011, 1998, 50p.

[48] **QUEVAL, J-C.** «Recherche CAMUS, Rapport final, CEA, Rapport d'essai sur la maquette 1», Rapport SEMT/EMSI/RT/98/004, Annexe II, Ministère Français de l'Équipement (Plan Génie Civil) Convention 9670011, 1998, 412 p.

[49] **COMBESCURE, D.** «Recherche CAMUS, Rapport final, Modèles et simulations numériques, Interprétation des résultats et analyses du comportement (CEA Saclay), Interprétation et calculs post-essais», Vol. 4, Rapport DMT/SEMT/EMSI/RT/98/006 A, Ministère Français de l'Équipement (Plan Génie Civil) Convention 9670011, 1998, 50 p.

[50] **FOURE, B. MAUCHE, N.** «Influence de la variation dynamique de l'effort normal sur la rupture d'un mur porteur en béton armé sous sollicitation sismique», in *Génie parasismique et réponse dynamique des ouvrages*, 5^{ème} Colloque national AFPS'99, 1999, Vol. 2, pp. 644-652, ISBN No 2-911709-08-X.

[51] **QUEVAL, J-C.** «Recherche CAMUS, Rapport final, CEA, Rapport d'essai sur la maquette 2», Rapport SEMT/EMSI/RT/98/015 A, Annexe II, Ministère Français de l'Équipement (Plan Génie Civil) Convention 9670011, 1998, 260 p.

[52] **COMBESCURE, D., CHAUDAT, TH.** «ICONS European program seismic tests on R/C bearing walls CAMUS 3 specimen», Rapport DMT SEMT/EMSI/RT/00-014/A, CEA, 2000, 190 p.

[53] **BISCH, P.** «Etude comparative Eurocode 8 / PS92 bâtiments à murs porteurs en béton armé», en *Génie parasismique et réponse dynamique des ouvrages*, 4^{ème} Colloque national AFPS, 1996, Vol. 2, pp. 605-615, ISBN No 2-911709-00-4.

[54] **JALIL, W., HERMANN, S.** «Murs de contreventement en béton armé, selon L'EC8, analyse critique et comparative», en *Génie parasismique et réponse dynamique des ouvrages*, 5^{ème} Colloque national AFPS'99, 1999, Vol. 2, pp. 717-724, ISBN No 2-911709-08-X.

[55] **HILLERBORG, A., MODEER M., PETERSSON, P.E.** «Analysis of crack formation and growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements», *Cement and Concrete Research*, 1976, Vol. 6, pp. 773-782.

[56] **OTTOSEN, N. S.** «Constitutive model for short-time loading of concrete», *Journal of Engineering mechanics*, ASCE, 1979, Vol. 105, pp. 127-141.

[57] **COMBESCURE, D., CHAUDAT, TH., MOUTAFIDOU, A.** «Seismic tests of ICONS U-shaped walls, Description of the experimental set-up. Main results», Rapport DMT SEMT/EMSI/RT/99-062, CEA, 1999, 158 p.

[58] **PEGON, P. et all.** «U-shaped walls: description of the experimental set-up », DRAFT, ELSA, Ispra (Italy), Joint Research Centre, 2000, 27 p.

[59] **MANAS, B., JEANVOINE, E., COMBESCURE, D.** «Etude du comportement à la ruine d'une structure à murs porteurs en béton armé», Rapport DMT SEMT/EMSI/RT/98-068 A, CEA, 1998, 170 p.

[60] **COMBESCURE, D.** «Première analyse du comportement de la semelle des murs en U», Rapport DMT SEMT/EMSI/RT/99-038 A, CEA, 1999, 36 p.

[61] **MOUTAFIDOU, A., COMBESCURE, D., CHAUDAT, TH.** «U-shaped walls. Experimental results of the shaking table tests: wall No 1», Rapport DMT SEMT/EMSI/RT/99-056, CEA, 1999, 283 p.

