

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

**COMPORTEMENT SISMIQUE D'UNE OSSATURE DUCTILE
EN BÉTON ARMÉ (R = 4)**

**PATRICK LAMONTAGNE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL**

**MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
JANVIER 1997**

© Patrick Lamontagne, 1997.



National Library
of Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

Acquisitions et
services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file *Votre référence*

Our file *Notre référence*

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-26489-0

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

**COMPORTEMENT SISMIQUE D'UNE OSSATURE DUCTILE
EN BÉTON ARMÉ (R = 4)**

présenté par: LAMONTAGNE Patrick

en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. TREMBLAY Robert, Ph.D., président

M. FILIATRAULT André, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. ROUX Richard, M.Sc.A., membre

REMERCIEMENTS

Je désire remercier le Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) qui m'a accordé une bourse d'études supérieures. Je désire également remercier mon directeur de recherche, M. André Filiatraut, pour sa disponibilité, son support et ses conseils.

Nous tenons à souligner l'étroite collaboration de M. Éric Lachapelle, M. Gérard Degrange, chef du laboratoire de structures, de Messieurs Patrice Bélanger et Denis Fortier qui se sont impliqués activement au projet expérimental.

Je voudrais finalement remercier M. Marc Savard du Ministère des Transports du Québec pour le prêt d'un système d'acquisition de données.

RÉSUMÉ

L'édition 1995 du Code national du bâtiment du Canada (CNBC) permet le dimensionnement d'ossatures ductiles en béton armé moyennant le respect de certaines normes reliées à des détails d'armature parasismique. Le chapitre 21 de la norme canadienne de béton armé A23.3-M94 contient les différentes clauses à respectées pour le dimensionnement d'ossatures en béton. Les ossatures ductiles se comportent bien lorsqu'elles sont soumises à différents essais en laboratoire. Elles possèdent une grande ductilité et absorbent bien l'énergie, mais leur comportement est encore incertain si un séisme majeur se produisait; un séisme ayant une accélération et une vitesse au sol plus grande que le spectre de référence utilisé par le CNBC (1995). Ce mémoire résume un programme expérimental qui porte sur le comportement d'une ossature ductile en béton armé soumise à un chargement dynamique. L'ossature ductile est soumise au chargement dynamique à l'aide du simulateur sismique du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal.

L'ossature est dimensionnée selon les exigences du CNBC et de la norme A23.3. Elle comporte deux travées et deux étages. Elle est construite à échelle une demie. Le logiciel d'analyse dynamique non-linéaire RUAUMOKO est utilisé pour réaliser une modélisation numérique de l'ossature. Ce logiciel d'analyse permet de prédire le comportement sismique du spécimen sous chargement dynamique. L'étude Vancouver

($a_{max} = 0,21g$ et $v_{max} = 0,21m/s$). Ce séisme est préalablement sélectionné et calibré à la valeur de a_{max} prescrite par le CNBC pour la région de Vancouver. Par la suite, le spécimen est soumis au même séisme mais à une intensité deux fois plus grande. L'ossature ductile en béton armé a bien réagi aux deux niveaux d'intensité. Le comportement observé a été du type «poutres faibles et poteaux forts» tel que prévu par les normes. Des rotules plastiques se sont formées à la base des poteaux du premier étage ainsi que dans les poutres à différentes sections. Les résultats expérimentaux indiquent que les ossatures ductiles en béton armé dimensionnées selon les normes parasismiques canadiennes sont adéquates pour résister à des séismes de forte intensité.

ABSTRACT

The amplitude of the design seismic lateral loads and the complexity of seismic reinforcement detailing to be incorporated in a reinforced concrete moment resisting framed structure in Canada depend on its available ductility capacity. In «ductile» moment resisting frames, the design lateral loads are reduced significantly, but the high ductility of the structure is ensured by strict detailing requirements to avoid premature brittle failure modes. This approach, according to the seismic design philosophy of the National Building Code of Canada, should offer an adequate level of seismic protection in the event of the design earthquake at the construction site. Considering the large uncertainties associated with the design earthquake, it is questionable if this level of protection is maintained under more severe ground motion intensities.

The objective of this investigation is to evaluate the level of protection offered by ductile reinforced concrete moment resisting framed structures. Shake table tests of a half scale moment resisting frame were performed on the high performance earthquake simulator at École Polytechnique. The frame had two bays and two storeys with overall dimensions of 5 m in width and 3 m in height. The structure was designed as a ductile moment resisting frame according to the current Canadian standards. Two levels of intensity were retained for the historical ground motions used in the shake table tests.

The first level was representative of the design earthquake at the site, while the amplitude of the ground motion was doubled in the second intensity.

The frame performed according to the code design philosophy for both intensity levels. Plastic hinges occurred in the beams and at the base of the first floor columns. The experimental results indicate that ductile reinforced concrete moment resisting frames, designed according to Canadian code requirements, are adequate to resist high intensity ground motions.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	vii
TABLE DES MATIÈRES	ix
LISTE DES FIGURES	xiii
LISTE DES TABLEAUX	xxvii
LISTE DES SYMBOLES	xxix
LISTE DES ANNEXES	xxxv
CHAPITRE 1: INTRODUCTION	1
1.1 Les problèmes reliés au dimensionnement parasismique des ossatures en béton armé	1
1.2 Objectifs du mémoire	4
1.3 Contenu du mémoire	4
CHAPITRE 2: DIMENSIONNEMENT DE L'OSSATURE À L'ÉTUDE	7
2.1 Description du bâtiment à l'étude	7
2.2 Calcul des charges	9
2.2.1 Charges gravitaires.....	9
2.2.2 Charges de vent	10
2.2.3 Charges sismiques.....	11
2.2.4 Combinaisons des charges.....	13
2.3 Dimensionnement de l'ossature.....	16
2.3.1 Dimensionnement des poutres.....	17

2.3.2	Dimensionnement des poteaux	20
2.3.3	Dimensionnement des joints.....	26
2.3.3.1	Installation de manchons.....	28
2.3.3.2	Installation des blocs de bout.....	30
2.3.5	Dimensionnement de la poutre de fondation.....	30
2.3.6	Description de l'ossature finale.....	31
2.4	Caractéristiques dynamiques de l'ossature.....	31
CHAPITRE 3: DESCRIPTION DES ESSAIS SISMIQUES.....		34
3.1	Fabrication du spécimen.....	34
3.2	Fabrication des masses.....	37
3.3	Caractérisation des matériaux.....	38
3.3.1	Acier d'armature de traction.....	38
3.3.2	Béton en compression.....	40
3.4	Montage expérimental.....	41
3.4.1	Description générale.....	41
3.4.2	Système d'attache des masses.....	44
3.4.3	Système de retenue latérale.....	44
3.5	Instrumentation.....	47
3.5.1	Jauges électriques de déformation.....	47
3.5.2	Capteurs de déplacement.....	47
3.5.3	Accéléromètres.....	48
3.5.4	Mesure mécanique de la courbure dans les membrures.....	48
3.6	Déroulement des essais sismiques.....	51
3.6.1	Choix de l'accélérogramme.....	51
3.6.1.1	Méthode d'analyse.....	53
3.6.2	Protocole expérimental.....	54

CHAPITRE 4: ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX.....	57
4.1 Comportement général du spécimen sous chargement statique.....	57
4.2 Comportement général du spécimen sous chargement dynamique.....	59
4.2.1 Intensité 1.....	59
4.2.2 Intensité 2.....	66
4.3 Variation des propriétés dynamiques.....	73
4.3.1 Fréquence naturelle.....	73
4.3.2 Amortissement visqueux équivalent.....	74
4.4 Résultats expérimentaux.....	76
4.5 Discussion des résultats expérimentaux.....	91
CHAPITRE 5: MODÉLISATION NON-LINÉAIRE DE L'OSSATURE.....	100
5.1 Le logiciel RUAUMOKO.....	100
5.1.1 Modèle préliminaire.....	101
5.1.2 Modèle corrigé.....	102
5.2 Modélisation de l'amortissement visqueux équivalent.....	103
5.3 Loi d'hystérésis.....	106
5.4 Modélisation des membrures.....	108
5.4.1 Détermination du moment de plastification (M_y).....	110
5.4.2 Détermination de la résistance flexionnelle nominale (M_n).....	111
5.4.3 Détermination de la résistance flexionnelle ultime (M_u).....	113
5.5 Caractérisation de la loi d'hystérésis.....	117
5.5.1 Rigidité initiale (k_o).....	117
5.5.2 Détermination de la résistance flexionnelle équivalente (M_{veq}).....	118
5.5.3 Détermination du facteur bilinéaire (r).....	119
5.5.4 Détermination du facteur alpha (α_D).....	121
5.6 Détermination des courbes d'interaction des poteaux.....	122

5.7	Comparaison des résultats expérimentaux avec les prédictions numériques du modèle préliminaire.....	124
5.8	Comparaison des résultats expérimentaux avec les prédictions numériques du modèle corrigé.....	124
5.9	Discussion des résultats.....	165
	CHAPITRE 6: MODÈLE NON-LINÉAIRE RAFFINÉ.....	169
6.1	Modifications apportées au modèle corrigé.....	169
6.2	Comparaison du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux.....	174
6.3	Discussion des résultats.....	195
	CHAPITRE 7: CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	203
	BIBLIOGRAPHIE.....	207
	ANNEXES.....	213

LISTE DES FIGURES

2.1	Vue en plan du bâtiment à l'étude.....	9
2.2	Élévation de l'ossature à l'étude.....	9
2.3	Diagramme de corps libre lors de la formation d'un mécanisme de rotules plastiques aux extrémités des poutres.....	21
2.4	Courbes d'interaction des poteaux.....	23
2.5	Diagramme de corps libre pour les poteaux.....	25
2.6	Diagramme de corps libre pour les joints.....	27
2.7	Vue latérale de l'ossature sur le simulateur sismique.....	33
3.1	Cage d'armature de l'ossature (vue en plan).....	35
3.2	Ossature mise en place dans le coffrage de la poutre de fondation.....	36
3.3	Sections des masses.....	38
3.4	Montage expérimental (vue latérale).....	42
3.5	Montage expérimental (vue de face).....	43
3.6	Système d'attache des masses (vue de dessous).....	46
3.7	Contreventements du système de retenue latérale.....	46
3.8	Emplacement des jauges électriques de déformation.....	48
3.9	Système mécanique de lecture des courbures.....	50
3.10	Disposition des systèmes mécaniques de lecture des courbures.....	51
3.11	Enveloppes des moments fléchissants obtenues de la combinaison des charges statiques avec les résultats de l'analyse spectrale (kN-m).....	56
4.1	Fissuration de l'ossature sous chargement statique.....	58
4.2	Déformations maximales des jauges électriques pour l'intensité 1 ($\mu\epsilon$)...	60
4.3	Fissuration de l'ossature après l'intensité 1.....	62
4.4	Fissuration du joint central après l'intensité 1.....	62
4.5	Fissuration d'un joint extérieur après l'intensité 1.....	63

4.6	Fissuration de la base du poteau central après l'intensité 1.....	64
4.7	Fissuration de la base d'un poteau extérieur après l'intensité 1.....	65
4.8	Déformations maximales des jauges électriques pour l'intensité 2 ($\mu\varepsilon$)...	67
4.9	Fissuration de l'ossature après l'intensité 2.....	68
4.10	Fissuration du joint central après l'intensité 2.....	69
4.11	Fissuration d'un joint extérieur après l'intensité 2.....	70
4.12	Fissuration de la base du poteau central après l'intensité 2.....	71
4.13	Fissuration de la base d'un poteau extérieur après l'intensité 2.....	72
4.14	Accélération absolues au premier étage (intensité 1).....	81
4.15	Accélération absolues au deuxième étage (intensité 1).....	81
4.16	Déplacement relatif au premier étage (intensité 1).....	82
4.17	Déplacement relatif au deuxième étage (intensité 1).....	82
4.18	Courbes d'hystérésis au premier étage (intensité 1).....	83
4.19	Courbes d'hystérésis au deuxième étage (intensité 1).....	83
4.20	Courbes d'hystérésis globales (intensité 1).....	84
4.21	Cisaillement à la base (intensité 1).....	84
4.22	Flèche au 2/3 d'une des poutres au premier étage (intensité 1).....	85
4.23	Énergie induite dans l'ossature (intensité 1).....	85
4.24	Accélération absolue au premier étage (intensité 2).....	86
4.25	Accélération absolue au deuxième étage (intensité 2).....	86
4.26	Déplacement relatif au premier étage (intensité 2).....	87
4.27	Déplacement relatif au deuxième étage (intensité 2).....	87
4.28	Courbes d'hystérésis au premier étage (intensité 2).....	88
4.29	Courbes d'hystérésis au deuxième étage (intensité 2).....	88
4.30	Courbes d'hystérésis globales (intensité 2).....	89
4.31	Cisaillement à la base (intensité 2).....	89
4.32	Flèche au 2/3 d'une des poutres au premier étage (intensité 2).....	90
4.33	Énergie induite dans l'ossature (intensité 2).....	90

5.1	Loi d'hystérésis de <i>Q-HYST</i>	101
5.2	Courbe $M-\varphi$ probable.....	103
5.3	Modèle de béton confiné.....	107
5.4	Caractérisation de la loi d'hystérésis.....	113
5.5	Modélisation des courbes d'interaction dans le logiciel RUAUMOKO...	117
5.6	Comparaison de l'accélération absolue au premier étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).....	125
5.7	Comparaison de l'accélération absolue au deuxième étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).....	126
5.8	Comparaison du déplacement relatif au premier étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	127
5.9	Comparaison du déplacement relatif au deuxième étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	128
5.10	Comparaison des courbes d'hystérésis au premier étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	129
5.11	Comparaison des courbes d'hystérésis au deuxième étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	130
5.12	Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	131
5.13	Comparaison du cisaillement à la base du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	132
5.14	Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre au premier étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	133
5.15	Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	134
5.16	Comparaison de l'accélération absolue au premier étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	135

5.17	Comparaison de l'accélération absolue au deuxième étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	136
5.18	Comparaison du déplacement relatif au premier étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	137
5.19	Comparaison du déplacement relatif au deuxième étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	138
5.20	Comparaison des courbes d'hystérésis au premier étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	139
5.21	Comparaison des courbes d'hystérésis au deuxième étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	140
5.22	Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	141
5.23	Comparaison du cisaillement à la base du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	142
5.24	Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre au premier étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	143
5.25	Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	144
5.26	Comparaison de l'accélération absolue au premier étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	145
5.27	Comparaison de l'accélération absolue au deuxième étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	146
5.28	Comparaison du déplacement relatif au premier étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	147
5.29	Comparaison du déplacement relatif au deuxième étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	148
5.30	Comparaison des courbes d'hystérésis au premier étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	149

5.31	Comparaison des courbes d'hystérésis au deuxième étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	150
5.32	Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	151
5.33	Comparaison du cisaillement à la base du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	152
5.34	Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre au premier étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	153
5.35	Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	154
5.36	Comparaison de l'accélération absolue au premier étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	155
5.37	Comparaison de l'accélération absolue au deuxième étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	156
5.38	Comparaison du déplacement relatif au premier étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	157
5.39	Comparaison du déplacement relatif au deuxième étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	158
5.40	Comparaison des courbes d'hystérésis au premier étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	159
5.41	Comparaison des courbes d'hystérésis au deuxième étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	160
5.42	Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	161
5.43	Comparaison du cisaillement à la base du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	162
5.44	Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre au premier étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	163

5.45	Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	164
5.46	Localisation des rotules plastiques pour le modèle préliminaire.....	160
5.47	Localisation des rotules plastiques pour le modèle corrigé.....	161
6.1	Comparaison de l'accélération absolue au premier étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	175
6.2	Comparaison de l'accélération absolue au deuxième étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	176
6.3	Comparaison du déplacement relatif au premier étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	177
6.4	Comparaison du déplacement relatif au deuxième étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	178
6.5	Comparaison des courbes d'hystérésis au premier étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	179
6.6	Comparaison des courbes d'hystérésis au deuxième étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	180
6.7	Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	181
6.8	Comparaison du cisaillement à la base du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	182
6.9	Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre au premier étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	183
6.10	Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1)	184
6.11	Comparaison de l'accélération absolue au premier étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	185
6.12	Comparaison de l'accélération absolue au deuxième étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	186

6.13	Comparaison du déplacement relatif au premier étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	187
6.14	Comparaison du déplacement relatif au deuxième étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	188
6.15	Comparaison des courbes d'hystérésis au premier étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	189
6.16	Comparaison des courbes d'hystérésis au deuxième étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	190
6.17	Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	191
6.18	Comparaison du cisaillement à la base du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	192
6.19	Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre au premier étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	193
6.20	Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2)	194
6.21	Localisation des rotules plastiques pour le modèle raffiné.....	197
6.22	Résultats de l'analyse statique équivalente.....	200
A.1	Disposition des noeuds et des éléments.....	214
A.2	Distribution des charges mortes non-pondérées (D).....	215
A.3	Distribution des charges vives non-pondérées (L).....	215
A.4	Distribution des charges latérales non-pondérées (E).....	216
B.1	Ossature finale.....	222
B.2	Disposition des frettes dans l'ossature.....	223
B.3	Poutre 155 X 155 (région confinée).....	224
B.4	Poutre 155 X 155 (région non-confinée)	224
B.5	Poutre 145 X 145 (région confinée).....	225
B.6	Poutre 145 X 145 (région non-confinée)	225

B.7	Poteau 140 X 180.....	226
B.8	Poteau 180 X 180.....	226
B.9	Poutre de fondation (420 X 500).....	227
B.10	Joint extérieur au 2 ^{ième} étage.....	228
B.11	Joint extérieur au 1 ^{ier} étage.....	228
B.12	Joint intérieur au 2 ^{ième} étage.....	229
B.13	Joint intérieur au 1 ^{ier} étage.....	229
D.1	Mode 1.....	234
D.2	Mode 2.....	234
D.3	Mode 3.....	235
D.4	Mode 4.....	235
D.5	Mode 5.....	238
E.1	Accélérogramme du séisme de Whittier (1 ^{ier} octobre, 1987).....	238
E.2	Spectre d'accélération du séisme de Whittier (1 ^{ier} octobre, 1987).....	238
E.3	Accélérogramme du séisme de Morgan Hill (24 avril, 1984).....	239
E.4	Spectre d'accélération du séisme de Morgan Hill (24 avril, 1984).....	239
E.5	Accélérogramme du séisme de Coalinga (22 juillet, 1983).....	240
E.6	Spectre d'accélération du séisme de Coalinga (22 juillet, 1983).....	240
E.7	Accélérogramme du séisme de San Fernando (9 février, 1971 (S.00.O)).....	241
E.8	Spectre d'accélération du séisme de San Fernando (9 février, 1971 (S.00.O)).....	241
E.9	Accélérogramme du séisme de San Fernando (9 février, 1971 (N.90.E)).....	242
E.10	Spectre d'accélération du séisme de San Fernando (9 février, 1971 (N.90.E)).....	242
E.11	Accélérogramme du séisme de Western Washington (13 avril, 1949).....	243

E.12	Spectre d'accélération du séisme de Western Washington (13 avril, 1949).....	243
F.1	Spectre de puissance sous chargement statique.....	245
F.2	Spectre de puissance après le séisme d'intensité 1.....	245
F.3	Spectre de puissance après le séisme d'intensité 2.....	245
F.4	Détermination de l'amortissement sous chargement statique (1 ^{ier} étage).....	246
F.5	Détermination de l'amortissement sous chargement statique (2 ^{ième} étage).....	247
F.6	Détermination de l'amortissement après le séisme d'intensité 1 (1 ^{ier} étage).....	248
F.7	Détermination de l'amortissement après le séisme d'intensité 1 (2 ^{ième} étage)	249
F.8	Détermination de l'amortissement après le séisme d'intensité 2 (1 ^{ier} étage).....	250
F.9	Détermination de l'amortissement après le séisme d'intensité 2 (2 ^{ième} étage).....	251
G.1	Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre ouest au joint central (intensité 1)	253
G.2	Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre ouest au joint central (intensité 1)	253
G.3	Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre est au joint central (intensité 1)	254
G.4	Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre est au joint central (intensité 1)	254
G.5	Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre au joint extérieur (intensité 1)	255

G.6	Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre au joint extérieur (intensité 1)	255
G.7	Déformations des barres longitudinales à la base du poteau central (ouest, intensité 1)	256
G.8	Déformations des barres longitudinales à la base du poteau central (est, intensité 1)	256
G.9	Déformations des barres longitudinales du poteau central en bas et à l'ouest du joint central (intensité 1)	257
G.10	Déformations des barres longitudinales du poteau central en bas et à l'est du joint central (intensité 1)	257
G.11	Déformations des barres longitudinales du poteau central en haut et à l'ouest du joint central (intensité 1)	258
G.12	Déformations des barres longitudinales du poteau central en haut et à l'est du joint central (intensité 1)	258
G.13	Déformations des barres longitudinales à la base du poteau extérieur (ouest, intensité 1)	259
G.14	Déformations des barres longitudinales à la base du poteau extérieur (est, intensité 1)	259
G.15	Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en bas et à l'ouest du joint (intensité 1)	260
G.16	Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en bas et à l'est du joint (intensité 1)	260
G.17	Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en haut et à l'ouest du joint (intensité 1)	261
G.18	Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en haut et à l'est du joint (intensité 1)	261
G.19	Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 1).....	262
G.20	Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 1).....	262