[62] **PEGON, P. et all.** «U-shaped walls: Quasi-static test in the Y direction-test report», DRAFT, ELSA, Ispra (Italy), Joint Research Centre, 2000, 19 p.

[63] **PEGON, P. et all.** «U-shaped walls: Quasi-static test in the X direction-test report», DRAFT, ELSA, Ispra (Italy), Joint Research Centre, 2000, 23 p.

[64] **PEGON, P. et all.** «U-shaped walls: Quasi-static bi-axial test in the X and Y directions-test report», DRAFT, ELSA, Ispra (Italy), Joint Research Centre, 2000, 23 p.

[65] **PEGON, P. et al.** «Programme SAFE: Rapport du test T5», Technical Note No. I.98.66, ELSA, Ispra (Italy), Joint Research Centre, 1998, 77 p.

[66] **ILE, N., REYNOUARD, J. M.** «Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading», *Journal of Earthquake Engineering*, 2000, Vol 4, No 2, pp. 183-213.

[67] **ILE, N., FLEURY, F., MERABET, O., REYNOUARD, J. M., DUVAL, C.** «Modélisation numérique du comportement des murs porteurs sous séismes», en *Génie parasismique et réponse dynamique des ouvrages*, 4^{ème} Colloque national AFPS, 1996, Vol. 2, pp. 361-370, ISBN No 2-911709-00-4.

[68] **ILE, N., REYNOUARD, J. M.** «Validation sur trois essais SAFE de la modélisation de voiles en cisaillement sous séisme à l'aide du modèle béton à fissuration orthotrope», Rapport EDF/SEPTEN No. ND 2906 MS, 24/06/1999, 85 pp.

[69] **WEIHE, S., KROPLIN, B., de BORST, R.** «Classification of smeared crack models based on material and structural properties», *Int. J. Solids Structures*, 1998, Vol. 35, No. 12, pp. 1289-1308.

[70] **RAGUENEAU, F.** «Fonctionnement dynamique des structures en béton-influence des comportements hystérétiques locaux», *Thèse de doctorat*, Ecole Normale Supérieure de Cachan, 1999, 177 p.

[71] **MOLINA, F. J., PEGON, P.** «Identification of the damping properties of the walls of the SAFE program», Technical Note No. I.98.35, ELSA, Ispra (Italy), Joint Research Centre, 1998, 15 p.

[72] **CALVI, G. M.** «A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings», *Journal of Earthquake Engineering*, 1999, Vol 3, No 3, pp. 411-438.

[73] **CALVI, G. M. and PAVESE, A.** «Displacement based design of building structures», Fifth SECED Conference – European seismic design practice Research & Application, Rotterdam : A.S. Elnashai, 1995, pp. 127-132.

- [74] **PILAKOUTAS, K.** «Earthquake resistant design of reinforced concrete walls», *PhD Thesis*, University of London, 1990, 360 p.
- [75] **ELNASHAI, A. S. and PAPAZOGLU, A. J.** «Procedure and spectra for analysis of RC structures subjected to strong vertical earthquake loads», *Journal of Earthquake Engineering*, 1997, Vol. 1, No 1, pp. 121-155.
- [76] **FARDIS, M. N.** «Current trends in earthquake resistant analysis and design of reinforced concrete structures», Fifth SECED Conference – European seismic design practice Research & Application, Rotterdam : A.S. Elnashai,, 1995, pp. 375-382.
- [77] **MILLARD, A.** «Contribution à la modélisation à plusieurs échelles des matériaux et des structures», *Habilitation à diriger des recherches*, URG-Structures, l'INSA de Lyon, 1993, 137 p.
- [78] **COMBESCURE, D.** «Modélisation du comportement sous chargement sismique des structures comportant des murs de remplissage en maçonnerie», *Thèse de doctorat*, Ecole Centrale de Paris, 1996, 183 p.
- [79] **ILE, V., BIA, C., SOARE, M. V.** «Rezistenta materialelor si teoria elasticitatii » (en roumain), Bucharest : Editura Didactica si Pedagogica, 1983, 936 p.
- [80] **CEB** «RC elements under cyclic loading – State of the art report», Comité Euro-international du béton, Thomas Telford Publications, 1996, 190 p.
- [81] **CEB** «RC frames under earthquake loading– State of the art report», Comité Euro-international du béton, Thomas Telford Publications, 1996, 303 p.

ANNEXE

**PLANS DE FERRAILLAGE DES MAQUETTES
CAMUS I, CAMUS II et CAMUS III**

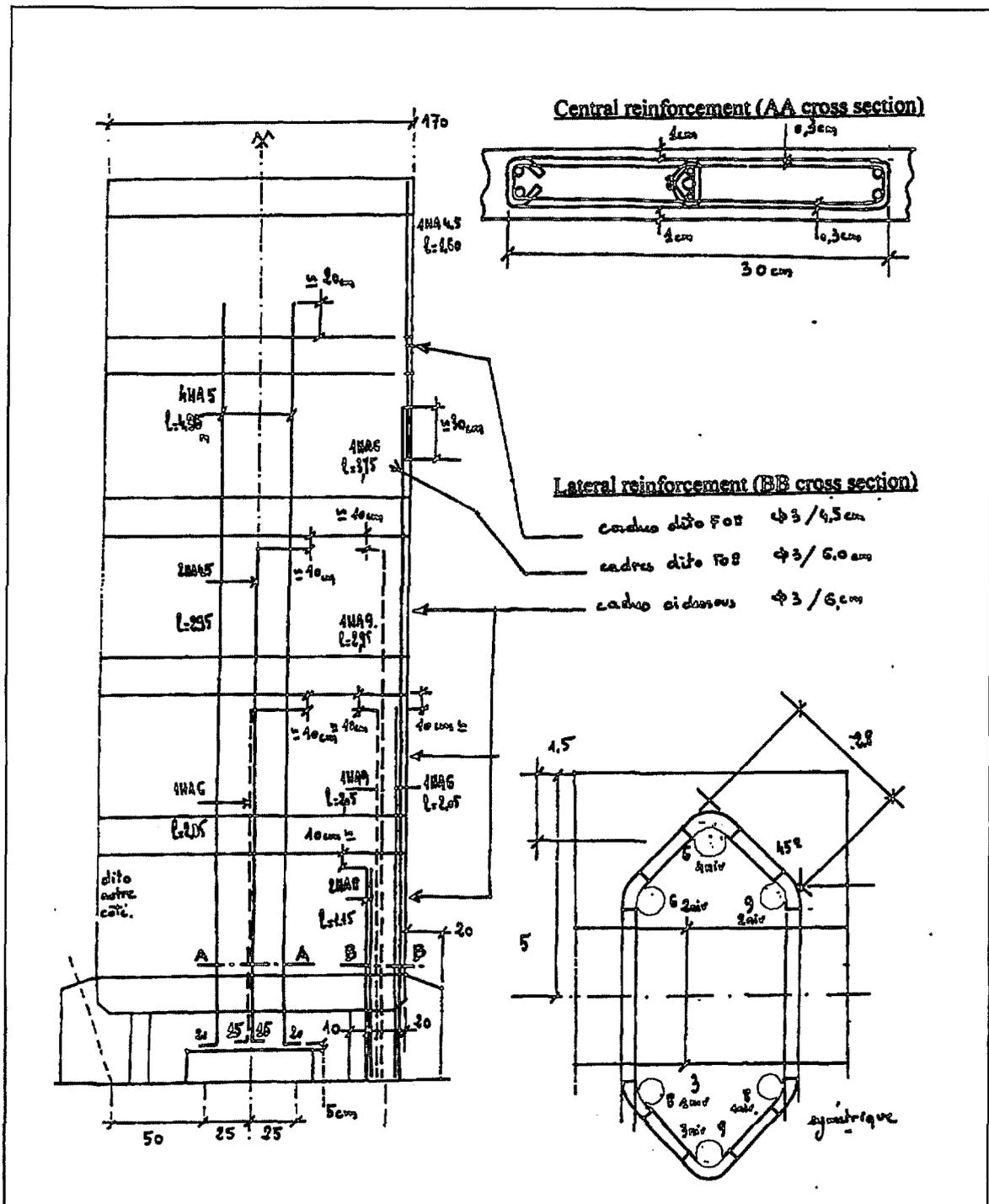


Figure A.1: Plan de ferrailage de la maquette CAMUS I (extrait de [44])