G.21	Accélération absolue horizontale du simulateur sismique (intensité 1).....	263
G.22	Déplacement absolu du simulateur sismique (intensité 1).....	263
G.23	Déplacement absolu horizontal du premier étage (intensité 1).....	264
G.24	Déplacement absolu horizontal du deuxième étage (intensité 1).....	264
G.25	Déplacement vertical au 1/3 de la poutre est (intensité 1).....	265
G.26	Déplacement vertical au 2/3 de la poutre est (intensité 1).....	265
G.27	Déplacement vertical au 1/3 de la poutre ouest (intensité 1).....	266
G.28	Déplacement vertical au 2/3 de la poutre ouest (intensité 1).....	266
H.1	Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre ouest au joint central (intensité 2)	268
H.2	Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre ouest au joint central (intensité 2)	268
H.3	Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre est au joint central (intensité 2)	269
H.4	Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre est au joint central (intensité 2)	269
H.5	Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre au joint extérieur (intensité 2)	270
H.6	Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre au joint extérieur (intensité 2)	270
H.7	Déformations des barres longitudinales à la base du poteau central (ouest, intensité 2)	271
H.8	Déformations des barres longitudinales à la base du poteau central (est, intensité 2)	271
H.9	Déformations des barres longitudinales du poteau central en bas et à l'ouest du joint central (intensité 2)	272
H.10	Déformations des barres longitudinales du poteau central en bas et à l'est du joint central (intensité 2)	272

H.11	Déformations des barres longitudinales du poteau central en haut et à l'ouest du joint central (intensité 2)	273
H.12	Déformations des barres longitudinales du poteau central en haut et à l'est du joint central (intensité 2)	273
H.13	Déformations des barres longitudinales à la base du poteau extérieur (ouest, intensité 2)	274
H.14	Déformations des barres longitudinales à la base du poteau extérieur (est, intensité 2)	274
H.15	Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en bas et à l'ouest du joint (intensité 2)	275
H.16	Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en bas et à l'est du joint (intensité 2)	275
H.17	Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en haut et à l'ouest du joint (intensité 2)	276
H.18	Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en haut et à l'est du joint (intensité 2)	276
H.19	Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 2).....	277
H.20	Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 2).....	277
H.21	Accélération absolue horizontale du simulateur sismique (intensité 2).....	278
H.22	Déplacement absolu du simulateur sismique (intensité 2).....	278
H.23	Déplacement absolu horizontal du premier étage (intensité 2).....	279
H.24	Déplacement absolu horizontal du deuxième étage (intensité 2).....	279
H.25	Déplacement vertical au 1/3 de la poutre est (intensité 2).....	280
H.26	Déplacement vertical au 2/3 de la poutre est (intensité 2).....	280
H.27	Déplacement vertical au 1/3 de la poutre ouest (intensité 2).....	281
H.28	Déplacement vertical au 2/3 de la poutre ouest (intensité 2).....	281
I.1	Diagramme moment-courbure de la poutre au 2 ^{ème} étage, région confinée (modèle préliminaire).....	298

I.2	Diagramme moment-courbure de la poutre au 2 ^{ième} étage, région non-confinée (modèle préliminaire).....	298
I.3	Diagramme moment positif-courbure de la poutre au 1 ^{ier} étage, région confinée (modèle préliminaire).....	298
I.4	Diagramme moment négatif-courbure de la poutre au 1 ^{ier} étage, région confinée (modèle préliminaire).....	298
I.5	Diagramme moment-courbure de la poutre au 1 ^{ier} étage, région non-confinée (modèle préliminaire).....	298
I.6	Diagramme moment-courbure d'un poteau extérieur au 1 ^{ier} étage (modèle préliminaire).....	299
I.7	Diagramme moment-courbure d'un poteau extérieur au 2 ^{ième} étage (modèle préliminaire).....	299
I.8	Diagramme moment-courbure du poteau central au 1 ^{ier} étage (modèle préliminaire).....	299
I.9	Diagramme moment-courbure du poteau central au 2 ^{ième} étage (modèle préliminaire).....	299
I.10	Diagramme moment-courbure de la poutre au 2 ^{ième} étage, région confinée (modèle corrigé).....	300
I.11	Diagramme moment-courbure de la poutre au 2 ^{ième} étage, région non-confinée (modèle corrigé).....	300
I.12	Diagramme moment positif-courbure de la poutre au 1 ^{ier} étage, région confinée (modèle corrigé).....	300
I.13	Diagramme moment négatif-courbure de la poutre au 1 ^{ier} étage, région confinée (modèle corrigé).....	300
I.14	Diagramme moment-courbure de la poutre au 1 ^{ier} étage, région non-confinée (modèle corrigé).....	300
I.15	Diagramme moment-courbure d'un poteau extérieur au 1 ^{ier} étage (modèle corrigé).....	301

I.16	Diagramme moment-courbure d'un poteau extérieur au 2 ^{ième} étage (modèle corrigé).....	301
I.17	Diagramme moment-courbure du poteau central au 1 ^{ier} étage (modèle corrigé).....	301
I.18	Diagramme moment-courbure du poteau central au 2 ^{ième} étage (modèle corrigé).....	301

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Moments fléchissants pondérés maximaux.....	18
2.2	Caractéristiques des poutres.....	19
2.3	Périodes fondamentales de l'ossature prédites par les modèles linéaires..	32
3.1	Caractéristiques de l'acier d'armature.....	39
3.2	Mélanges de béton.....	40
3.3	Séismes considérés.....	52
3.4	Résultats de l'analyse spectrale.....	54
4.1	Fréquences naturelles de l'ossature.....	73
4.2	Fractions d'amortissement critique de l'ossature.....	76
4.3	Sommaire des valeurs maximales pour les résultats expérimentaux.....	77
5.1	Fractions d'amortissement critique et pulsations de l'ossature.....	105
5.2	Comparaison entre les valeurs d'amortissement critique expérimentales et celles du modèle corrigé.....	106
5.3	Sommaire des valeur de M_y et de φ_y	111
5.4	Sommaire des valeur de M_n et de φ_n	112
5.5	Sommaire des valeur de M_u et de φ_u	116
5.6	Sommaire des caractéristiques équivalentes des membrures.....	120
6.1	Rigidité rotationnelle des ressorts.....	174
A.1	Moments fléchissants amplifiés dans les poutres du premier étage.....	217
A.2	Moments fléchissants redistribués dans les poutres du premier étage.....	217
A.3	Efforts tranchants dans les poutres du premier étage.....	217
A.4	Moments fléchissants amplifiés dans les poutres du deuxième étage.....	218
A.5	Moments fléchissants redistribués dans les poutres du deuxième étage..	218
A.6	Efforts tranchants dans les poutres du deuxième étage.....	218
A.7	Moments fléchissants amplifiés dans le poteau central.....	219

A.8	Moments fléchissants amplifiés dans les poteaux extérieurs.....	219
A.9	Facteurs d'amplification des efforts.....	219
A.10	Efforts trachants dans les poteaux.....	220
A.11	Efforts axiaux dans les poteaux.....	220

LISTE DES SYMBOLES

Alphabet latin:

- a : Accélération.
- A_{ch} : Aire du noyau de béton.
- A_g : Aire de la section brute du poteau.
- A_j : aire du joint;
- A_s : Aire de l'acier en traction.
- A_s' : Aire de l'acier en compression.
- A_{sh} : Aire d'acier de confinement requis dans les joints dans la direction perpendiculaire à h_c sur une distance s .
- b : largeur totale de la section.
- C : Constante.
- C_a : Coefficient d'accumulation.
- C_b : Coefficient de surcharge.
- C_c : Coefficient d'exposition.
- $C_p C_g$: Coefficient de pression maximale.
- C_s : Coefficient de pente du toit.
- C_w : Coefficient d'exposition au vent.
- D_1 : Diamètre nominale de l'armature longitudinale.pénétrant dans le manchon.
- D_2 : Diamètre nominale de l'armature constituant le manchon.
- D : Charges de gravité.
- d : Distance entre le point en compression le plus éloigné et le centre de gravité des aciers longitudinaux en traction.
- d_b : Diamètre de barres longitudinales le plus petit.
- E : Surcharges dues au tremblement de terre.

- E_c : Module d'élasticité du béton.
 E_{ct} : Module d'élasticité tangent du béton.
 $E_{induite}$: Énergie sismique induite.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier des barres longitudinales.
 E_{sh} : Module d'élasticité de l'armature transversale.
 F : Coefficient de fondation.
 F : Force.
 f_c : Contrainte en compression dans le béton (MPa).
 f_c' : Résistance à la compression du béton à 28 jours (MPa);
 f_u : Résistance ultime de l'acier des barres longitudinales.
 f_{uh} : Résistance ultime de l'armature transversale.
 f_y : Limite élastique de l'acier des barres longitudinales.
 f_{yh} : Nuance d'acier de l'armature transversale.
 f_{yh} : Limite élastique de l'acier de l'armature transversale.
 G : Module de cisaillement.
 h : Hauteur de l'étage.
 h'' : Largeur du noyau de béton mesuré à l'extérieur des frettes (mm).
 h_c : Hauteur du noyau de béton.
 I : Coefficient de priorité.
 I_{eq} : Inertie équivalente.
 I_g : Inertie de la section non-fissurée
 J : Constante de torsion.
 k : Rigidité d'une structure à un degré de liberté.
 k_i : Rigidité initiale de l'ossature expérimentale.
 k_o : Rigidité initiale.
 k_u : Rigidité de déchargement.
 L : Distance entre la section étudiée et le point d'inflexion de l'élément.
 L_p : Longueur des rotules plastiques dans les poutres.

- L_v : Charges vives.
 l : Longueur de l'élément
 l_c : Distance entre la section considérée et le point d'inflexion.
 l_j : Dimension du joint dans la direction des barres longitudinales.
 l_n : Longueur de la poutre entre les poteaux.
 l_o : Longueur de confinement des zones de rotules plastiques.
 M : Moment.
 M_{col} : Moment fléchissant transmis des poutres aux poteaux;
 M_{cr} : Moment de fissuration.
 M_f^+ : Moment fléchissant positif pondéré.
 M_f^- : Moment fléchissant négatif pondéré.
 M_n : Moment nominal.
 M_{nb} : Résistance flexionnelle nominale d'une poutre.
 M_{pb} : Résistance flexionnelle probable d'une poutre.
 M_{pb}^+ : Résistance flexionnelle probable positive d'une poutre.
 M_{pb}^- : Résistance flexionnelle probable négative d'une poutre.
 M_{pc} : Résistance flexionnelle probable d'un poteau.
 M_r^+ : Résistance flexionnelle positive pondérée.
 M_r^- : Résistance flexionnelle négative pondérée.
 M_{rc} : Résistance flexionnelle pondéré d'un poteau.
 M_u : Moment ultime.
 M_y : Moment de plastification.
 M_{yeq} : Résistance flexionnelle équivalente.
 m : Masse.
 N : Nombre d'étage.
 n : Nombre de cycles entre les crêtes.
 P_c : Charge critique de flambement des poteaux.
 P_f : Charge axiale pondérée dans les poteaux.

- P_t : Résistance maximale en traction d'un poteau.
 P_v : Charge verticale pondérée en travée des poutres.
 P_y : Charge axiale dans un poteau lors de la première plastification.
 Q : Surcharges dues aux variations de température.
 q : Pression dynamique due au vent.
 R : Coefficient de réduction des charges sismiques.
 R_a : Réaction à l'appui A.
 R_b : Réaction à l'appui B.
 r : Facteur bilinéaire.
 S : Coefficient de réponse sismique (fonction de la période fond. de la struct.).
 S_p : Indice de mécanisme plastique «Sway Potential Index».
 S_r : Surcharge de pluie.
 S_s : Surcharge de neige.
 S_{sr} : Surcharge vive due à la combinaison des charges de neige et de pluie.
 s : Espacement des frettes.
 s_h : Espacement de l'armature transversale (mm).
 T : Période naturelle amortie.
 t : Temps auquel X_n se produit.
 U : Facteur de calibrage.
 V_l : Cisaillement au 1^{ier} étage pour le mode 1.
 V_{base} : Cisaillement à la base.
 V_{col} : Effort tranchant engendré dans le poteau.
 V_e : Cisaillement à la base correspondant à une réponse élastique de la structure.
 V_{jf} : Cisaillement horizontal pondéré dans le joint.
 V_{rj} : Résistance pondérée du béton dans un joint.
 V_y : Cisaillement à la base lors de la première plastification de l'ossature.
 v : Vitesse horizontale maximale du sol en m/s.
 W : Surcharges dues au vent.

- W_E : Poids sismique (charge permanente + 25% de la surcharge de neige).
 X_n : Amplitude d'une crête d'un historique de déplacement obtenu d'essais en vibration libre.
 Z_a : Zone sismique d'accélération.
 Z_v : Zone sismique de vitesse.

Alphabet grecque:

- α : Facteur de proportionalité de la matrice de masse dans le modèle d'amortissement de Rayleigh.
 α_D : Coefficient de charge morte.
 α_E : Coefficient de charge sismique.
 α_{Lv} : Coefficient de charge vive.
 α_Q : Facteur de déchargement.
 α_T : Coefficient de charge de température.
 α_W : Coefficient de charge de vent.
 β : Facteur de proportionalité de la matrice de masse dans le modèle d'amortissement de Rayleigh.
 Ψ : Coefficient de simultanéité.
 γ : Coefficient de risque.
 λ : Facteur tenant compte de la faible densité du béton.
 δ : Décrément logarithmique.
 ω : Pulsation.
 ζ : Fraction d'amortissement critique.
 μ : Niveau de ductilité.
 φ : Courbure.

- φ_m : Courbure maximale.
 φ_y : Courbure à la première plastification.
 φ_n : Courbure lorsque la section atteint sa résistance flexionnelle nominale.
 φ_u : Courbure lorsque la section atteint sa résistance flexionnelle ultime.
 Δ_1 : Déplacement inter-étage au 1^{ier} étage.
 Δ_2 : Déplacement inter-étage au 2^{ième} étage.
 $\Delta_{simulateur}$: Déplacement absolu du simulateur sismique.
 ρ_{beton} : Densité du béton.
 ρ_{hc} : Rapport du volume d'armature de confinement (incluant l'acier comprimé) au volume de béton confiné.
 ρ_s : Rapport du volume d'armature transversale au volume de béton confiné.
 ϕ_c : Coefficient de réduction de la résistance du béton (0,6);
 ϕ_m : Coefficient de pondération (0,75).
 ϕ_s : Coefficient de tenu pour la résistance de l'acier.
 ε_c : Déformation unitaire du béton en compression.
 ε_c' : Déformation de la fibre extrême en compression (ε_c) correspond à la déformation du béton lorsqu'il atteint sa résistance maximale de compression.
 ε_s : Déformation de l'acier en traction
 ε_u : Déformation ultime de l'acier des barres longitudinales.
 ε_{uh} : Déformation ultime de l'armature transversale.
 σ_j : Contrainte de contact (friction).

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A: Modélisation linéaire de l'ossature.....	213
ANNEXE B: Dessins d'atelier.....	221
ANNEXE C: Calcul des manchons.....	230
ANNEXE D: Modes de déformation.....	233
ANNEXE E: Accélérogrammes et spectres d'accélération considérés (AHM = 0,21 g).....	237
ANNEXE F: Détermination des fréquences naturelles et des fractions d'amortissement critique.....	244
ANNEXE G: Historiques de tous les canaux du système d'acquisition de données (intensité 1).....	252
ANNEXE H: Historiques de tous les canaux du système d'acquisition de données (intensité 2).....	268
ANNEXE I: Calculs des propriétés des membrures pour les modèles non-linéaire.....	282

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Les problèmes reliés au dimensionnement parasismique des ossatures en béton armé.

Plusieurs séismes majeurs se sont produits à travers le monde au cours des dernières décennies. De nombreux édifices ont été détruits et de nombreuses vies perdues. Chercheurs et ingénieurs ont appris de ces événements. Ils ont établi des normes parasismiques pour le dimensionnement des structures dans le but de protéger la population. Le Code national du bâtiment du Canada (CNBC, 1995) est un recueil de normes minimales à suivre afin de concevoir des bâtiments sécuritaires pour le public. Ces normes sont basées sur des expériences effectuées en laboratoire ou sur des observations faites sur des structures réelles ayant subi des dommages suite à un tremblement de terre. Ces normes sont donc en constante évolution.

Les structures conçues selon le CNBC doivent posséder un certain niveau de résistance, rigidité et de ductilité. La rigidité doit être suffisante pour limiter les dommages architecturaux et structuraux lors de séismes mineurs. La résistance doit être suffisante pour maintenir l'intégrité de la structure lors de séismes d'intensité moyenne et

la ductilité permet au bâtiment de subir de grands déplacements inélastiques sans effondrement lors d'un séisme de grande intensité. Des bâtiments à l'épreuve des séismes majeurs pourraient être construits mais leur coût de construction serait prohibitif et non justifié étant donné la faible probabilité que ne surviennent de tels événements.

Ce système doit être conçu pour résister à un cisaillement à la base, un effort latéral théorique qui serait engendré lors d'un séisme. Ce cisaillement correspond à la réponse élastique de la structure réduite par un facteur R , s'échelonnant de 1,0 à 4,0. Le coefficient R attribué aux divers types de systèmes structuraux tient compte des points suivants: la capacité d'absorption d'énergie de la structure, la redondance et la rigidité du système de résistance latérale. L'ingénieur est libre de choisir le système de résistance aux forces latérales qu'il utilisera pour son bâtiment. À première vue, il semble plus économique de choisir un facteur de réduction $R = 4,0$ car les charges latérales à reprendre par le système de retenue sont plus faibles. Cependant, un tel coefficient signifie que la structure doit posséder une grande ductilité qui ne peut être obtenue qu'à l'aide de détails structuraux adéquats. Par exemple, les détails structuraux d'une ossature ductile en béton armé auxquels il faut porter une attention particulière sont:

- Barres d'acier d'armature soudable
- Détails de chevauchement spéciaux
- Armatures transversales de confinement pour les zones de rotules plastiques dans les poutres

- Armatures transversales de confinement sur toute la hauteur des poteaux du premier étage
- Armatures transversales de confinement pour les zones de rotules plastiques dans les poteaux
- Philosophie «poutres faibles et poteaux forts»
- Armatures transversales de confinement dans les joints poteau-poutre

Ces détails à respecter font qu'il est long et compliqué de mettre en place les cages d'armatures sur le chantier. Les ossatures ductiles ($R = 4$) sont donc bien souvent laissées de côté. Ce sont les ossatures à ductilité nominale ($R = 2$) qui sont le plus couramment utilisées car elles sont plus faciles à construire. Il semble évident qu'une ossature à ductilité nominale soit plus résistante aux charges latérales qu'une ossature ductile, puisque l'ossature à ductilité nominale est dimensionnée pour résister à un cisaillement à la base deux fois plus grand. Ceci n'est pas toujours le cas. En répondant à la philosophie «poutres faibles et poteaux forts» une ossature ductile se retrouve parfois avec des poteaux plus résistants que ceux de l'ossature à ductilité nominale. Ce phénomène est observé lorsque les charges de gravité sont importantes ou lorsque le bâtiment est peu élancé. Tout laisse supposer qu'une ossature à ductilité nominale pourrait ne pas bien se comporter advenant un séisme majeur. En ayant des poteaux moins résistants, les rotules plastiques ont tendance à se former dans les poteaux favorisant la formation d'un mécanisme qui pourrait créer l'instabilité globale de la

structure. De plus, l'ossature à ductilité nominale ne posséderait pas la ductilité nécessaire pour absorber l'énergie engendrée lors d'un tremblement de terre majeur du à un manque de frettes de confinement dans les joints et les poteaux.

1.2 Objectifs du mémoire.

Le principal objectif de ce mémoire est d'étudier le comportement sismique d'une ossature ductile en béton armé. Les différentes composantes structurales de l'ossature seront également étudiées, en particulier les joints et les zones de rotules plastiques. Nous tenterons de démontrer qu'une ossature ductile permettrait la survie d'un bâtiment soumis à un séisme majeur. Nous tenterons également de vérifier l'adéquation des articles du chapitre 21 de la norme canadienne de béton armé CSA (1994) et de proposer des améliorations s'il y a lieu.

1.3 Contenu du mémoire.

Ce mémoire se compose de sept chapitres. Le premier chapitre présente une brève introduction aux problèmes parasismiques. Dans le deuxième chapitre, le dimensionnement du bâtiment à l'étude est présenté. On y retrouve les charges de calcul, la répartition des efforts dans l'ossature ainsi que le dimensionnement des poutres, des

poteaux et des joints. Ce chapitre se termine avec une description des caractéristiques dynamiques du spécimen à l'étude.