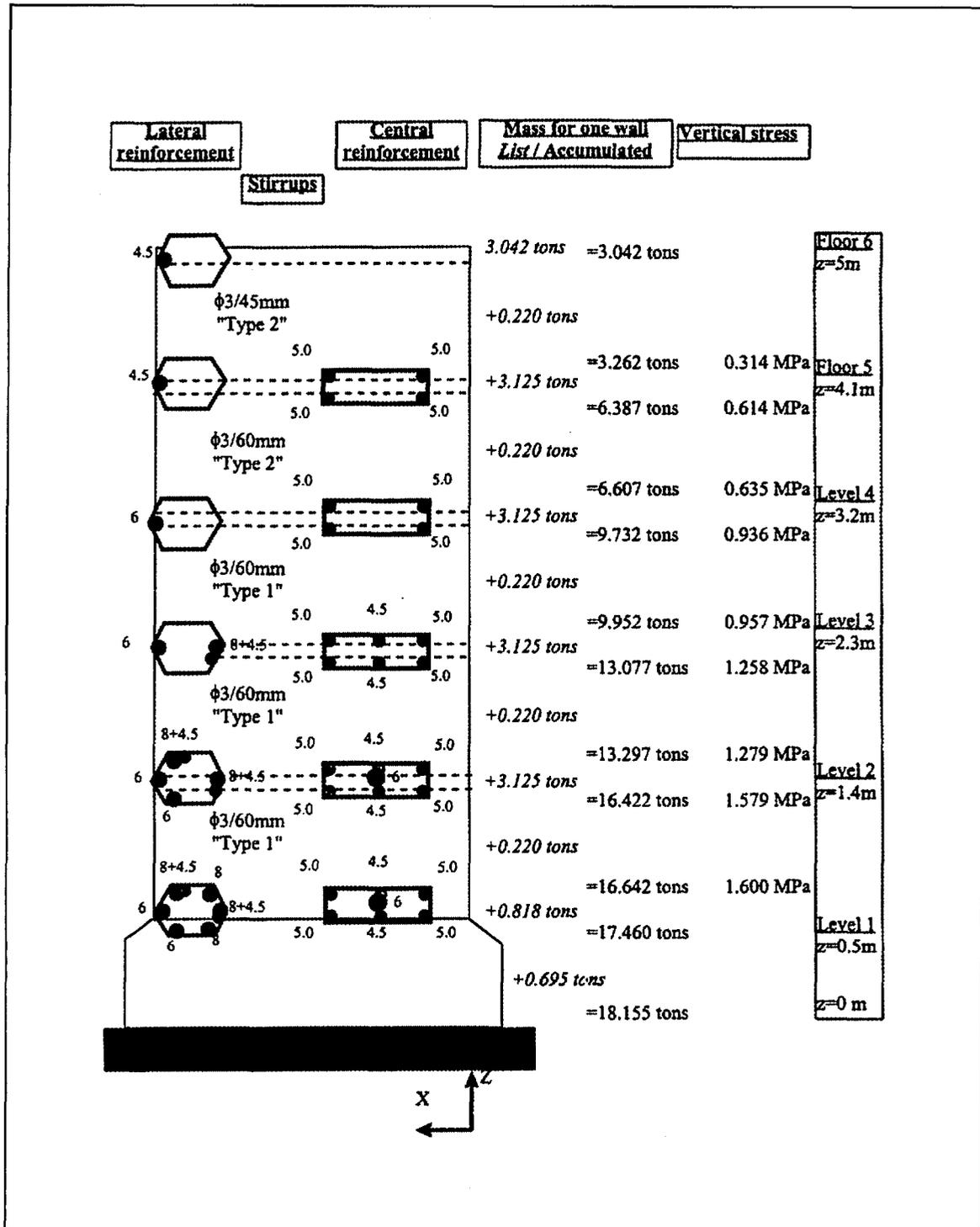


Figure A.2: Ferrailage et descente des charges pour la maquette CAMUS I (extrait de [44])