Une description de la phase expérimentale est faite dans le troisième chapitre. La fabrication de l'ossature, des masses et du montage expérimental y est discutée. L'instrumentation utilisée pour recueillir les données est décrite dans ce chapitre. Finalement, les étapes qui ont conduit au choix d'un accélérogramme ainsi que le déroulement des essais dynamiques sont présentés.

Le quatrième chapitre présente les résultats expérimentaux. Une analyse du comportement de l'ossature après chaque essai dynamique est effectuée et la variation des propriétés dynamiques du spécimen y est détaillée. On y présente également plusieurs historiques de déplacement, d'accélération, de cisaillement et d'énergie sismique induite afin de bien comprendre le comportement du spécimen. Ce chapitre se termine par une brève discussion de ces résultats.

Le chapitre cinq traite de la modélisation non-linéaire de l'ossature à l'aide du logiciel RUAUMOKO (Carr, 1995). Ce logiciel d'analyse non-linéaire est brièvement décrit au début du chapitre. Différents aspects de la modélisation sont traités dont l'amortissement visqueux équivalent, les propriétés des membrures, les lois de comportement des matériaux, les lois d'hystérésis. Deux modèles sont présentés dans ce

cinquième chapitre. Le premier modèle représente l'ossature théorique. Les propriétés utilisées dans ce modèle sont celles supposées lors du dimensionnement. Le deuxième modèle est corrigé avec la valeur réelle des propriétés des matériaux obtenue lors d'essais. Les résultats expérimentaux sont comparés avec les prédictions des modèles numériques sous différents historiques. Une discussion termine ce chapitre.

Le sixième chapitre présente un modèle raffiné de l'ossature ductile. Les modifications apportées au modèle corrigé sont décrites dans le chapitre. Les prédictions du modèle raffiné sont comparées aux résultats expérimentaux à l'aide de graphiques. On discute de quelques problèmes rencontrés avec le logiciel RUAUMOKO et le chapitre se termine par une discussion.

Finalement, le dernier chapitre contient diverses conclusions et recommandations sur le dimensionnement parasismique des ossatures ductiles en béton armé. Ces conclusions et recommandations sont basées sur une analyse détaillée des résultats expérimentaux.

CHAPITRE 2

DIMENSIONNEMENT DE L'OSSATURE À L'ÉTUDE

2.1 Description du bâtiment à l'étude

Le bâtiment hypothétique étudié est situé dans la région de Vancouver. Il comporte deux travées et deux étages dans chacune des directions perpendiculaires. Il est dimensionné à échelle une 1:2; les capacités restreintes du simulateur sismique ne permettant pas l'utilisation d'une échelle plus grande. Il faut noter ici que l'ossature étudiée n'est pas un modèle à l'échelle 1:2 d'un bâtiment mais bien une structure dimensionnée selon le CNBC avec des dimensions réduites telles que données à la figure 2.2. Le système de contreventement latéral de cet édifice en béton armé est une ossature ductile résistant aux moments. Le système de plancher est composé d'une dalle unidirectionnelle supportée par des poutres secondaires. Cependant, les effets de la dalle n'ont pas été considérés pour le dimensionnement de l'ossature. Dans le plan étudié, la distance entre chaque poteaux est de 2,5 m et dans la direction perpendiculaire l'espacement est de 3,0 m. La hauteur de chaque étage est de 1,5 m. Le bâtiment est dimensionné selon les exigences du CNBC (1995) et de la norme canadienne de béton armé CSA (1994). Un coefficient de réduction des charges sismiques de $R = 4$ est utilisé pour le dimensionnement. La sismicité de la région de Vancouver se caractérise comme suit: $Z_a = 4$, $Z_v = 4$ et $\nu = 0,2$. Les coefficients Z_a et Z_v représentent les zones d'accélération et de vitesse prescrites au Canada pour les données climatiques du CNBC

(1995). La constante v est la vitesse horizontale maximale au sol pour la région de Vancouver. Les figures 2.1 et 2.2 représentent le bâtiment étudié.

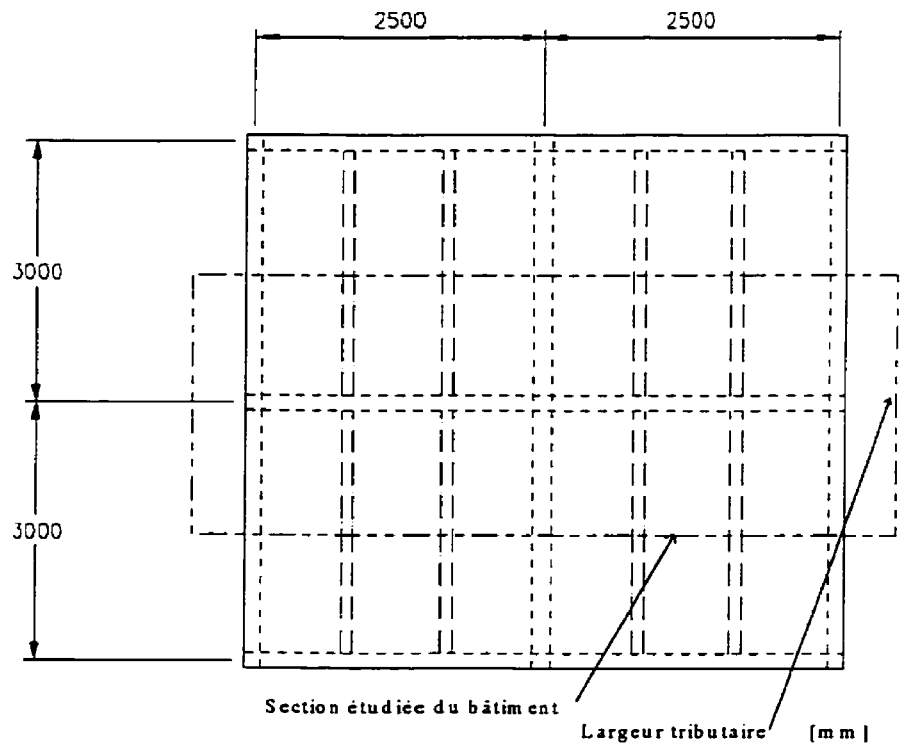


Figure 2.1: Vue en plan du bâtiment à l'étude.

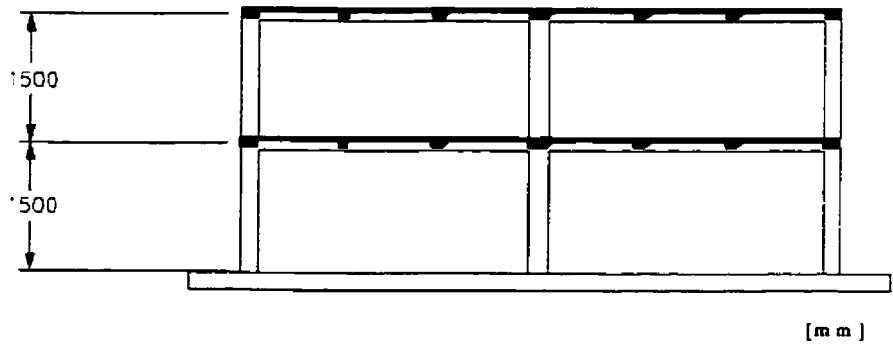


Figure 2.2: Élévation de l'ossature à l'étude.

2.2 Calcul des charges.

2.2.1 Charges de gravité.

Les charges de gravité se décomposent en deux parties: les charges mortes et les charges vives. Les charges mortes sont composées du poids propre de la structure et de divers éléments non-structuraux. Les charges vives comprennent la neige au toit ainsi que le poids des bureaux et des occupants. Les coefficients et les équations qui servent à déterminer les charges vives sont tirés du CNBC (1995).

La charge due à la neige et à la pluie (S_{sr}) est calculée avec l'équation suivante:

$$S_{sr} = (C_b \cdot C_w \cdot C_s \cdot C_a) S_s + S_r \quad (2.1)$$

où:

C_b : 0,8 (coefficient de surcharge);

C_w : 1,0 (coefficient d'exposition au vent);

C_s : 1,0 (coefficient de pente du toit);

C_a : 1,0 (coefficient d'accumulation).

Pour la région de Vancouver:

$$S_s = 2,5 \text{ kN/m}^2;$$

$$S_r = 0,3 \text{ kN/m}^2.$$

Les charges mortes de gravité sont les suivantes:

- partitions: 1,0 kN/m²;
- mécanique, électrique: 0,5 kN/m²;
- isolation: 0,5 kN/m²;
- poids propre du béton: 24 kN/m³.

Les charges vives de gravité sont les suivantes:

- bureaux à l'étage: 2,4 kN/m²;
- neige au toit (S_{sr}): 2,3 kN/m².

2.2.2 Charges de vent.

Les pressions causées par le vent (p) sont considérées comme des charges vives et doivent être calculées à l'aide de l'équation suivante CNBC (1995):

$$p = q \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_g \quad (2.2)$$

où:

C_e = 0,9, coefficient d'exposition;

$C_p C_g$ = 1,3 → et 2,3 ↑, coefficient de pression maximale;

q = 0,55 kPa, pression dynamique pour la région de Vancouver (1/30 ans).

La pression latérale exercée sur le bâtiment est égale à 0,644 kPa.

2.2.3 Charges sismiques.

Pour le bâtiment étudié, le CNBC (1995) permet d'utiliser la méthode de calcul statique. La structure doit être dimensionnée pour résister à un cisaillement à la base (V) dans chaque direction principale. Le cisaillement est donné par la formule suivante:

$$V = \left(\frac{V_e}{R} \right) U \quad (2.3)$$

où:

V_e = cisaillement à la base correspondant à une réponse élastique de la structure;

$U = 0,6$, facteur de calibrage;

R = coefficient de réduction de la charge sismique $\geq 1,0$.

Le cisaillement à la base élastique (V_e) est donné par l'équation suivante:

$$V_e = v \cdot S \cdot I \cdot F \cdot W_E \quad (2.4)$$

où:

v : vitesse horizontale maximale du sol en m/s;

S : coefficient de réponse sismique (fonction de la période fondamentale de la structure);

I : coefficient de priorité;

F : coefficient de fondation;

W_E : poids sismique (charge permanente + 25% de la surcharge de neige);

Il faut déterminer la période fondamentale de la structure. Elle est obtenue à l'aide d'une équation empirique contenue dans le chapitre 4 du CNBC (1995) pour une ossature en béton résistant aux moments. Voici cette équation:

$$T = 0,075 h_n^{3/4} \quad (2.5)$$

où h_n est la hauteur en mètre de l'édifice. La période fondamentale du bâtiment étudié est de 0,17 seconde. La coefficient de réponse sismique (S) est obtenu du chapitre 4 du CNBC (1995). Pour le bâtiment considéré:

ν = 0,2 m/s;

S = 3,0;

I = 1,0 bâtiment standard;

F = 1,0 bâtiment situé sur le roc;

W_E = 103,2 kN/travée.

Donc,

$$V_e = 0,2 \times 3,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 103,2 \text{ kN} = 61,9 \text{ kN/travée}$$

$$V = (103,2 \text{ kN} / 4) 0,6 = 9,3 \text{ kN/travée}$$

Le cisaillement à la base V est la somme algébrique des forces sismiques agissant sur les masses du bâtiment à la suite d'un mouvement horizontal à la base. Les forces sismiques (F_i) au niveau i étant proportionnelles aux poids (W_{Ei}), la répartition des forces s'obtient à l'aide de la formule suivante:

$$F_i = \left(W_{Ei} h_i / \sum_{j=1}^N W_{Ej} h_j \right) V \quad (2.6)$$

où h_i est la hauteur du niveau i au-dessus de la base et N est le nombre d'étages. Une fois la charge répartie, la force horizontale au premier étage est de 3,67 kN et de 5,63 kN au deuxième étage.

2.2.4 Combinaison des charges.

La méthode de calcul aux états limites est utilisée pour le dimensionnement de l'ossature. Il faut considérer l'effet le plus défavorable des charges pondérées. Cet effet est obtenu par la combinaison des effets causés par les charges de gravité (D), les charges vives (L_v), les variations de température (Q) et les surcharges dues au tremblement de terre (E) et au vent (W). Les effets sont multipliés par des coefficients de charge (α), un coefficient de simultanéité (ψ) et un coefficient de risque (γ). La simultanéité des charges est représentée par les équations suivantes:

$$\alpha_D D + \gamma \Psi \{ \alpha_{L_V} L_V + \alpha_W W + \alpha_T T \} \quad (2.7)$$

$$\alpha_D D + \gamma \{ \alpha_{L_V} L_V + \alpha_E E \} \quad (2.8)$$

Dans l'édition 1995 du CNBC, nous retrouvons pour la première fois deux équations où les effets dus aux séismes sont séparés de ceux dus au vent. Les effets dus aux séismes dépendent du niveau de déplacement et de la ductilité offerte par le système de résistance latérale et ne peuvent être considérés comme une force latérale au même titre que les charges de vent. Les charges sismiques visent à procurer à la structure une résistance suffisante pour absorber et dissiper l'énergie sans rupture.

Les effets dus au vent et à la température, n'étant pas critiques, ne sont pas considérés pour le calcul des efforts dans les membrures. Le cisaillement à la base distribué aux étages de l'ossature est appliqué dans les deux directions opposées. Voici les combinaisons de chargement utilisées:

1. $1,0 D$
2. $0,5 L_V$
3. $1,0 E$
4. $1,25 D + 1,5 L_V$
5. $1,0 D + 0,5 L_V + 1,0 E$

$$6. 1,0 D - 0,5 L_V - 1,0 E$$

$$7. 0,85 D + 1,0 E$$

$$8. 0,85 D - 1,0 E$$

Il est à noter que le chargement alterné des travées n'est pas effectué, puisque notre ossature sera chargée uniformément lors des essais. Les moments fléchissants dans les poutres dus aux charges gravitaires sont redistribués tels que permis par la norme CSA (1994). La redistribution permise est de 20 %. Les effets $P-\delta$ sont négligeables pour le cas étudié. Cependant, les moments fléchissants dus aux charges latérales sont amplifiés par un facteur δ_s pour tenir compte des effets $P-\Delta$. Le facteur δ_s est obtenu de l'expression 2.9. Nous retrouvons dans l'annexe A un schéma de l'ossature indiquant l'emplacement des noeuds (fig. A.1), des schémas donnant la distribution des charges non-pondérées (D , L_V et E) et des tableaux contenant les valeurs des moments fléchissants (tab. A1, A2, A4 et A5), des efforts tranchants (tab. A3, A6 et A10) et des efforts axiaux (tab. A11) à différentes sections.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_f}{\phi_m \sum P_c}} \quad (2.9)$$

où:

P_f : charge axiale pondérée dans les poteaux de l'étage considéré;

P_c : charge critique de flambement des poteaux;

ϕ_m : coefficient de pondération (0,75).

2.3 Dimensionnement de l'ossature.

La modélisation de l'ossature est faite avec le logiciel d'analyse linéaire SAP90 (Wilson et Habibullah 1992). Des éléments de type poutre à six degrés de liberté sont utilisés pour la modélisation. Pour le calcul des efforts dans les membrures, des extensions rigides sont introduites aux joints afin de ne pas sous-estimer la valeur des efforts. Ces extensions rigides sont retirées pour le calcul des déplacements latéraux; lorsqu'une ossature est soumise à un tremblement de terre, les joints perdent de leur rigidité et la présence d'extensions rigides peut sous-estimer la valeur des déplacements. La norme CSA (1994) suggère d'utiliser des inerties réduites lors de l'analyse pour tenir compte de la fissuration des éléments. Pour les poutres, l'inertie suggérée correspond à $0,40 I_g$, où I_g est l'inertie de la section brute. Pour les poteaux, elle équivaut à $0,70 I_g$. Il faut rappeler qu'une ossature ductile contient des détails spéciaux d'armatures pour assurer une grande ductilité. Le chapitre 21 de la norme CSA (1994) contient ces détails spéciaux pour le dimensionnement parasismique. Le dimensionnement détaillé de l'ossature n'est pas présenté, seulement les points importants sont discutés.

2.3.1 Dimensionnement des poutres.

L'ossature étudiée se compose de deux dimensions de poutres. Au premier étage, les poutres ont une largeur de 155 mm par une hauteur de 155 mm. Au toit, les dimensions sont de 145 mm par 145 mm. Les barres longitudinales utilisées sont de type M10. Des barres crénelées de plus petit diamètre auraient été préférables, mais ne sont pas disponibles. La nuance d'acier est de 400 MPa. Il est à noter que l'acier longitudinal dans les poutres n'est pas de type soudable contrairement à l'exigence de la clause 21.2.4.1 (une erreur de livraison est à la source du problème). Des barres d'acier soudable sont requises pour la confection d'ossature ductiles en béton armé car elles possèdent une plus grande ductilité et une meilleure résistance aux chargements cycliques. En utilisant de l'acier qui n'est pas de type soudable, il se pourrait que les poutres aient une capacité moindre de dissiper l'énergie induite. La résistance du béton est de 25 MPa et le recouvrement est de 15 mm. Les moments maximaux auxquels doivent résister les poutres sont obtenus de la combinaison de chargement 4 ($1,25 D + 1,5 L_V$). Les valeurs sont présentées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1: Moments fléchissants pondérés maximaux

	M_f^- (kN·m)	M_f^+ (kN·m)
1 ^{er} étage	8,8	7,6
2 ^{ième} étage	6,7	5,9

Un calcul préliminaire de la résistance flexionnelle des poutres avec le nombre de barres minimal, soit 4M10, montre que la capacité des poutres du 2^{ième} étage est suffisante pour résister au moment négatif et au moment positif. La capacité des poutres du 1^{ier} étage est adéquate pour résister au moment positif mais une troisième barre est nécessaire pour reprendre le moment négatif. Cette troisième barre est interrompue à une distance de 325 mm de la face du joint. Les schémas des sections de poutres sont présentés en annexe B (fig. B3-B6). Le tableau 2.2 contient les quantités d'acier dans les poutres ainsi que leur résistance flexionnelle.

Tableau 2.2: Caractéristiques des poutres

	A_s (mm ²)	A_s' (mm ²)	M_r^- (kN·m)	M_r^+ (kN·m)
145 x 145	200	200	7,1	7,1
155 x 155	200	200 / 300	7,8 / 11,5	7,8

Une fois le dimensionnement des aciers longitudinaux terminé, la quantité d'armatures transversales peut être déterminée. La méthode simplifiée de la norme canadienne est utilisée pour calculer les quantités requises. Le dimensionnement doit être conforme aux chapitres 11, 12 et 21 de la norme CSA (1994). Les armatures transversales utilisées sont faites de barres d'acier lisse de 1/8 de pouce de nuance 750 MPa. Le fait que les armatures transversales soient lisses ne devrait pas influencer le

comportement de l'ossature; les frettes servent davantage au confinement du noyau de béton pour le cas étudié.

Les frettes présentes dans les poutres servent à reprendre les efforts de cisaillement et à confiner le noyau de béton. Les poutres doivent résister à un effort tranchant qui est engendré par la plus critique des combinaisons de chargement ou bien par la formation d'un mécanisme de rotules plastiques aux extrémités de la poutre. La figure 2.3 représente le diagramme de corps libre utilisé pour calculer la distribution de l'effort tranchant qui est engendré par le mécanisme de rotules plastiques. La valeur des charges verticales au $1/3$ et $2/3$ de la portée (P_v) correspond à la combinaison de chargement 5 ($1,0 D + 0,5 L_v + 1,0 E$). Cette valeur est choisie car elle représente la charge probable qu'une structure supporterait lors d'un séisme. Les valeurs de M_{pb}^- et M_{pb}^+ représentent les moments probables ($\phi_s = 1,25$, $\phi_c = 1,0$) qui seraient développés lors de la plastification de la poutre. Cependant, les espacements requis pour résister aux efforts de cisaillement pondérés ne gouvernent pas pour le dimensionnement. Les espacement de frettes maximaux sont donnés par les clauses 21.3.3.3 et 21.3.3.5. La clause 21.3.3.3 a pour but d'éviter le flambement des barres longitudinales dans la zone de rotules plastiques à la face des poteaux. La longueur de la zone de rotules plastiques est égale à $2d$. L'espacement qui gouverne dans cette zone pour les deux types de poutres est de $d / 4$. À l'extérieur de ces régions, un espacement maximal de $d / 2$,

déterminé à l'aide de la clause 21.3.3.5, est celui qu'il faut retenir. Nous retrouvons dans l'annexe B un schéma montrant la disposition des frettes dans les poutres (fig. B2).

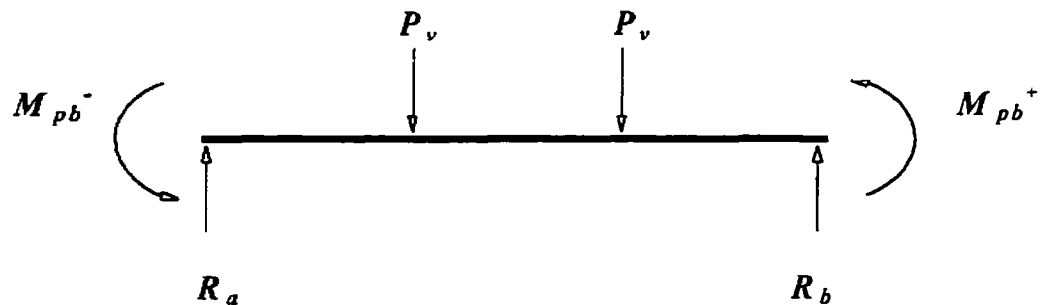


Figure 2.3: Diagramme de corps libre lors de la formation d'un mécanisme de rotules plastiques aux extrémités des poutres.

2.3.2 Dimensionnement des poteaux.

L'ossature étudiée se compose de deux dimensions de poteaux. Les poteaux extérieurs ont une section de 180 mm de largeur par une hauteur de 140 mm et le poteau central mesure 180 mm par 180 mm. Des barres longitudinales M10 de type soudable sont utilisées pour la fabrication des poteaux.

Une ossature ductile doit répondre à la philosophie de «poutres faibles et poteaux forts» afin d'avoir un bon comportement lors d'un séisme; il faut que les

poteaux soient en mesure de résister de façon élastique lors de la plastification des poutres. La clause 21.4.2.2 de la norme CSA (1994) contient les exigences à suivre afin de respecter cette philosophie. Voici l'équation suggérée:

$$\sum M_{rc} \geq 1,1 \sum M_{nb} \quad (2.10)$$

où:

$\sum M_{rc}$: somme des moments résistants ($\phi_s = 0,85$, $\phi_c = 0,6$) des poteaux à un assemblage;

$\sum M_{nb}$: somme des moments résistants nominaux ($\phi_s = \phi_c = 1,0$) des poutres à un assemblage;

L'équation 2.10 montre que la résistance pondérée d'un poteau doit être plus grande que la résistance nominale des poutres qui s'y rattachent. Les combinaisons de chargement discutés à la section 2.2.4 ne gouvernent donc pas pour le dimensionnement des poteaux. Pour les poteaux extérieur, deux lits de 3 M10 sont nécessaires afin résister à la plastification des poutres tandis que le poteaux central requiert deux lits de 4 M10. Les schémas des sections de poteaux sont présentés en annexe B (fig. B7 et B8). La figure 2.4 représente les courbes d'interaction pondérées des poteaux.

Une fois le dimensionnement des aciers longitudinaux terminé, la quantité d'armatures transversales peut être déterminée. Le dimensionnement doit être conforme

aux chapitres 11, 12 et 21 de la norme CSA (1994) et la méthode simplifiée est utilisée pour calculer les quantités requises. Les frettes utilisées sont les mêmes que celles des poutres.

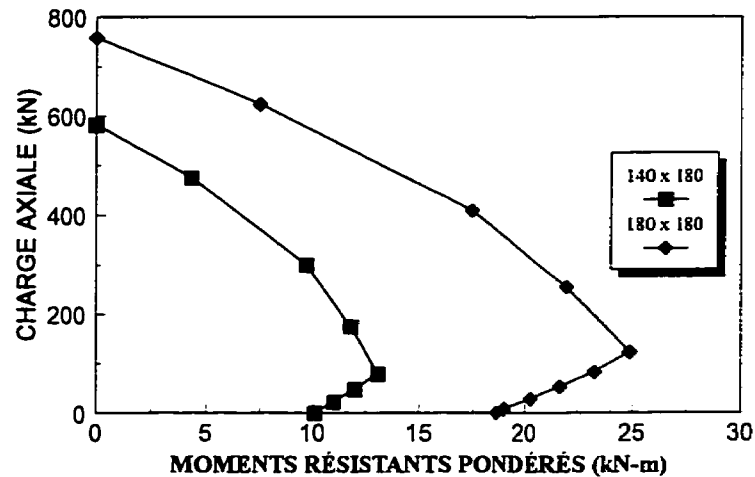


Figure 2.4: Courbes d'interaction des poteaux.

Un poteau doit résister à l'effort tranchant engendré par la plus critique des combinaisons de chargement ou par la formation d'un mécanisme de rotules plastiques dans les poutres assemblées au poteau. Lorsque que le poteau est situé au 1^{er} étage, le calcul de la distribution se fait en supposant que le poteau se plastifie à sa base. La figure 2.5 représente le diagramme de corps libre utilisé pour calculer la distribution des efforts tranchants dans les poteaux du 1^{er} étage lors de la formation d'un mécanisme de rotules plastiques dans les poutres assemblées au poteau.. Les équations 2.13 et 2.14 servent à calculer le cisaillement dans les poteaux. Cependant, ce sont les critères de

confinement qui gouvernent l'espacement des frettes dans chacun des poteaux. Les poteaux du 1^{ier} étage doivent être confinés sur toute la hauteur de l'étage tandis que les poteaux de l'étage supérieur doivent répondre aux exigences de confinement sur une longueur l_0 , au-dessus et en-dessous des joints. La valeur de l_0 est déterminée à l'aide de la clause 21.4.4.5. Elle est égale à 450mm pour l'ossature considérée. Pour le poteau central, la quantité d'acier requise pour le confinement est donnée par une des équations de la clause 21.4.4.2. Voici cette équation:

$$A_{sh} = 0,09 \ s \ h_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \quad (2.11)$$

où:

- A_{sh} : Aire d'acier de confinement requise dans la direction perpendiculaire à h_c sur une longueur s ;
- s : Espacement des frettes;
- h_c : Hauteur du noyau de béton;
- f_c' : Résistance à la compression du béton;
- f_{yh} : Limite élastique des frettes.

Nous obtenons un espacement maximal de 34 mm sur toute la hauteur du 1^{ier} étage ainsi que sur les distances l_0 du poteau du 2^{ième} étage. Ailleurs, l'espacement maximal est de 65 mm. Cette dernière valeur correspond à un des critères de la clause 21.4.4.6 qui

stipule que l'espacement hors des zones de rotules plastiques ne peut être supérieur à $6d_b$, où d_b est le plus petit diamètre des barres longitudinales. Pour les poteaux extérieurs, la clause 21.4.4.2 gouverne également pour les régions confinées mais la quantité d'acier requise est donnée par l'équation suivante:

$$A_{sh} = 0,3 s h_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (2.12)$$

où:

A_g : Aire de la section du poteau;

A_{ch} : Aire du noyau de béton.

Un espacement maximal de 30 mm est exigé pour les zones de rotules plastiques au 1^{er} et au 2^{ème} étage. Notons qu'une épingle à dû être ajoutée pour augmenter la quantité d'acier de confinement afin d'avoir un espacement raisonnable. Ailleurs, la clause 21.4.4.6 gouverne avec un espacement de frettes simples de 65 mm. Nous retrouvons dans l'annexe B un schéma montrant la disposition des frettes dans les poteaux (fig. B2).

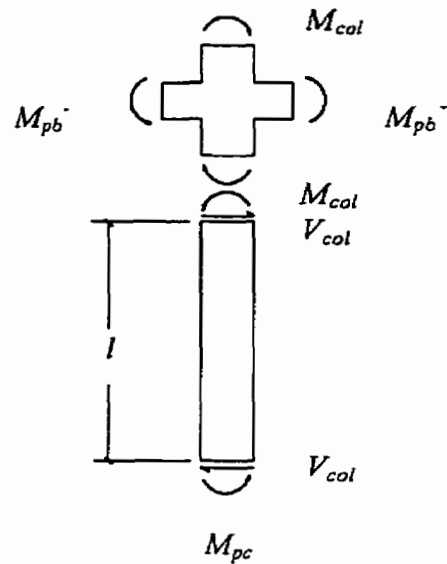


Figure 2.5: Diagramme de corps libre pour les poteaux.

$$M_{col} = (M_{pb}^- + M_{pb}^+) \times \frac{\text{rigidité du poteau}}{\sum \text{rigidité des poteaux}} \quad (2.13)$$

$$V_{col} = \frac{M_{col} + M_{pc}}{l} \quad (2.14)$$

où:

M_{pb}^- : résistance flexionnelle probable positive d'une poutre;

M_{pb}^+ : résistance flexionnelle probable négative d'une poutre;

M_{pc} : résistance flexionnelle probable d'un poteau;

M_{col} : moment transmis des poutres aux poteaux;

V_{col} : effort tranchant engendré dans le poteau.

l : longueur de l'élément

2.3.3 Dimensionnement des joints.

Les joints sont dimensionnés conformément aux exigences de la clause 21.6 de la norme CSA (1994). Ils doivent être confinés conformément à la clause 21.6.2, afin de préserver l'intégrité du béton dans l'assemblage. Les joints doivent résister à un cisaillement horizontal (V_{jf}) engendré par la formation de rotules plastiques dans les poutres. Les efforts dans les joints sont calculés en considérant une contrainte dans les aciers de $1,25 f_y$. La figure 2.6 représente le diagramme de corps libre utilisé pour déterminer le cisaillement dans les joints. La valeur de V_{jf} est donnée par l'équation 2.15.

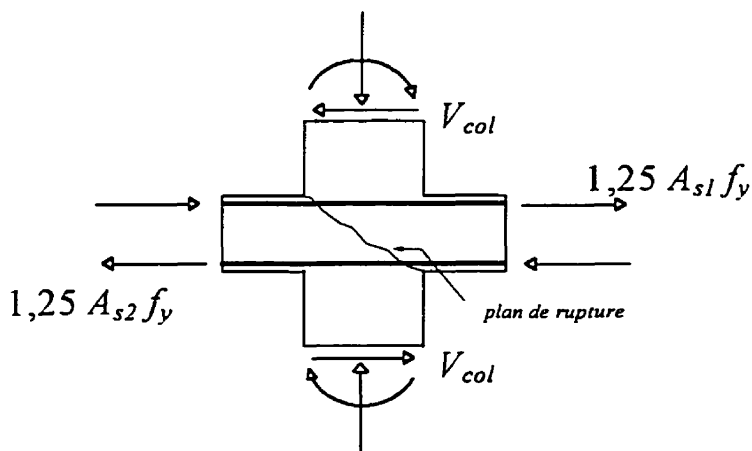


Figure 2.6: Diagramme de corps libre pour les joints.

$$V_{\bar{f}} = 1,25 A_{s1} f_y + 1,25 A_{s2} f_y - V_{col} \quad (2.15)$$

La résistance du béton dans les joints (V_{η}) est obtenue des équations de la clause 21.6.4.1. La résistance du béton dépend du confinement provenant des poutres encastrées dans le joint. Voici ces équations:

- $2,4 \lambda \phi_c \sqrt{f_c'} A_j$, joint confiné sur les 4 faces;
- $1,8 \lambda \phi_c \sqrt{f_c'} A_j$, joint confiné sur 2 ou 3 faces;
- $1,5 \lambda \phi_c \sqrt{f_c'} A_j$, autre.

où:

- A_j : aire du joint (= aire de la section du poteau);
- f_c' : résistance à la compression du béton à 28 jours (MPa);
- ϕ_c : coefficient de réduction de la résistance du béton (0,6);
- λ : facteur tenant compte de la faible densité du béton.

La résistance des joints (V_{η}) du poteau central et des poteaux extérieurs à l'étage n'est pas suffisante pour reprendre les efforts de cisaillement pondérés ($V_{\bar{f}}$). En se basant sur la philosophie de Paulay et Priestley (1992), des frettes sont ajoutées, en plus des

armatures de confinement, afin d'obtenir une résistance adéquate. Les schémas des joints sont présentés en annexe B (fig. B10-B13).

2.3.3.1 Installation des manchons.

La clause 21.6.5.6 de la norme de béton armé limite le diamètre des barres longitudinales (d_b) passant à travers le joint. Le diamètre maximal se définit comme suit:

$$d_b \leq \lambda \frac{l_j}{24} \quad (2.16)$$

où:

l_j : dimension du joint dans la direction des barres longitudinales.

Cette clause permet de s'assurer que l'adhérence des barres longitudinales est suffisante pour transmettre les efforts de cisaillement dans le joint lors de la formation de rotules plastiques dans les poutres. Notons que cette clause est surtout applicable pour les joints centraux de la structure étudiée. Les dimensions des joints du poteau central ne sont pas suffisantes pour satisfaire l'exigence de cette clause; les barres longitudinales M10 n'ont pas une surface d'adhérence suffisante dans les joints pour transmettre les efforts de cisaillement. Des manchons ont dû être installés à l'intérieur des joints sur les barres longitudinales des poutres afin d'obtenir l'adhérence désirée. Les manchons sont fabriqués de barres d'armature de plus gros diamètre qui sont évidées afin d'introduire les barres M10. Les barres M10 sont ensuite soudées aux manchons. Nous avons calculé

que des manchons fabriqués avec des barres M20 assureraient une adhérence adéquate. Un exemple de calcul relatif à la détermination du diamètre des manchons au joint central du 1^{ier} étage est présenté à l'annexe C. Il y a également les barres longitudinales des poteaux qui ne satisfont pas la clause 21.6.5.6. Cependant, il est peut probable que les aciers longitudinaux dans les poteaux se plastifient car l'ossature étudiée répond à la philosophie de «poutres faibles et poteaux forts», aucun manchon ne sera donc ajouté dans les poteaux.

2.3.3.2 Installation des blocs de bout.

Les longueurs de développement requises par la clause 21.6.5.2 pour assurer l'ancrage des barres longitudinales sont plus grandes que les dimensions des joints. Les barres longitudinales de notre ossature ne peuvent donc pas être ancrées dans les joints confinés avec un crochet à 90°. Des blocs de bout sont ajoutés afin de permettre l'ancrage des barres. De cette façon, les aciers longitudinaux passent à travers le joint et vont s'ancrer dans les blocs de bout avec un crochet à 180°.

2.3.5 Dimensionnement de la poutre de fondation.

Nous avons conçu une poutre de fondation afin de pouvoir installer l'ossature sur le simulateur sismique. Il faut rappeler que la longueur de l'ossature étudiée est de 5

mètres tandis que les dimensions du simulateur ne sont que de 3,4 m par 3,4 m. La poutre de fondation est dimensionnée de façon à ce que la partie en port-à-faux n'influence pas le comportement sismique de l'ossature. Les efforts choisis pour le dimensionnement correspondent à la charge axiale du cas de chargement 4 ($1,25 D + 1,5 L$) combinée avec un moment fléchissant équivalent à la plastification de la base du poteau extérieur. La section de la poutre de fondation fait 420 mm de largeur par 500 mm de hauteur. Un total de 14000 mm^2 d'acier est réparti dans la section afin que la poutre ne fissure pas lors des essais expérimentaux. La section de la poutre de fondation est présentée dans l'annexe B (fig. B9).

2.3.6 Description de l'ossature finale.

Le spécimen étudié est une ossature ductile en béton armé qui est composé de deux travées et de deux étages. Chaque étage mesure 1500mm et les travées font 2500 mm chacune. L'ossature est construite à échelle 1:2. Les poteaux extérieurs ont une dimension 140mm x 180mm et le poteau intérieur mesure 180mm x 180mm. Les poutres du 1^{ier} étage ont une section de 155 mm x 155 mm tandis que les poutres du 2^{ième} étage font 145mm x 145mm. Les poteaux de l'ossature sont encastés dans une poutre de fondation. Des schémas de l'ossature finale et de ses différentes parties se retrouvent en annexe B (fig. B1). La figure 2.7 représente une vue latérale de l'ossature installée sur le simulateur sismique.

2.4 Caractéristiques dynamiques de l'ossature.

Nous avons déterminé les périodes fondamentales et les modes de déformation de l'ossature à l'aide du logiciel SAP90. Deux modèles sont présentés; le premier représente l'ossature non-fissurée (avant sollicitation sismique) et le deuxième l'ossature fissurée (après sollicitation et dégradation des éléments). Voici les caractéristiques de chaque modèle:

1^{ier} modèle

- Rotation des joints permise;
- Poids propre du cadre considéré;
- I_g pour les poutres et les poteaux;
- Extensions rigides incorporées.

2^{ième} modèle

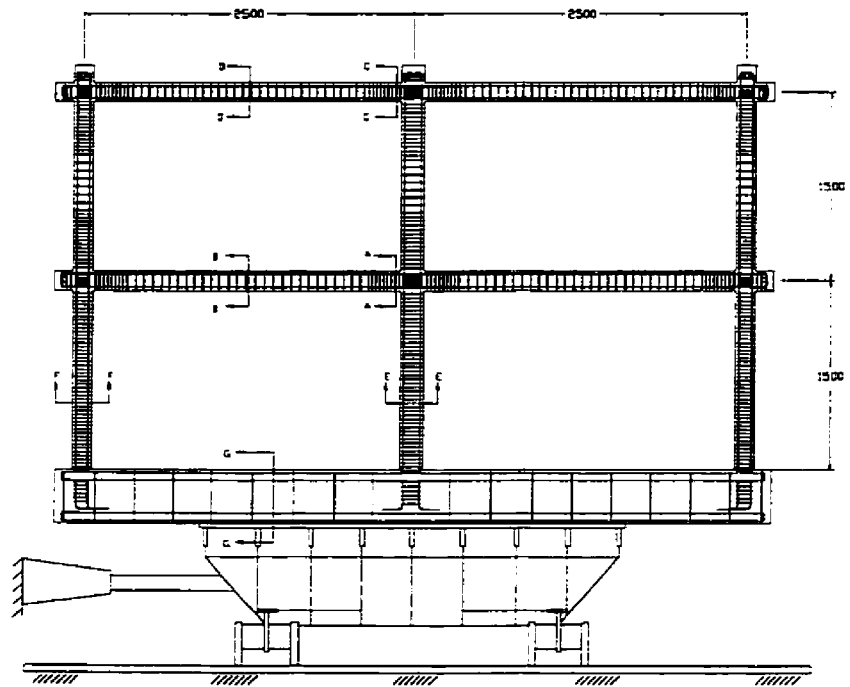
- Rotation des joints permise;
- Poids propre du cadre considéré;
- $0,4 I_g$ pour les poutres et $0,7 I_g$ pour les poteaux;
- Extensions rigides négligées.

Le tableau 2.3 contient les périodes des cinq premiers modes de chaque modèle.

Les modes de déformation de l'ossature sont présentés en annexe D (fig. D1-D5).

Tableau 2.3: Périodes de l'ossature prédites par les modèles linéaires.

mode	période (s)	
	1 ^{er} modèle	2 ^{ème} modèle
1	0,253	0,376
2	0,090	0,137
3	0,084	0,124
4	0,075	0,120
5	0,074	0,119



[mm]

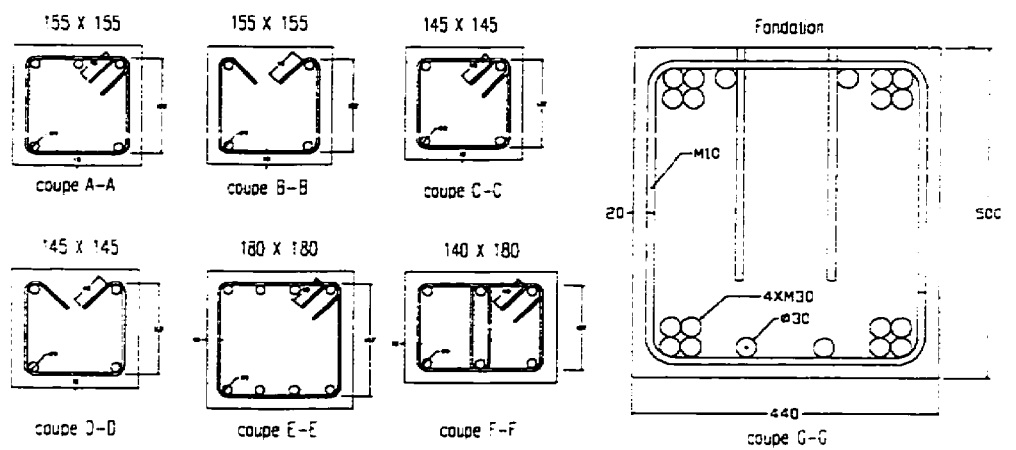


Figure 2.7: Vue latérale de l'ossature sur le simulateur sismique.