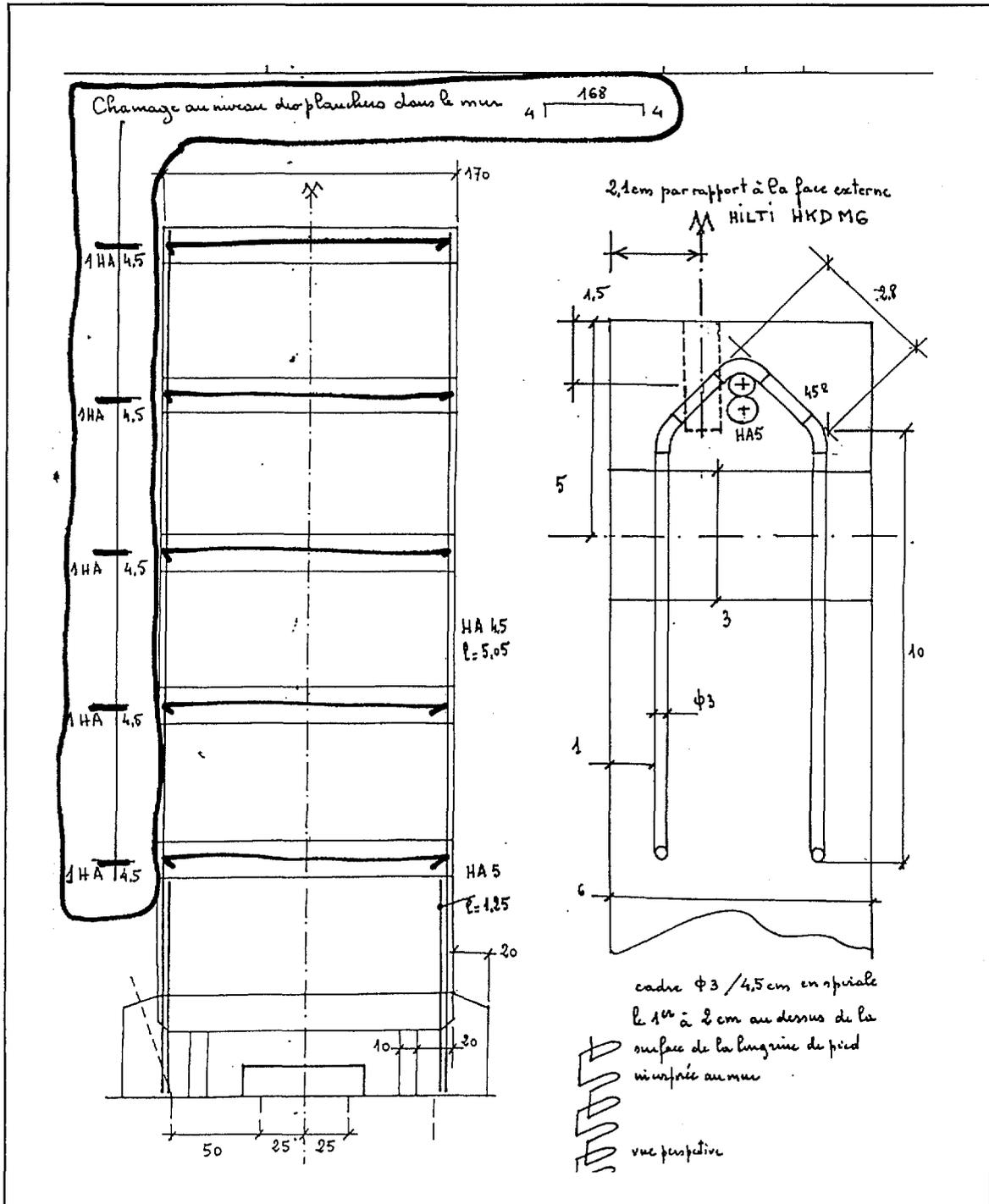


Figure A.3: Plan de ferrailage de la maquette CAMUS II (extrait de [42])

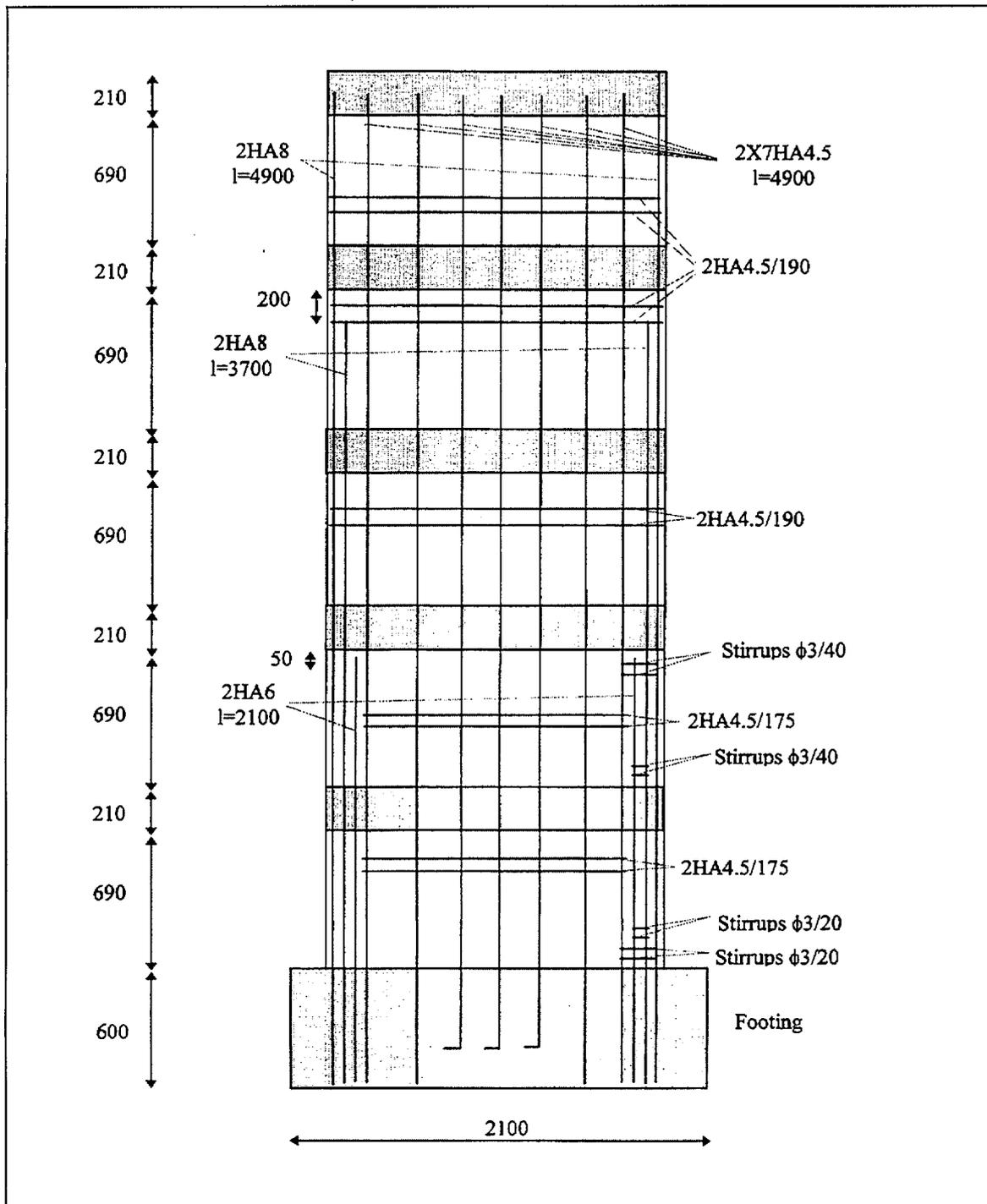


Figure A.4: Plan de ferrailage de la maquette CAMUS III (extrait de [46])