CHAPITRE 3

DESCRIPTION DES ESSAIS SISMIQUES

3.1 Fabrication du spécimen.

L'ossature a été fabriquée au laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal. La fabrication du spécimen s'est effectuée en deux étapes principales: la coulée de l'ossature et la coulée de la poutre de fondation. Le ferrailage de l'ossature est la première opération qui a été effectuée. La cage d'armature a ensuite été installée dans le coffrage qui a été construit dans le plan horizontal (voir figure 3.1). Cette position est privilégiée afin de faciliter la mise en place du béton. Une fois l'ossature coulée, la cage d'armature de la poutre de fondation a été construite puis installée dans le coffrage. Lorsque le béton de l'ossature fut mûri, l'ossature a été relevée à la verticale puis positionnée dans le coffrage de la poutre de fondation (voir figure 3.2). Cette étape était cruciale pour la réussite des essais; huit cylindres métalliques ont été installés verticalement dans le coffrage de la poutre de fondation afin de laisser passer les tiges servant à ancrer le spécimen sur le simulateur sismique. Ces cylindres ont été alignés et positionnés de façon à ce que les ouvertures coïncident avec les trous d'ancrage du simulateur sismique. Nous devons nous assurer que l'ossature soit parallèle à ces trous pour ne pas créer d'excentricité lors des essais sismiques.

La dernière étape de la fabrication du spécimen consistait à couler la fondation. Notons que des crochets ont été installés sur la poutre de fondation afin de pouvoir déplacer le spécimen sans avoir à toucher à l'ossature.

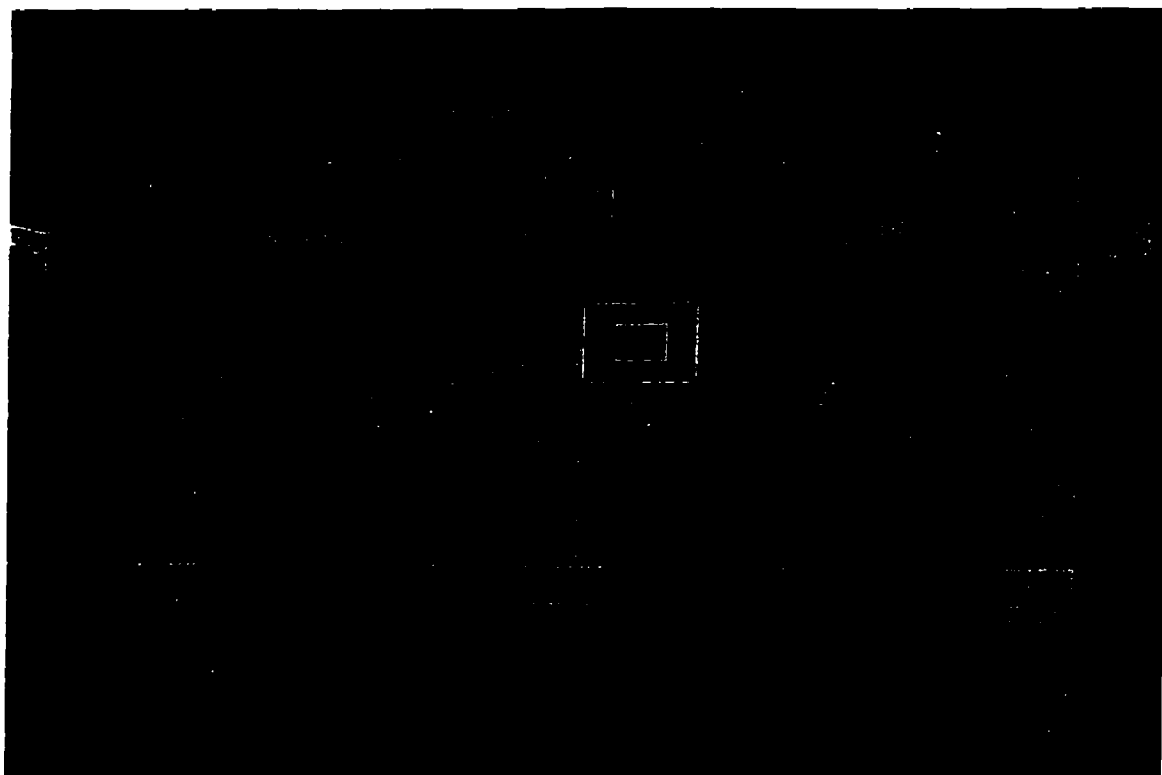


Figure 3.1: Cage d'armature de l'ossature (vue en plan).

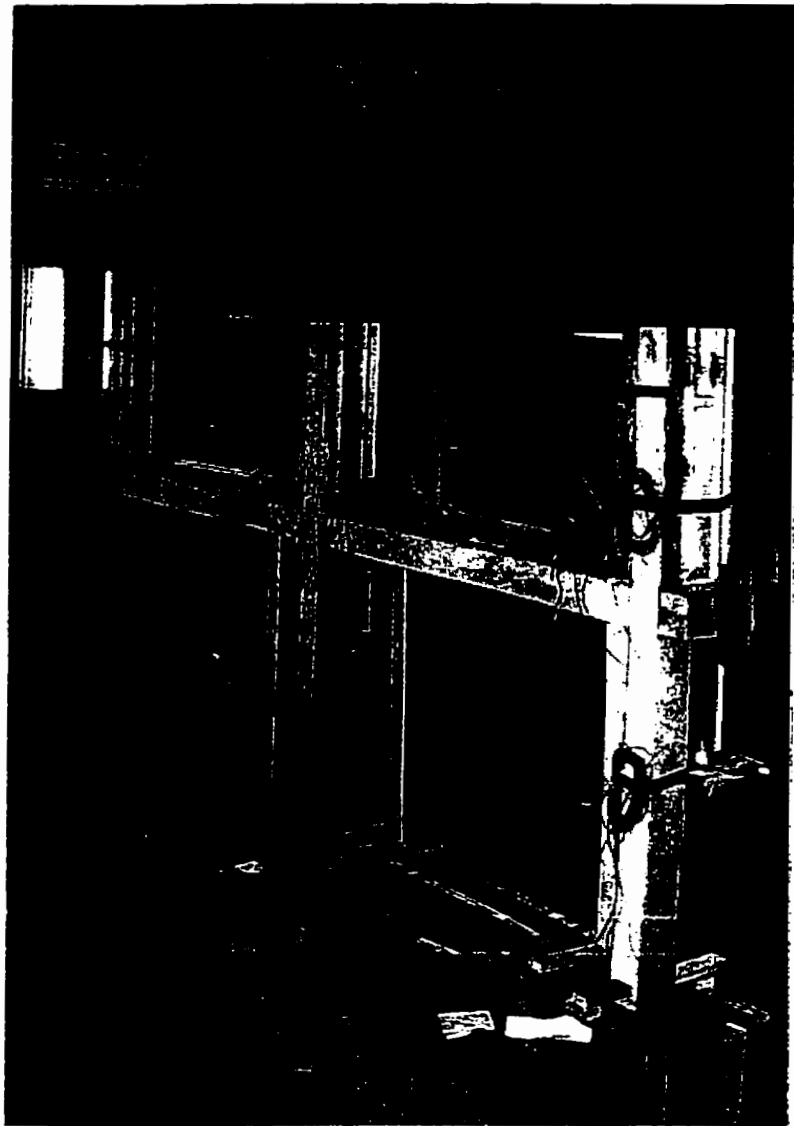


Figure 3.2: Ossature mise en place dans le coffrage de la poutre de fondation.

3.2 Fabrication des masses.

Des masses en béton ont été installées sur l'ossature afin de représenter les charges qui seraient supportées par l'édifice lors d'un séisme. Leur poids correspond à 100 % de la charge morte (1,0 D). Les charges vives ne sont pas considérées pour le calcul des masses car le poids du montage expérimental approchait les limites de la capacité de la table vibrante. Quatre masses sont nécessaires pour le montage expérimental. Les deux masses du 1^{er} étage pèsent 27 kN chacune tandis que celles du 2^{ème} étage font 16 kN. La section des masses est en forme de «U» inversé. Cette section a été choisie afin que le centre de gravité des masses coïncide avec le centre de gravité des poutres de l'ossature. De cette façon, la modélisation numérique est facilitée. Les contraintes pour les dimensions extérieures des masses étaient la longueur de la masse (1800 mm) et l'espacement entre les deux pattes de la masse qui devaient être plus grand que 500 mm. Les dimensions de la section des masses ont été optimisées à l'aide d'une routine construite sur une feuille de calcul. Le critère qui gouvernait la quantité d'armature dans les masses était la quantité d'acier minimale. La figure 3.3 montre la section des masses utilisées.

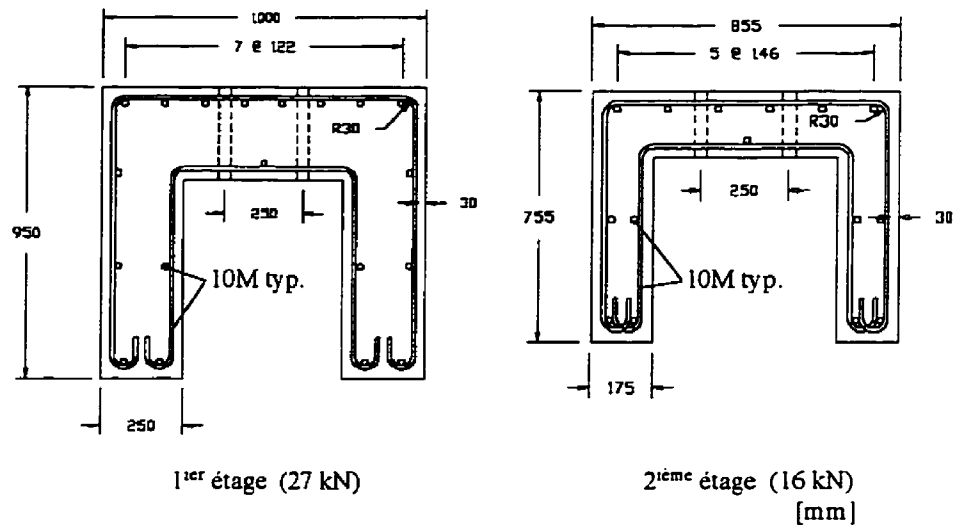


Figure 3.3: Sections des masses.

3.3 Caractérisation des matériaux.

3.3.1 Acier d'armature en traction.

Les barres d'acier utilisées pour les armatures longitudinales de l'ossature sont des 10M. La nuance est de 400 MPa. Les barres des poteaux sont de type soudable et conformes à la norme CSA G30.18. Les barres des poutres sont également conformes à la norme CSA G30.18 mais, tel que mentionné plutôt, ne sont pas de type soudable contrairement à l'exigence de la clause 21.2.4.1. Les barres d'acier utilisées pour la confection des frettes ont un diamètre de 0,125 pouce (3,2 mm). Elles sont lisses et ont une nuance de 750 MPa (acier C1018). Des armatures lisses (acier C1018) de 0,25

pouce (6.35 mm) de diamètre sont utilisées dans les joints (voir figures B10-B13 de l'annexe B) afin de reprendre les efforts de cisaillement et d'augmenter l'espacement maximal requis. Des essais de traction ont été réalisés sur les différents types de barres et les résultats obtenus sont montrés au tableau 3.1.

Tableau 3.1: Caractéristiques de l'acier d'armature.

Barre d'armature	Limite d'élasticité (MPa)	Limite ultime (MPa)	Déformation ultime (%)	Module d'élasticité (GPa)
10M W400	$f_y = 420$	$f_u = 580$	$\epsilon_u = 20,4$	$E_s = 200$
10M 400	$f_y = 420$	$f_u = 580$	$\epsilon_u = 19,6$	$E_s = 200$
1 / 8 pouce	$f_{yh} = 750$	$f_{uh} = 900$	$\epsilon_{uh} = 5,0$	$E_{sh} = 200$
1 / 4 pouce	$f_{yh} = 650$	$f_{uh} = 750$	$\epsilon_{uh} = 6,5$	$E_{sh} = 200$

Notons qu'aucun essai de traction n'a été effectué sur l'acier de la poutre de fondation car cette poutre a été dimensionnée de façon à ne pas atteindre le moment de fissuration (M_{cr}) durant les essais.

3.3.2 Béton en compression.

La résistance à la compression du béton désirée pour l'ossature est de 25 MPa, tandis qu'une résistance d'au moins 50 MPa est requise pour la poutre de fondation. Du ciment de type 30 (prise rapide) a été utilisé afin de pouvoir manipuler le spécimen le plus rapidement possible. Des agrégats d'une grosseur maximale de 10 mm ont été utilisés pour le mélange de 25 MPa afin de respecter le facteur d'échelle et de ne pas influencer le comportement de l'ossature. Du superplastifiant a été utilisé afin de faciliter la mise en place du béton, surtout pour la coulée de l'ossature, car les frettes n'étaient espacées que de 30 mm à certains endroits. Les deux mélanges utilisés sont décrits dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2: Mélanges de béton.

Ingrédients	Mélanges (kg/m ³)	
	Béton 25 MPa	Béton 50 MPa
Ciment, type 30	235	450
Agrégats, 10 mm	800	800
Sable	1110	940
Eau	170	170
Superplastifiant	1000 ml / 100 kg / ciment	1000 ml / 100 kg / ciment
Rapport eau / ciment	0,72	0,38

Des essais de compression sur des cylindres standards (150 mm de diamètre et 300 mm de hauteur) ont été réalisés. Lors de la journée de l'essai, 35 jours après la coulée de l'ossature, la résistance à la compression du béton de l'ossature était de 26.2 MPa tandis que celle de la poutre de fondation 30 jours après la coulée était de 50 MPa. Notons que les cylindres ont subi le même mûrissement que le spécimen.

3.4 Montage expérimental.

3.4.1 Description générale.

Le spécimen étudié se compose d'une ossature ductile coulée dans une poutre de fondation. Les poteaux du premier étage sont donc encastés à leur base. La poutre de fondation mesure 5,4 m de longueur comparativement à 3,4 m pour la table vibrante, il y a donc un porte-à-faux d'un mètre de chaque côté du simulateur sismique. Le spécimen est ancré au simulateur à l'aide de huit tiges d'acier à haute résistance. Tous les efforts de cisaillement entre le simulateur et le spécimen sont transmis par friction. Quatre masses sont installées sur l'ossature, soit une sur chaque poutre. Le système d'attache des masses est discuté à la section 3.4.2. Les essais sismiques du spécimen se font dans une seule direction. Il faut donc s'assurer que l'ossature ne se déplace pas hors de son plan durant l'essai. Un système de retenue latérale est donc mis en place afin d'éviter ce

problème, le système est décrit à la section 3.4.3. Le spécimen est garni de plusieurs système de mesure dont la description est faite à la section 3.5. Notons que 5 caméras vidéo ont été installées sur le simulateur pour capter des images pertinentes à l'étude du comportement sismique de l'ossature. Le montage expérimental est présenté aux figures 3.4 et 3.5.



Figure 3.4: Montage expérimental (vue latérale).

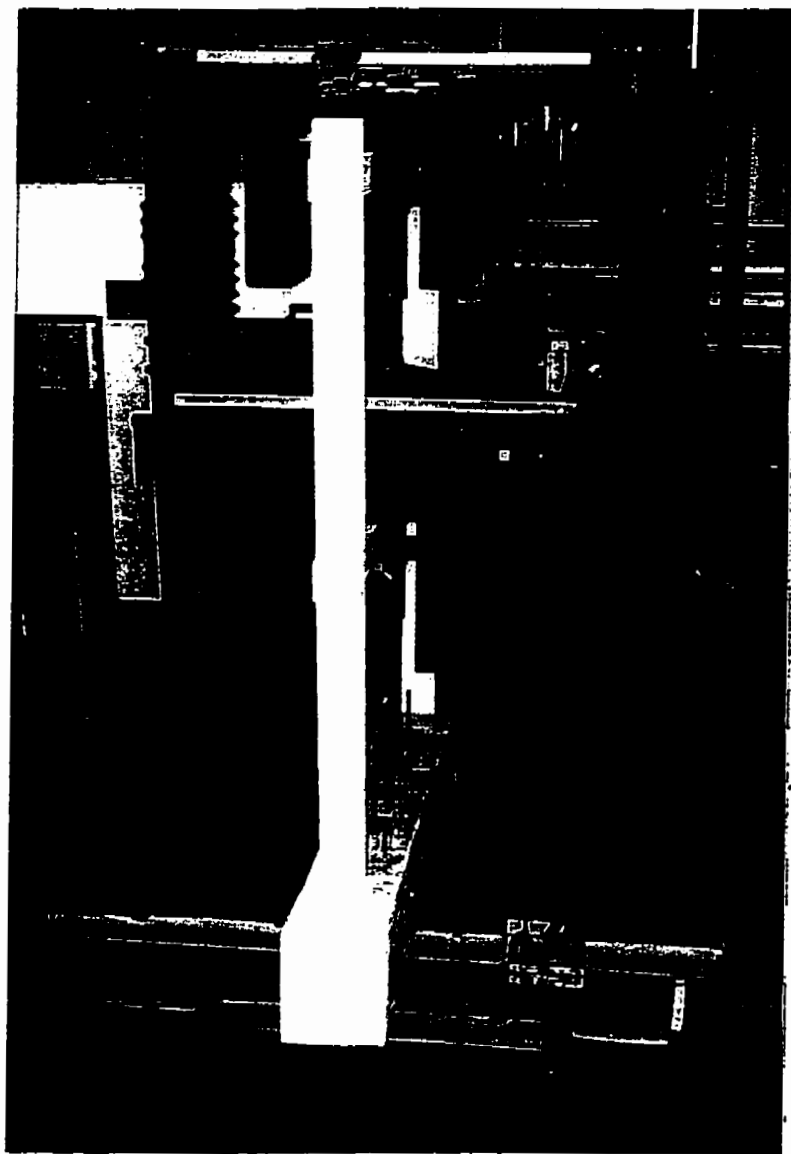


Figure 3.5: Montage expérimental (vue de face).

3.4.2 Système d'attache des masses.

Chacune des masses installées sur l'ossature repose sur deux appuis qui sont situés au $1/3$ et au $2/3$ de la portée de la poutre, simulant ainsi l'effet des poutres secondaires. Ces appuis sont des plaques d'acier d'un pouce d'épaisseur qui sont boulonnées dans les poutres. L'épaisseur de la plaque est la dimension minimale requise afin d'éviter tout contact entre la masse et la poutre lors du mouvement latéral de l'ossature. La solidarité entre la masse et la poutre est assurée par friction uniquement. La masse est attachée à la poutre avec un système d'étriers (voir figure 3.6) afin d'avoir une force normale suffisante et d'éviter le glissement. Le système d'étrier consiste en deux tiges filetées passant à travers la masse de chaque côté de la poutre et venant se boulonner dans un profilé en acier. Lorsque les tiges sont mises sous tension, la poutre est serrée entre le profilé et la masse. La tension dans les tiges est calculée afin de ne pas écraser le béton; la tension est contrôlée par une clef dynamométrique. Ce système d'attache des masses vient rigidifier les poutres mais n'affecte pas le comportement global de l'ossature.

3.4.3 Système de retenue latérale.

Le système de retenue latérale est mis en place afin d'éviter tout mouvement de l'ossature hors de son plan. Le système consiste en deux colonnes d'acier boulonnées et

contreventées au simulateur sur lesquelles des profilés en « I » sont installés à la hauteur de chaque étage de l'ossature (voir figure 3.4 et 3.5 de la section précédente). Des roulements à bille sont installés sur les poutres. Ces roulements à billes empêchent toute résistance au mouvement de l'ossature dans son plan par le système de retenue latérale. Un total de huit roulements à bille fait partie du système, soit un sur chaque côté des masses. Des plaques d'acier sont installées sur les masses parallèlement à la direction du mouvement du simulateur. Ces plaques servent de surface de contact pour les roulements à bille. Des diagonales relient à chaque étage les poutres du système de contreventement (voir figure 3.7). Ces treillis forment un diaphragme qui augmente la rigidité torsionnelle. Le système de retenue latérale est dimensionné de façon à ce que sa plus basse fréquence naturelle soit de 20 Hz. Cette valeur de 20 Hz est éloignée du contenu fréquentiel de l'accélérogramme qui sera utilisé lors des essais, le système ne sera donc pas sollicité.