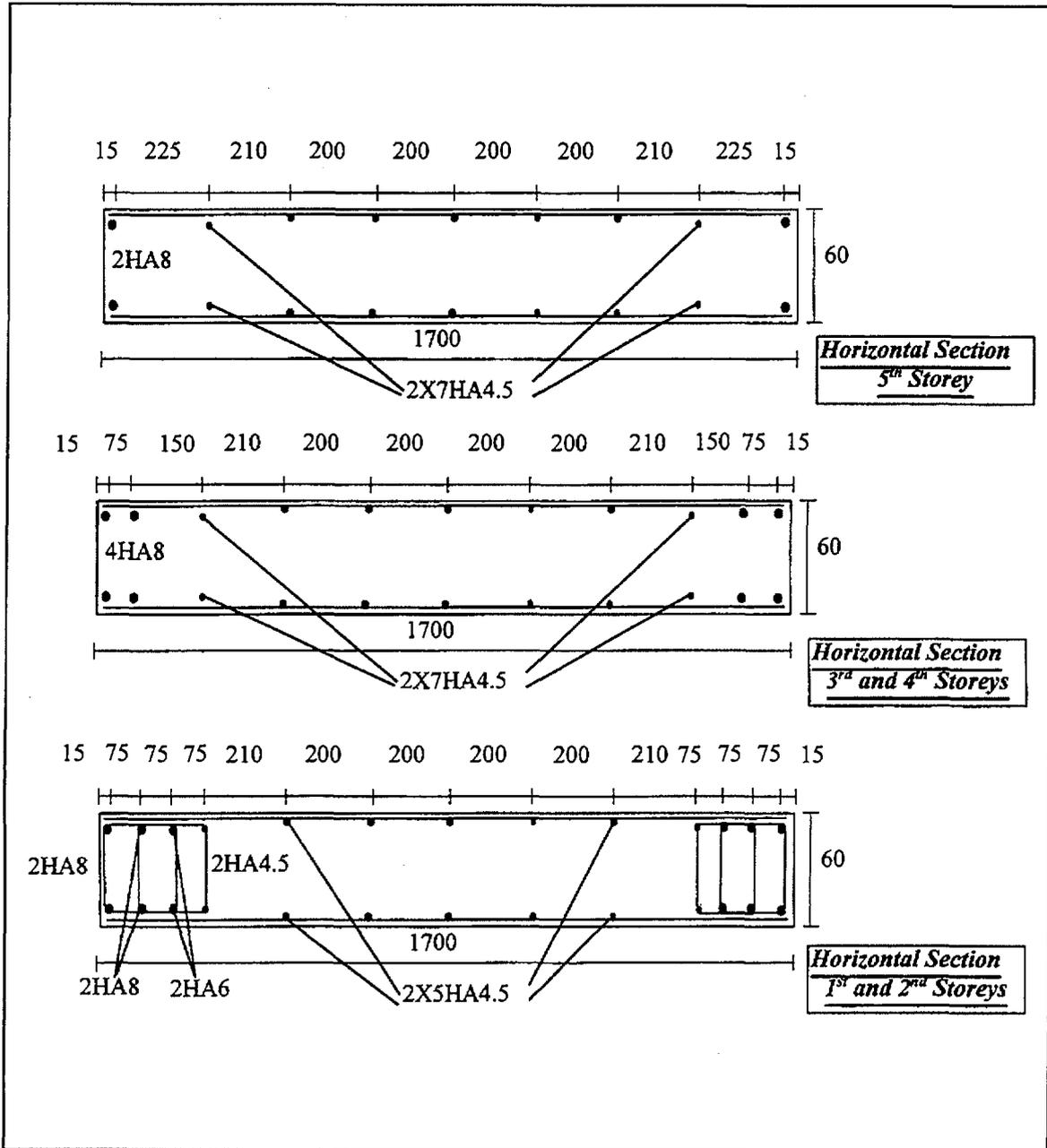


Figure A.5: Ferrailage de la section pour la maquette CAMUS III (extrait de [46])

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE SOUTENUE DEVANT L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

| | |
|--|---|
| NOM: ILE (avec précision du nom de jeune fille, le cas échéant) Prénoms : NICOLAE-IOAN | DATE DE SOUTENANCE : le 18 décembre 2000 |
| TITRE: CONTRIBUTION A LA COMPREHENSION DU FONCTIONNEMENT DES VOILES EN BETON ARME SOUS SOLLICITATION SISMIQUE: APPORT DE L'EXPERIMENTATION ET DE LA MODELISATION A LA CONCEPTION | |
| NATURE: Doctorat Génie Civil Formation Doctorale: Génie Civil: Sols, Matériaux, <u>Structures</u> , Physique du bâtiment | Numéro d'ordre: 96 ISAL |
| Cote B.I.U. – Lyon: T50/210/19 / et bis | CLASSE: |
| <p>RESUME: Cette thèse concerne le comportement des murs en béton armés sous sollicitation sismique. Son objectif est de proposer une modélisation fiable qui puisse aborder la réponse non linéaire d'une grande variété de murs sous sollicitation sismique et d'identifier les apports possibles d'une telle modélisation à la conception.</p> <p>Dans un premier temps, les caractéristiques du comportement des voiles sous séisme, certains principes de dimensionnement ainsi que les divers choix de modélisation sont discutés. Les lacunes identifiées justifient la typologie structurelle choisie et l'approche de modélisation adoptée. Trois familles de structures sont choisies: 1) Les murs élancés faiblement armés, 2) Les murs à section en U et 3) Les murs fortement armés faiblement élancés. Une approche locale est proposée, et les modèles des matériaux sont décrits en détail.</p> <p>Dans un deuxième temps, le comportement des maquettes CAMUS I et II faiblement armées, conçues d'après les règles PS92 et testées à la table vibrante dans le cadre du programme CAMUS est simulé à l'aide d'une approche 2-D. Pour la comparaison, le cas de la maquette CAMUS III, conçue selon l'EC 8 est également considéré.</p> <p>Nous abordons ensuite le cas des murs en U. Les résultats des simulations basées sur une modélisation 3-D coques sont confrontés à ceux issus des essais dynamiques et cycliques effectués dans le cadre du programme ICONS.</p> <p>La dernière partie s'attache à tester le modèle numérique dans le cas des murs fortement armés faiblement élancés, semblables à ceux utilisés dans le domaine de la construction nucléaire, soumis à des efforts de cisaillement. L'étude 2-D porte sur la simulation de trois essais pseudodynamiques effectués lors du programme SAFE.</p> <p>Les résultats numériques et expérimentaux sont comparés et discutés et les facteurs essentiels influençant le comportement des voiles sont mis en relief. Différents apports possibles à la conception sont présentés.</p> | |
| MOTS-CLES: voiles, murs, béton armé, sismique, cyclique, pseudodynamique, essais, modélisation, faiblement armé, section non rectangulaire, faiblement élancé, conception, PS92, EC8 | |
| Laboratoire (s) de recherches: Laboratoire URGC-Structures (INSA de Lyon) | |
| Directeur de thèse: Jean-Marie REYNOUARD | |
| Président du jury: Composition du jury: Michael N. FARDIS, Jacky MAZARS, Philippe BISCH, Gian Michele CALVI, Didier COMBESCURE, Claude DUVAL, Pierre PEGON, Jean-Marie REYNOUARD | |