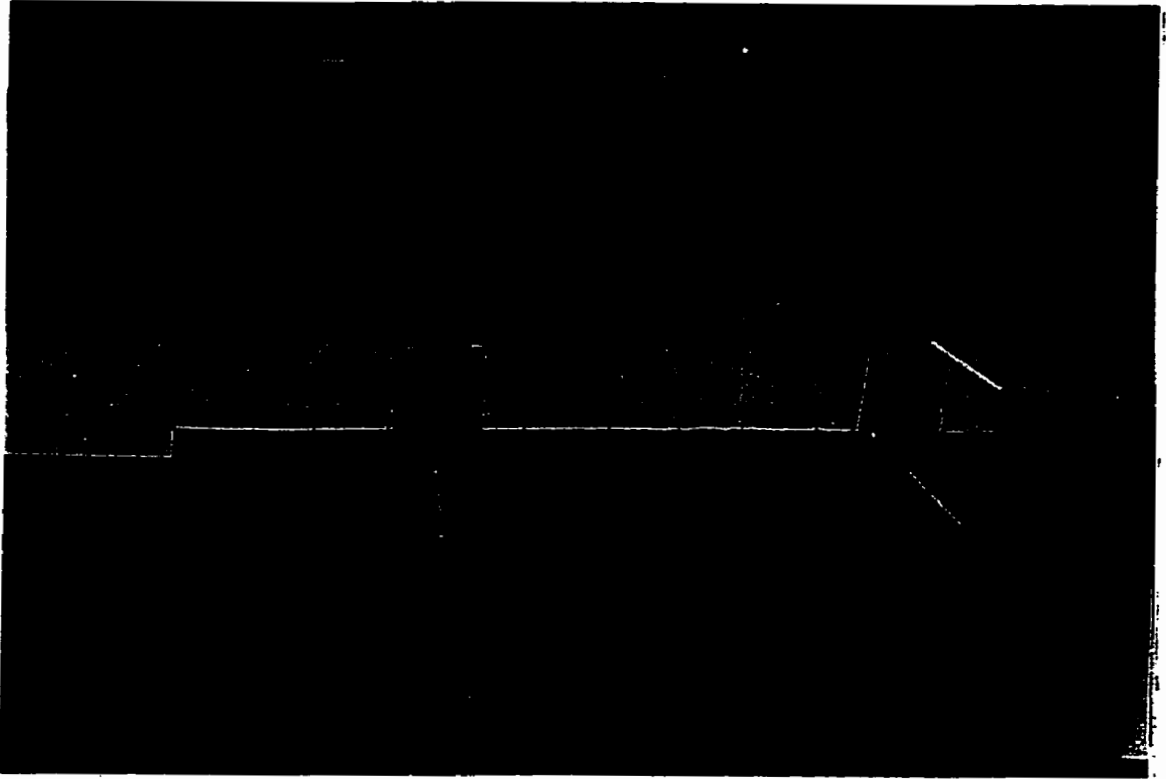


Figure 3.6: Système d'attache des masses (vue de dessous).



Figure 3.7: Contreventements du système de retenue latérale.

3.5 Instrumentation.

3.5.1 Jauges électriques de déformation.

Des jauges électriques de déformation ont été installées sur les barres longitudinales de l'ossature. Un total de 18 jauges a été réparti dans l'ossature. Elles étaient situées dans les poutres aux faces du joint central et d'un joint extérieur à l'étage ainsi qu'à la base du poteau central et d'un poteau extérieur. Chaque jauge était collée entre la première et la deuxième frette à partir de la face étudiée. La figure 3.8 montre l'emplacement des jauges. Nous avons pu obtenir, à partir des données recueillies, le niveau de plastification de barres longitudinales. La lecture des jauges était faite par un système d'acquisition de données électronique à chaque 0,02 seconde.

3.5.2 Capteurs de déplacement.

Les capteurs de déplacement servent à mesurer le mouvement de l'ossature. Sept capteurs étaient répartis sur le spécimen. Quatre d'entre eux ont été installés au 1/3 et au 2/3 de la portée des poutres du premier étage et mesureront les flèches verticales. Les autres capteurs servent à mesurer le déplacement horizontal absolu du simulateur sismique ainsi que le déplacement au 1^{er} et du 2^{ème} étage de l'ossature.

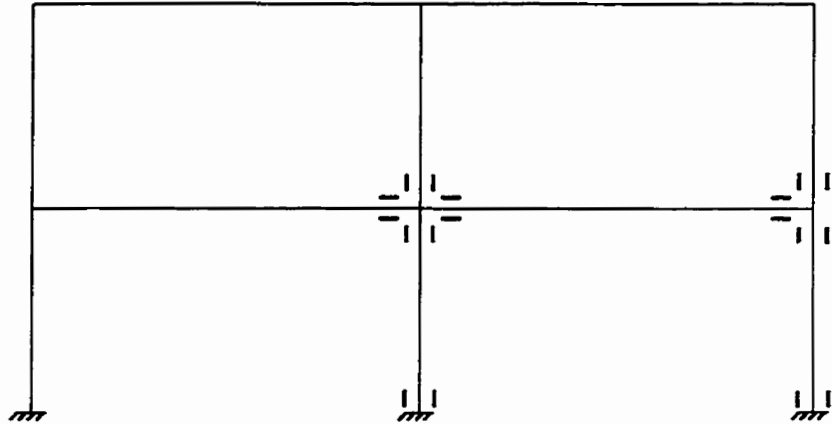


Figure 3.8: Emplacement des jauges électriques de déformation.

3.5.3 Accéléromètres.

Les accéléromètres servent à mesurer les accélérations absolues. Trois accéléromètres ont été installés horizontalement sur l'ossature: un sur la poutre de fondation, un au 1^{ier} étage et un au 2^{ième} étage. L'acquisition des données était faite à toutes les 0,02 seconde.

3.5.4 Mesure mécanique de la courbure dans les membrures.

Un système mécanique de mesure de la courbure a été conçu dans le cadre de ce projet. Le but de ce système était de mesurer qualitativement la distribution des rotules plastiques aux extrémités des éléments. Ce système consiste en des cadres d'acier

disposés en série sur l'élément étudié sur lesquelles des plumes feutres et des acétates sont installés (voir figure 3.9). Lorsque l'élément est soumis à un effort de flexion, les cadres bougent les uns par rapport aux autres pour suivre la courbure de l'élément et les plumes tracent le déplacement relatif sur les acétates. Nous obtenons l'enveloppe de la courbure moyenne entre deux cadres en additionnant les déplacements maximaux de signe opposé de chaque côté de l'élément puis en divisant ce nombre par la distance qui sépare les deux acétates. Les cadres sont dimensionnés de façon à ce que le trait de la plume sur l'acétate soit suffisamment long pour être mesuré lorsque les barres longitudinales plastifient. Nous pouvons donc déduire qu'il y a formation d'une rotule plastique lorsque l'acétate est marqué. Des séries de cadres sont installées à la base des poteaux instrumentés ainsi que sur les poutres du 1^{ier} étage au joint central et au joint extérieur (voir figure 3.10).

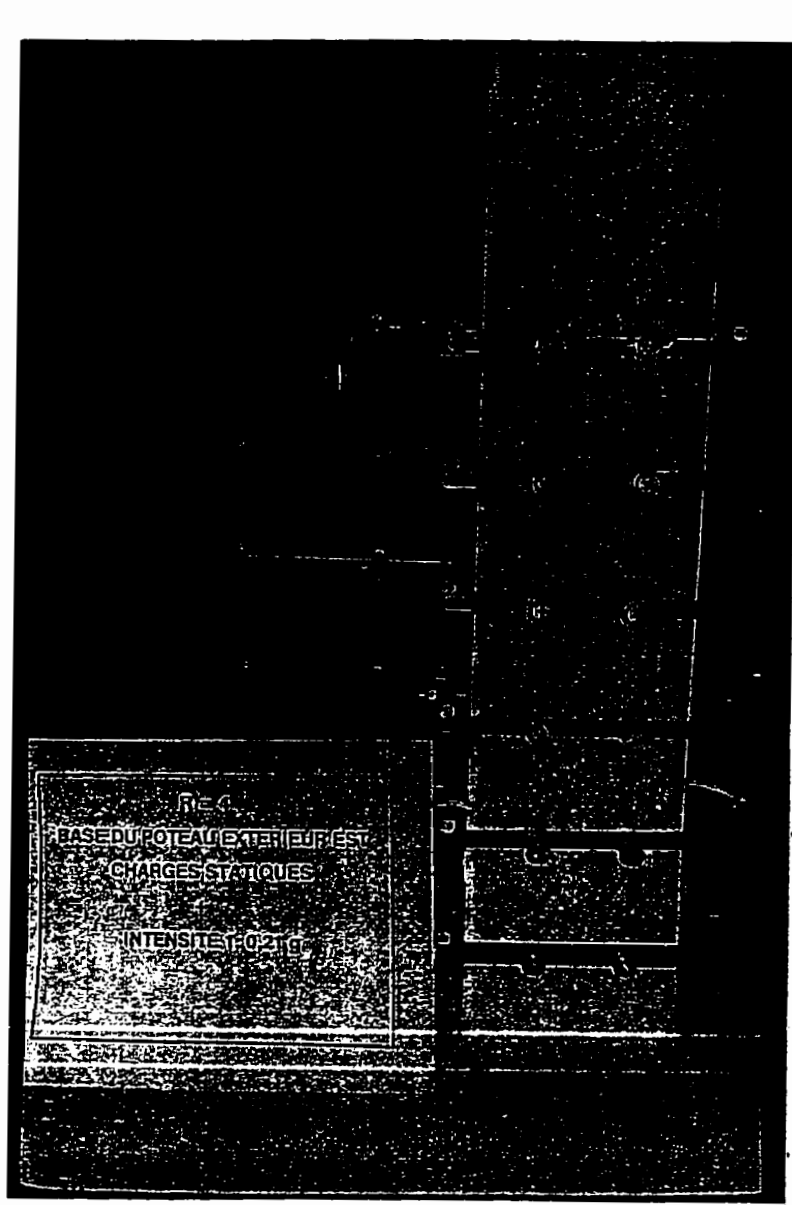


Figure 3.9: Système mécanique de lecture des courbures.

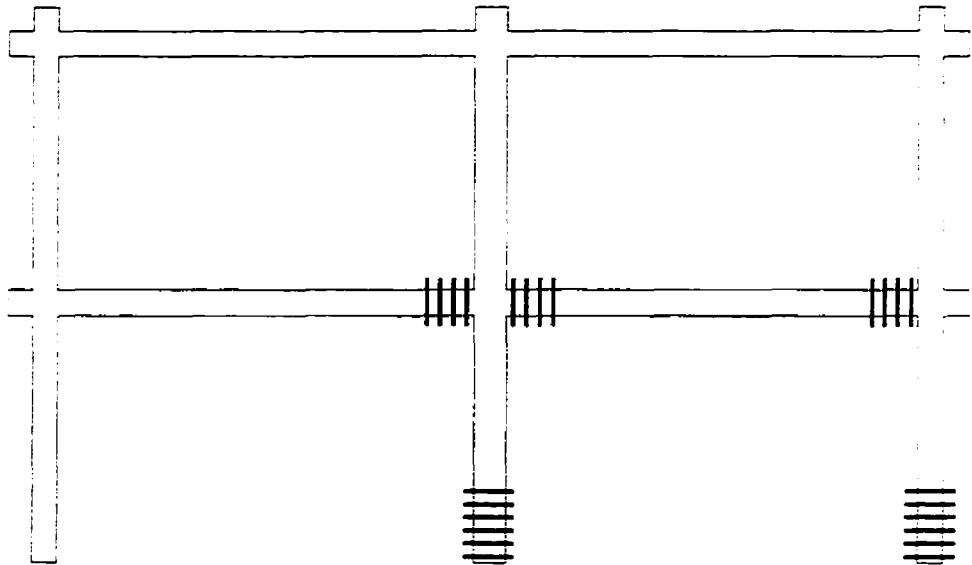


Figure 3.10: Disposition des systèmes mécaniques de lecture des courbures.

3.6 Déroulement des essais sismiques.

3.6.1 Choix de l'accélérogramme.

Il faut maintenant sélectionner un séisme de calcul réaliste pour la région de Vancouver. Le séisme est utilisé lors des essais sismiques pour reproduire l'excitation à la base de l'ossature. Le séisme fut choisi parmi six séismes préalablement sélectionnés de la banque de données du logiciel SMCAT (ROW, 1989). Ils sont présentés dans le tableau 3.3 avec leurs valeurs d'accélération horizontale maximale (AHM) et de vitesse

horizontale maximale (VHM) au sol enregistrées sur le site. Ces séismes présentent des caractéristiques typiques de la région de Vancouver, région qui se situe dans une zone d'accélération (Z_a) et une zone de vitesse (Z_v) également à quatre (CNBC, 1995). Les accélérogrammes des six séismes étudiés ainsi que leur spectre d'accélération absolue se retrouvent en annexe E (fig. E1-E12). Notons que tous les accélérogrammes et spectres de réponse ont été calibrés à une valeur de AHM = 0,21 g. Cette valeur d'AHM est suggérée par le CNBC 1995 pour la ville de Vancouver. La méthode d'analyse utilisée pour le choix de l'accélérogramme est présentée à la prochaine section.

Tableau 3.3: Séismes considérés.

Événements	AHM (g)	VHM (m/s)
Whittier 1987, Union Oil Yard, 90	0,22	0,16
Morgan Hill 1984, San Ysidro Sch., 270	0,22	0,19
Coalinga 1983, Oil fields Fire Sta., 270	0,22	0,16
San Fernando 1971, Hollywood St., S00W	0,17	0,17
San Fernando 1971, Hollywood St., N90E	0,21	0,21
Puget Sound 1949, Hwy Test Lab., N04W	0,16	0,21

3.6.1.1 Méthode d'analyse.

La méthode utilisée pour sélectionner le séisme consiste d'abord à calibrer les accélérogrammes à l'accélération horizontale maximale suggérée par le CNBC (1995) pour la région de Vancouver. Cette valeur est de 0,21 g. Les spectres d'accélération sont ensuite calculés à l'aide du programme RESAS (Sarrazin et Filiatrault, 1993) avec une valeur d'amortissement critique de 5 %. Des analyses spectrales sont effectuées avec le modèle à inerties réduites à l'aide du logiciel SAP90. Les résultats obtenus sont présentés au tableau 3.4. Nous retrouvons dans ce tableau le cisaillement élastique à la base pour le 1^{ier} mode (V_1), la structure répondant principalement dans ce mode, ainsi que les déplacements inter-étage au 1^{ier} et au 2^{ième} étage (Δ_1 et Δ_2). Ces analyses spectrales ont pour but de déterminer le séisme qui a l'effet le plus défavorable sur l'ossature. Après l'analyse des résultats, nous avons déterminé que le séisme Puget Sound est le plus critique. Nous pouvons voir à la figure 3.11 les enveloppes des moments fléchissants obtenus de la combinaison des charges statiques avec les résultats de l'analyse spectrale pour le séisme de Puget Sound. Le modèle montré à la figure 3.11 représente la modélisation de l'ossature, de la poutre de fondation et du simulateur sismique. Les valeurs indiquées dans la partie gauche représentent les moments fléchissants maximaux des sections. Ceux indiquées dans la moitié de droite représentent les mêmes moments fléchissants mais divisés par la résistance flexionnelle nominale des sections. La position des valeurs maximales normalisées permet de déduire la position

probable des premières rotules plastiques. Nous pouvons observer que les valeurs maximales se situent à la base des poteaux et dans les poutres, l'ossature devrait donc bien se comporter lors des essais. Notons que les résultats proviennent d'une analyse linéaire et que les valeurs de la figure 3.11 ne seraient jamais atteintes en réalité puisque l'ossature se plastifierait avant.

Tableau 3.4: Résultats de l'analyse spectrale.

Événements	Δ_1 (mm)	Δ_2 (mm)	V_1 (kN)
Whittier 1987	1,64	2,1	27,4
Morgan Hill 1984	2,29	2,94	38,4
Coalinga 1983	1,26	1,61	21,0
San Fernando 1971 (S00W)	4,17	5,35	69,7
San Fernando 1971 (N90E)	1,8	2,31	30,1
Puget Sound 1949	6,3	8,08	105,2

3.6.2 Protocole expérimental.

Le volet expérimental de ce projet consiste à soumettre l'ossature ductile à deux intensités de séisme. La première intensité correspond à un séisme qui aurait une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans, tel que prescrit par le CNBC 1995 pour le dimensionnement parasismique. La deuxième intensité équivaut au même séisme que

l'intensité 1 mais à un niveau deux fois plus élevé. Les essais sur le simulateur sismique s'étalent sur deux jours. Les protocoles expérimentaux pour la première et la deuxième journée sont les mêmes à l'exception de l'intensité du séisme. Notons que des mesures pour déterminer la fréquence naturelle et l'amortissement critique de l'ossature ont été faites avant le premier essai (chargement statique). Voici les étapes suivies:

- Réchauffement de l'huile du simulateur sismique;
- Réchauffement du vérin à l'aide d'un mouvement sinusoïdal du simulateur;
- Préparation des systèmes mécaniques de lecture des courbures;
- Mise en marche des caméras vidéo;
- Mise en marche du système d'acquisition de données;
- Essai dynamique (intensité 1 ou 2);
- Arrêt du simulateur, du système d'acquisition et des caméras;
- Marquage des fissures;
- Prise de photos;
- Détermination de la fréquence naturelle;
- Détermination de l'amortissement visqueux.

Les fréquences naturelles de l'ossature sont déterminées avec des essais d'impact. La procédure consiste à frapper le spécimen à l'aide d'un bélier au niveau du toit. Les impacts sont donnés à des intervalles aléatoires pendant que le système

d'acquisition enregistre les déplacements au 2^{ième} étage. L'historique des déplacements est découpé en plusieurs fenêtres puis un spectre de Fourier est calculé sur chaque fenêtre à l'aide du logiciel U2 (EDI Ltd, 1993). La moyenne des spectres de Fourier sur ces fenêtres est faite pour obtenir un spectre de puissance. Les fréquences naturelles sont obtenues à l'aide des crêtes de ce dernier spectre. Notons que la fréquence de Nyquist (f_{NYQ}) est de 25 Hz et que le taux d'acquisition est de 0,02 seconde. L'amortissement visqueux est déterminé à l'aide d'essais en vibration libre. Il suffit de pousser manuellement l'ossature avec un mouvement de va et vient jusqu'à ce qu'elle entre en résonance. Aussitôt que le mouvement imposé est interrompu, le déplacement au 2^{ième} étage est enregistré. Par la suite, il ne reste qu'à déterminer le décrement logarithmique pour trouver l'amortissement visqueux (Clough et Penzien, 1993).

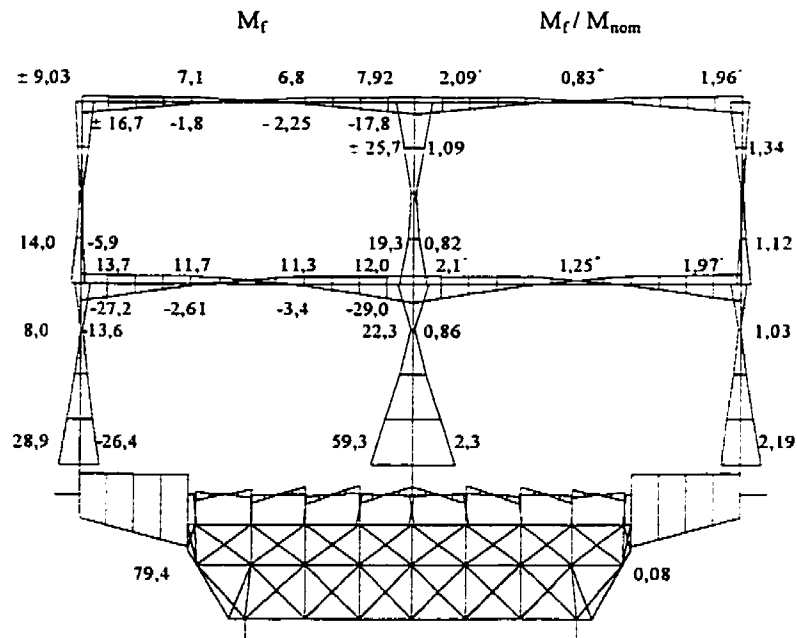


Figure 3.11: Enveloppes des moments fléchissants obtenues de la combinaison des charges statiques avec les résultats de l'analyse spectrale (kN-m).

CHAPITRE 4

ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

4.1 Comportement du spécimen sous chargement statique.

Une fois l'ossature installée sur le simulateur sismique, un système de contreventement temporaire a été mis en place pour l'installation des masses. L'ossature était très souple dans sa direction perpendiculaire et nous voulions éviter toute instabilité qui aurait pu provoquer l'effondrement. Les masses du 1^{er} étage ont été les premières à être installées. Des fissures sont apparues dans les poutres du 1^{er} étage en moment positif et en moment négatif. Les fissures qui sont apparues en moment positif étaient situées sous les poutres entre les points d'appuis des masses tandis que les fissures en moment négatif étaient situées sur le dessus des poutres à la face des joints. Des fissures sont également apparues dans les poteaux extérieurs au dessus des joints du 1^{er} étage; elles sont dues aux efforts de flexion transmis des poutres aux poteaux. Aucune fissure de flexion n'est apparue dans les poutres du 2^{ème} étage mais des fissures de torsion se sont formées dans une des poutres. La surface de contact (dessous) d'une des masses du 2^{ème} étage n'était pas parfaitement horizontale et ce défaut a entraîné des efforts de torsion. Nous pouvons voir à la figure 4.1 le schéma de fissuration de l'ossature sous chargement statique. Les flèches des poutres du 1^{er} étage ont été mesurées au 1/3 et au

2/3 de leur portée. Les flèches varient entre 1,45 mm et 2,61 mm. Notons que les valeurs de flèches mesurées sous chargement statique ne sont pas maximales car elles n'ont pas été prises au centre des portées. Cependant, la différence est négligeable.

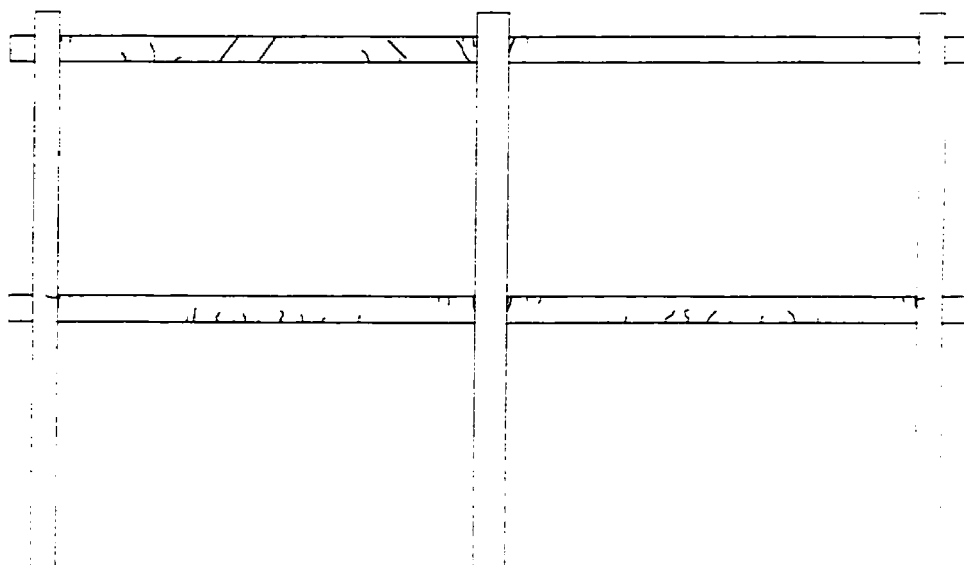


Figure 4.1: Fissuration de l'ossature sous chargement statique.

4.2 Comportement général du spécimen sous chargement dynamique.

4.2.1 Intensité 1.

Le premier essai consistait à soumettre l'ossature au séisme de Puget Sound calibré pour une valeur de $AHM = 0,21 g$. Rappelons que ce niveau d'intensité a été utilisé pour le dimensionnement parasismique du bâtiment hypothétique. Le spécimen s'est bien comporté pour ce niveau d'intensité. Des rotules plastiques se sont formées à la base du poteau central et dans les poutres du 1^{er} étage. L'ossature s'est comportée conformément à la philosophie «poutres faibles et poteaux forts». Les rotules plastiques qui sont apparues au niveau du 1^{er} étage se sont formées dans les poutres à la face des joints et non dans les poteaux. Au joint central, les déformations des barres longitudinales supérieures des poutres ont atteint $12000 \mu\epsilon$ (+ en traction) comparativement à une déformation maximale de $900 \mu\epsilon$ pour les poteaux. Il faut noter ici que le zéro des jauges électriques a été pris avant l'installation des masses. Les déformations des barres longitudinales des poutres en moment positif n'ont pas dépassé $2500 \mu\epsilon$ à la face des joints; le poids des masses vient comprimer cette région sous chargement statique et les efforts sismiques ne peuvent contrebalancer cette charge. La différence entre les déformations des barres longitudinales supérieures des poutres et celles des barres inférieures provient donc du poids des masses et non du chargement dynamique. Les déformations des barres supérieures de la poutre au joint extérieur n'ont

pu être obtenues car la jauge de déformation a été abîmée. Les poteaux extérieurs ne se sont pas plastifiés à la base car leur rigidité est deux fois plus petite que celle du poteau central; le poteau central a donc repris plus d'effort et les poteaux extérieurs ont été épargnés. Les valeurs des déformations maximales dans les barres longitudinales instrumentées sont présentées à la figure 4.2.

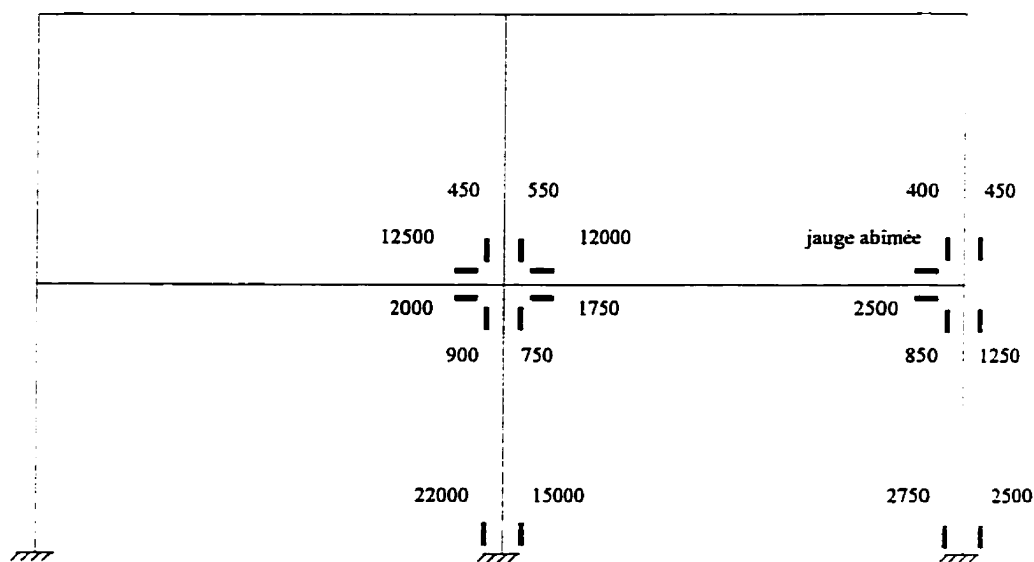


Figure 4.2: Déformations maximales des jauges électriques pour l'intensité 1 ($\mu\epsilon$).

Le patron de fissuration de l'ossature (voir figure 4.3) représente bien l'emplacement des rotules plastiques. Des fissures sont apparues à la base du poteau central. Un des deux poteaux extérieurs n'a subi aucune fissuration à sa base tandis que le deuxième n'est que très peu fissuré. Ailleurs dans les poteaux, aucune fissure ne s'est

formée. Pour les poutres, les fissures créées en moment négatif par le poids des masses se sont propagées et de nouvelles fissures sont apparues. Il y a eu une légère fissuration en moment positif à la face des joints du 1^{er} étage. Les poutres ont également fissuré en moment positif, les fissures sont apparues à l'extérieur des points d'appuis des masses. Ce phénomène est dû au fait que le système d'attache des masses vient rigidifier la partie de la poutre située entre les deux points d'appuis. Une fissure diagonale s'est formée dans chacun des joints extérieurs. Elles sont créées par les efforts de cisaillement transmis de la poutre au poteau. Le joint central au 1^{er} étage est fissuré en forme de X dû aux forces de cisaillement alternées tandis que le joint du 2^{ème} étage est resté intact. Les figures 4.4 à 4.7 montrent les fissures du joint central et d'un joint extérieur au 1^{er} étage ainsi que les fissures à la base du poteau central et d'un poteau extérieur.

Notons finalement que les vibrations de l'ossature se sont produites dans son plan et que le système de retenue latérale, qui n'a pas été sollicité, s'est bien comporté lors de l'essai. Le comportement de l'ossature sera discuté plus en détail dans les sections 4.3 et 4.4.

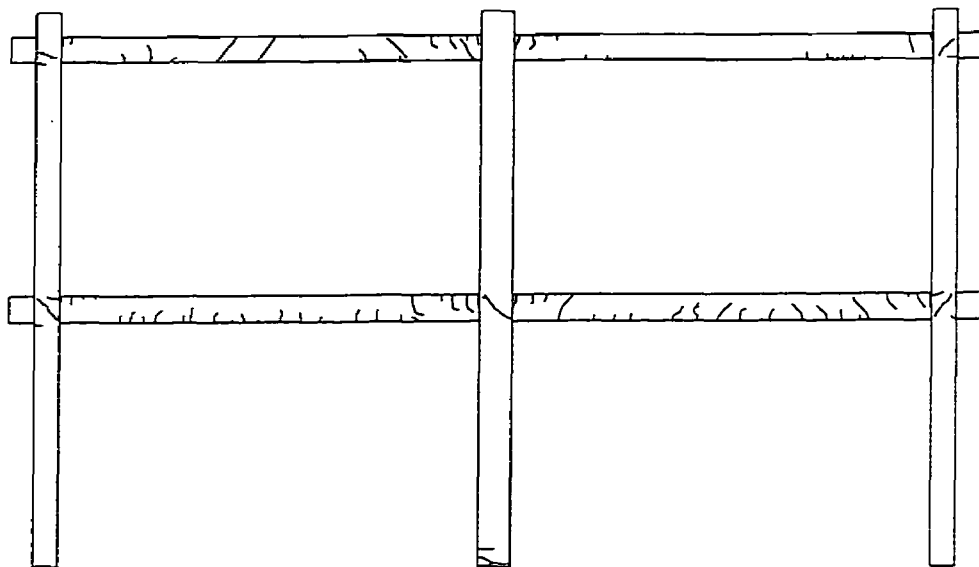


Figure 4.3: Fissuration de l'ossature après l'intensité 1.

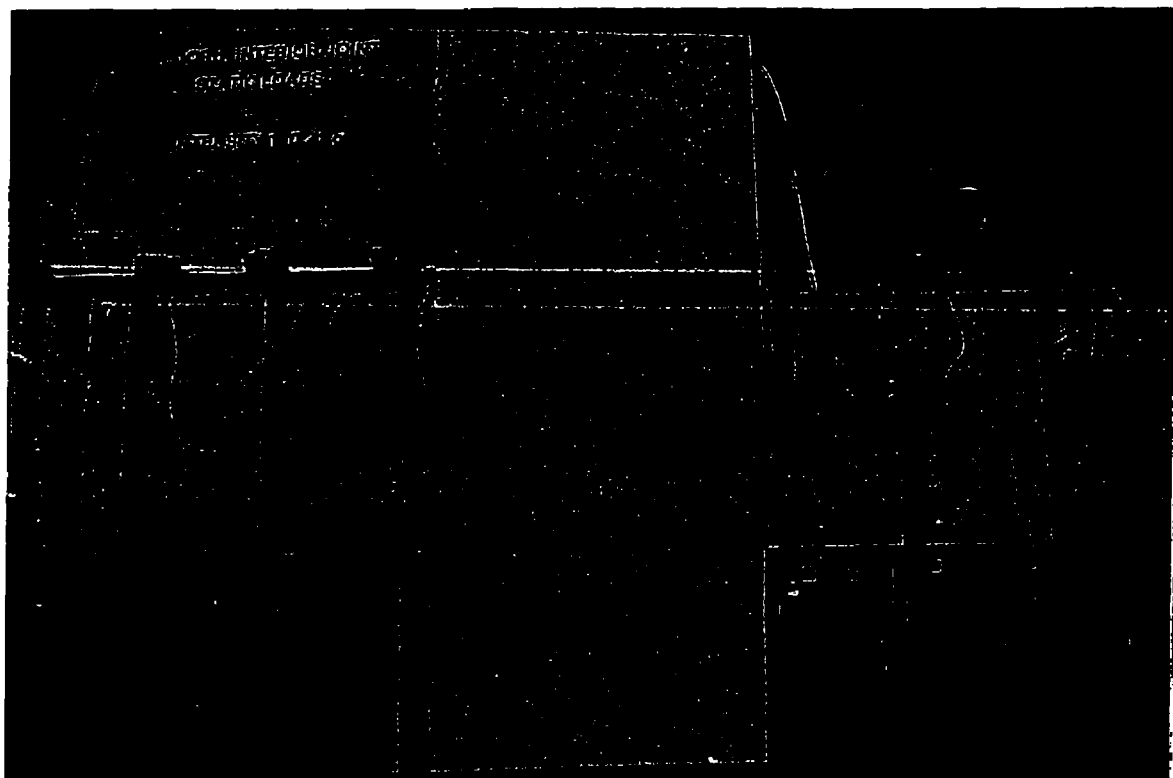


Figure 4.4: Fissuration du joint central après l'intensité 1.

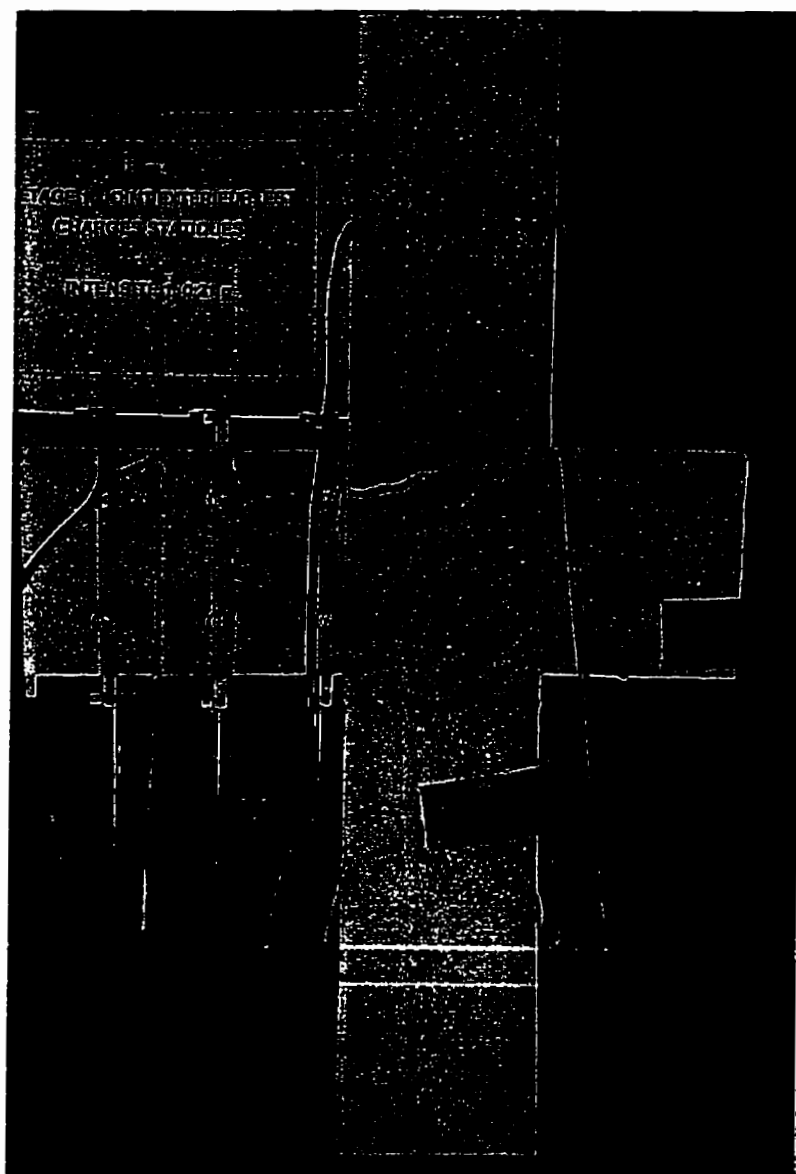


Figure 4.5: Fissuration d'un joint extérieur après l'intensité I.

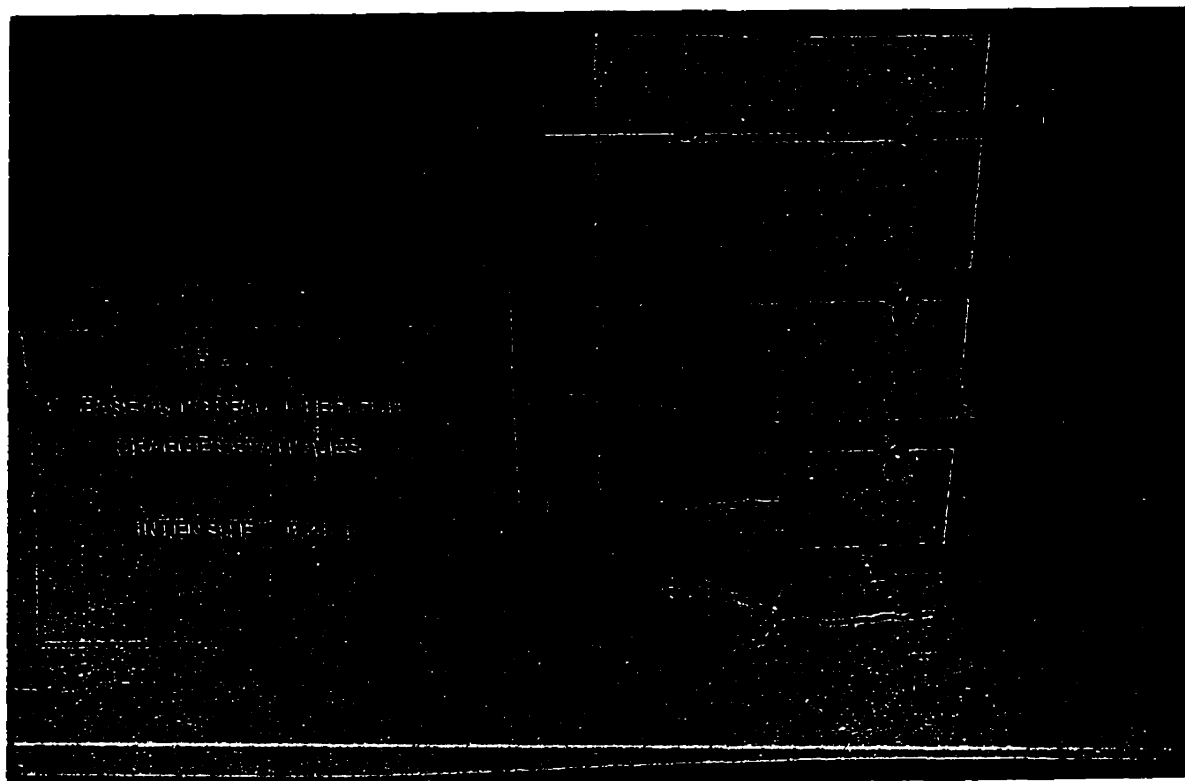


Figure 4.6: Fissuration de la base du poteaux central après l'intensité 1.

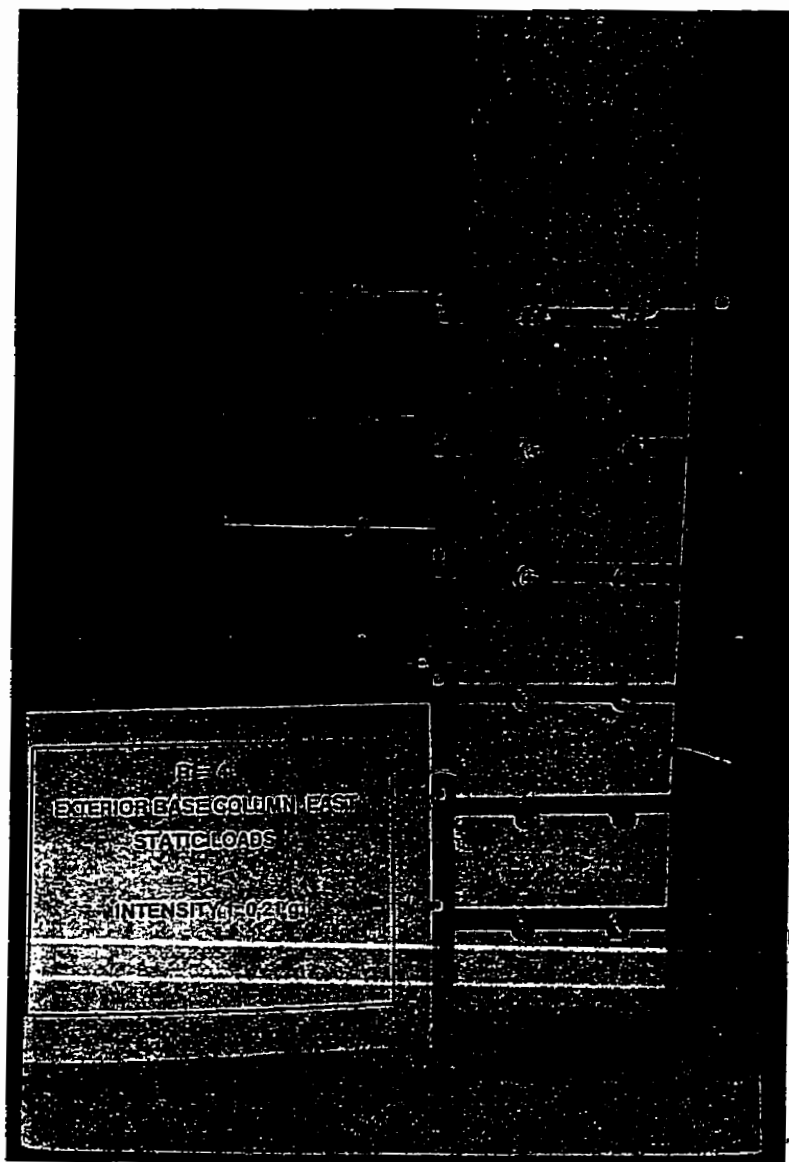


Figure 4.7: Fissuration de la base d'un poteaux extérieur après l'intensité I.

4.2.2 Intensité 2.

Le deuxième essai consistait à soumettre l'ossature au même séisme que le premier essai mais à une intensité deux fois plus forte ($AHM = 0,42 g$). L'ossature s'est bien comportée pour le deuxième niveau d'intensité. La philosophie de «poutres faibles et poteaux forts» a été respectée. Aucun mécanisme de rotules plastiques ne s'est formé pour créer l'instabilité de l'ossature. Les valeurs des déformations maximales dans les barres longitudinales sont présentées à la figure 4.8. Des rotules plastiques sont apparues à la base des poteaux extérieurs. À la base du poteau central, les déformations des aciers longitudinaux ont triplé comparativement au premier niveau d'intensité. Notons qu'aucune rotule plastique ne s'est formée dans les poteaux aux étages supérieurs malgré la forte intensité du séisme. Les déformations des aciers longitudinaux des poteaux au niveau 1^{ier} étage n'ont pas dépassé $3000 \mu\epsilon$. Les déformations des barres longitudinales supérieures dans les poutres en moment négatif sont passées de $12000 \mu\epsilon$ à $20000 \mu\epsilon$ lors du deuxième essai. Les poutres ont également plastifié en moment positif à la face des joints au 1^{ier} étage. Les déformations en moment positif sont de l'ordre de $5000 \mu\epsilon$ au joint central et de $15000 \mu\epsilon$ au joint extérieur.

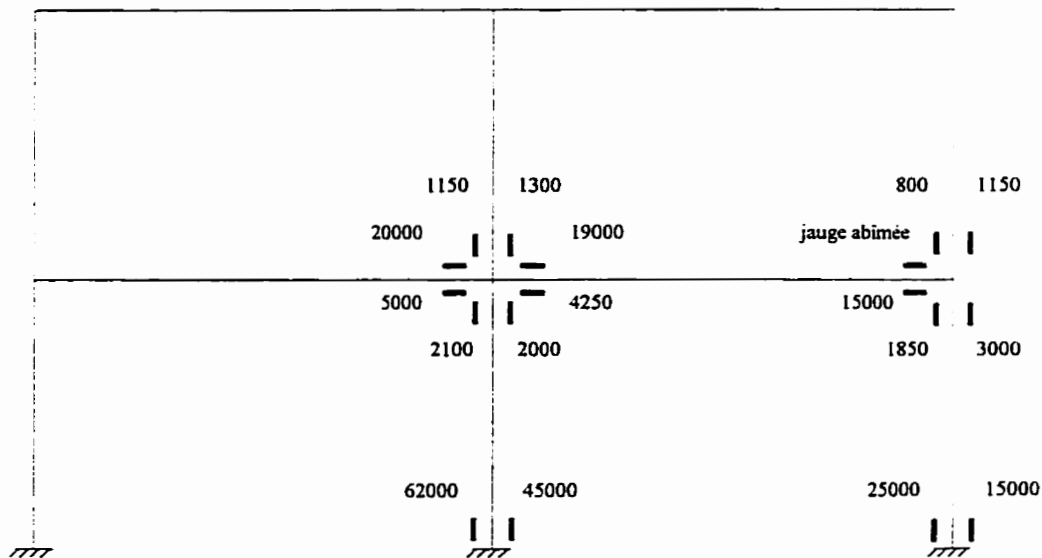


Figure 4.8: Déformations maximales des jauges électriques pour l'intensité 2 ($\mu\epsilon$).

De nouvelles fissures sont apparues à la base des poteaux extérieurs comme nous pouvons le constater à la figure 4.9 (voir également fig. 4.12 et 4.13). Les poutres ont été fortement sollicitées en cisaillement car des fissures diagonales se sont formées entre la face du joint et le point d'attache des masses. Cette partie de la poutre travaille davantage en cisaillement dû à l'encastrement créé par la masse. Ces fissures de cisaillement traversent les poutres de bas en haut et sont situées à une distance qui correspond à la fin de la zone de rotule plastique. Les fissures sont apparues à cet endroit car l'espacement des frettes passe de 30 mm à 65 mm et que la résistance à l'effort tranchant diminue subitement. Les joints intérieurs se sont fissurés davantage

lors du deuxième essai. Le joint central du 1^{ier} étage est maintenant traversé de plusieurs fissures diagonales parallèles (voir figure 4.10) et une fissuration en X s'est formée au joint central du 2^{ième} étage. Les fissures des joints extérieurs se sont propagées quelque peu (voir fig. 4.11). Il faut noter que les joints se sont peu dégradés et que les schémas de fissuration dans les joints sont bien définis dû au confinement du noyau de béton par les frettes.

Notons finalement que les vibrations de l'ossature sont encore demeurées dans le plan et que le système de retenue latérale s'est bien comporté lors du deuxième essai. Le comportement de l'ossature sera discuté plus en détail dans les sections 4.4 et 4.5.

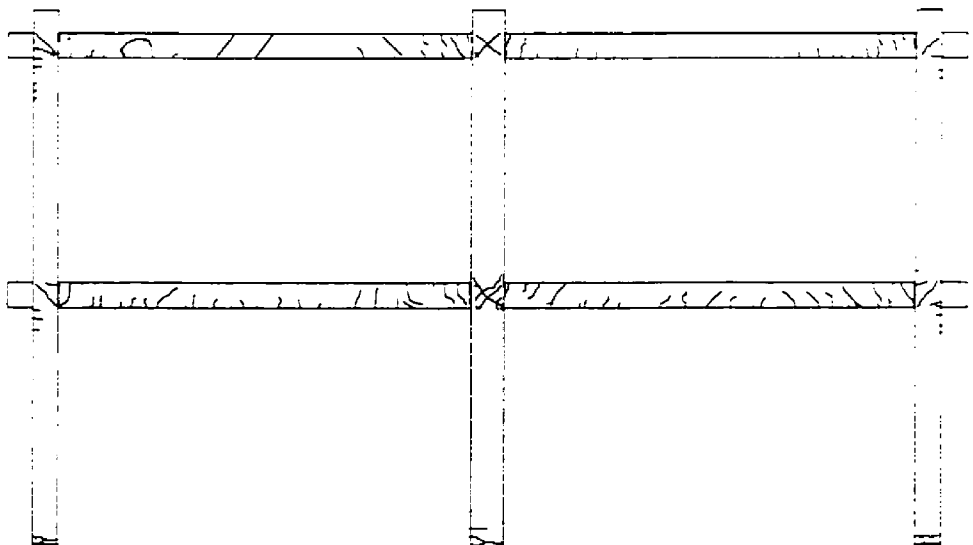


Figure 4.9: Fissuration de l'ossature après l'intensité 2.

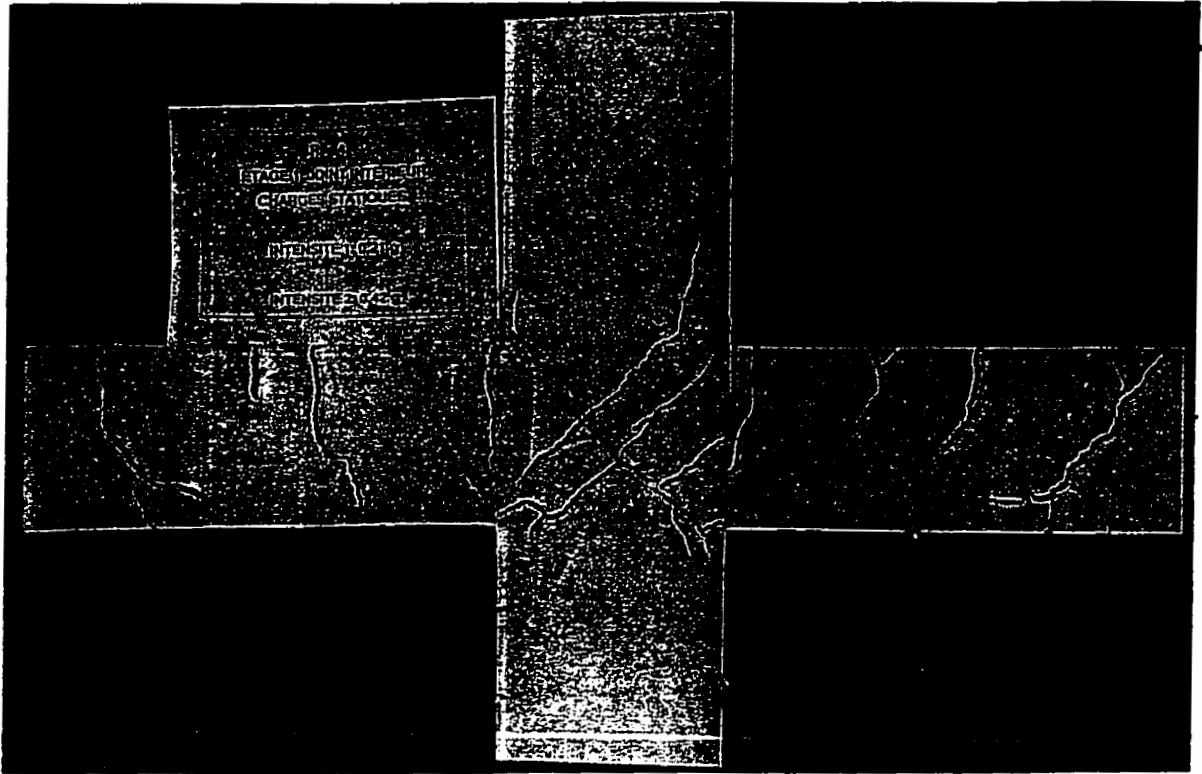


Figure 4.10: Fissuration du joint central après l'intensité 2.

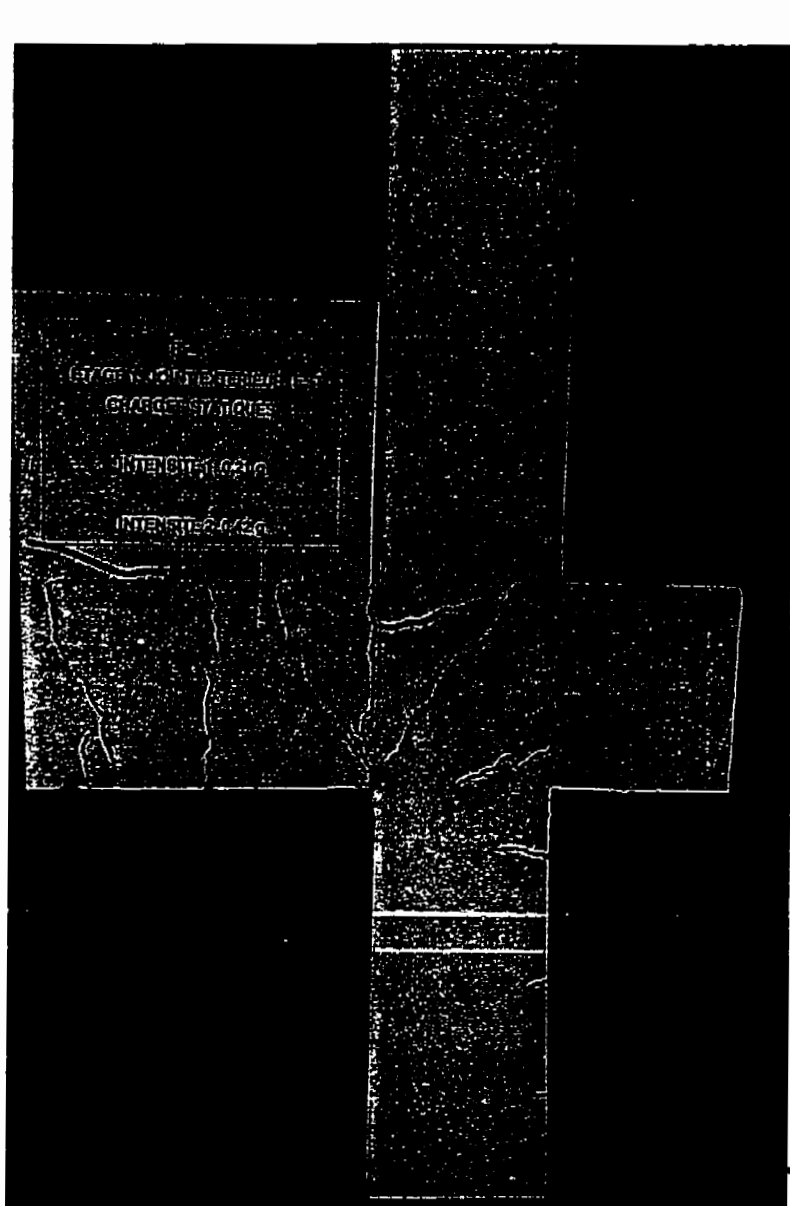


Figure 4.11: Fissuration d'un joint extérieur après l'intensité 2.

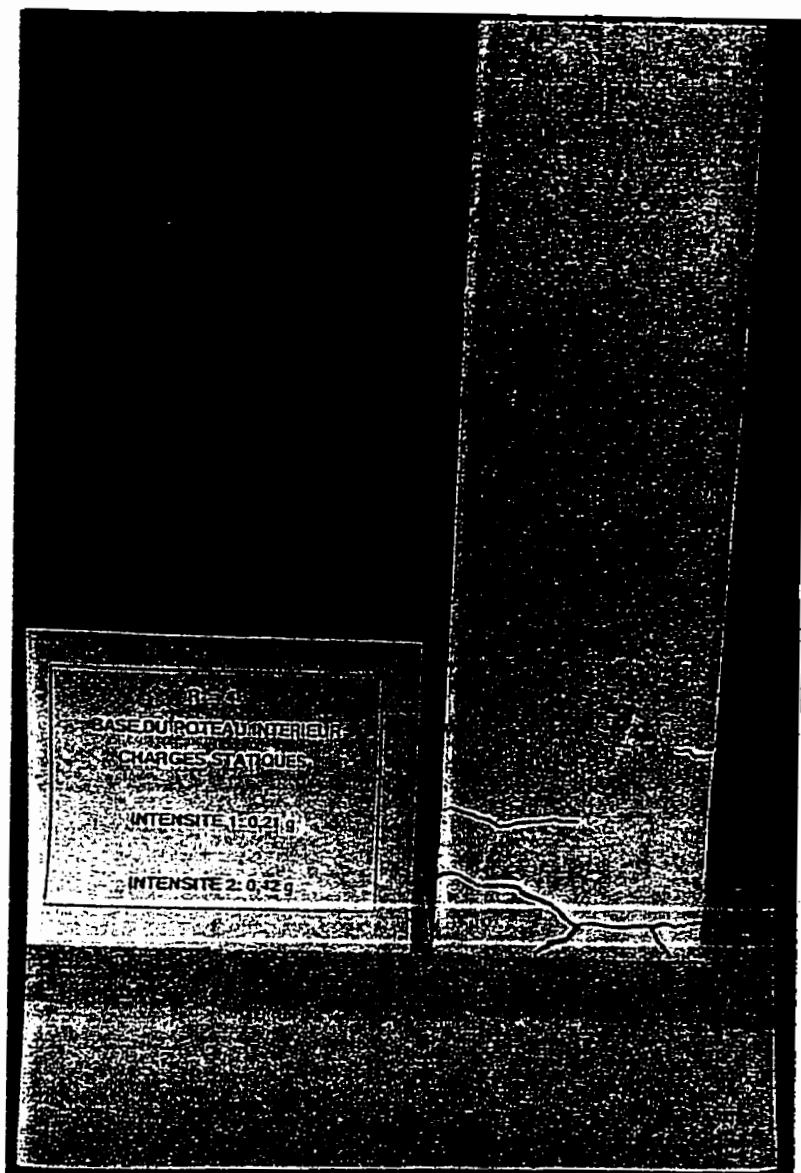


Figure 4.12: Fissuration de la base du poteau central après l'intensité 2.

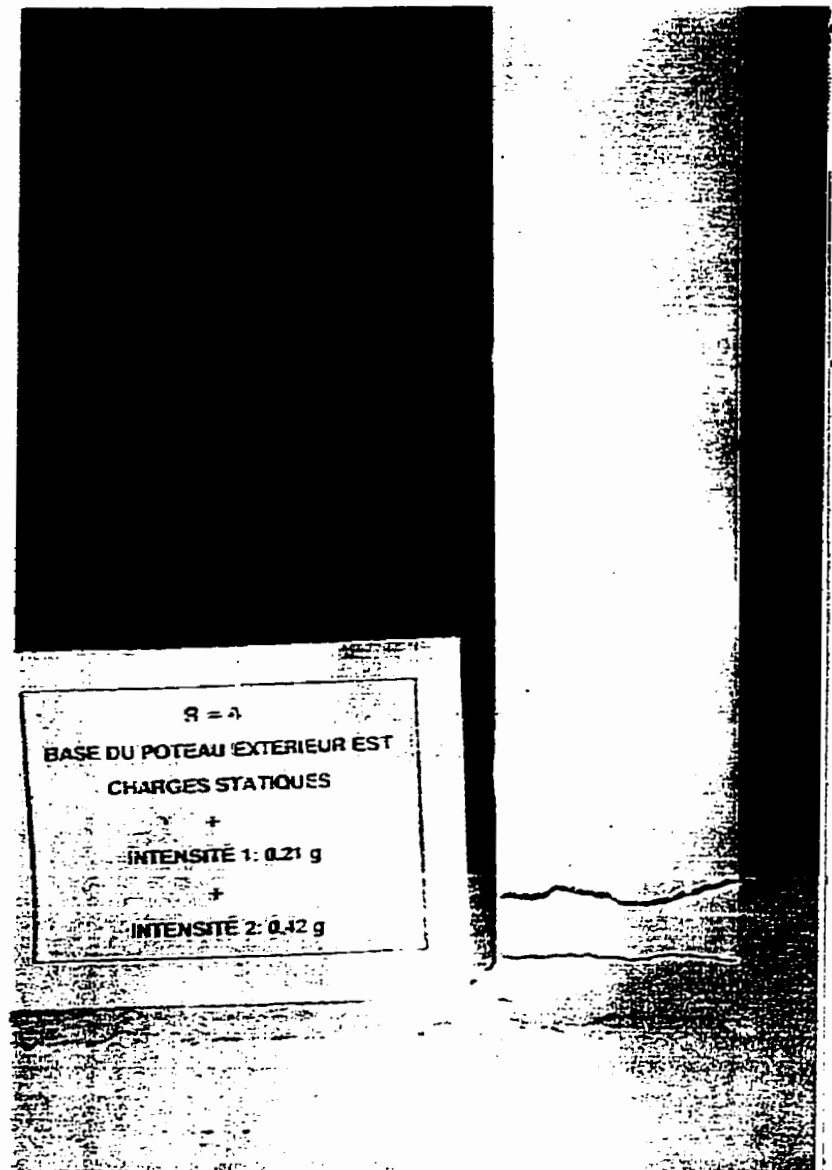


Figure 4.13: Fissuration de la base d'un poteau extérieur après l'intensité 2.

4.3 Variation des propriétés dynamiques.

4.3.1 Fréquence naturelle.

La fréquence naturelle fondamentale de la structure est déterminée à l'aide des essais d'impact tels que décrits dans le chapitre précédent (section 3.6.2). La fréquence est calculée à trois différentes étapes des essais: sous chargement statique, après le séisme d'intensité 1 et après le séisme d'intensité 2. Le tableau 4.1 contient les fréquences naturelles du premier mode de l'ossature à chaque étape. La résolution en fréquence (Δf) est de $\pm 0,0244$ Hz.

Tableau 4.1: Fréquences naturelles.

Étape	Fréquence fondamentale (Hz)
chargement statique	3,589
après séisme d'intensité 1	2,271
après séisme d'intensité 2	1,807

Les fréquences naturelles du deuxième mode n'ont pu être obtenues, les déplacements au toit n'étant pas assez grands. Les spectres de puissance qui ont servi à déterminer les fréquences sont présentés à l'annexe F (fig. F1-F3). Les fréquences du

tableau 4.1 correspondent à des valeurs périodes de 0,279 s, 0,44 s et 0,554 s respectivement. Les causes de la variation de la fréquence fondamentale au cours des essais seront discutées plus en détail à la section 4.5.

4.3.2 Amortissement visqueux équivalent.

L'amortissement visqueux est déterminé à l'aide du décrement logarithmique (δ). Le décrement logarithmique est le logarithme naturel du rapport de l'amplitude de deux crêtes successives (X_n / X_{n+1}) d'un historique de déplacement obtenu d'essais en vibration libre. Rappelons que ces essais ont été décrits à la section 3.6.2 du chapitre précédent. Le décrement logarithmique se définit comme suit:

$$\delta = \ln (X_n / X_{n+1}) \quad (4.1)$$

En sachant que les valeurs maximales des crêtes peuvent être reliées par une courbe exponentielle de forme $y(t) = Ce^{-\zeta\omega t}$, l'amplitude de deux crêtes successives peut être donnée par les expressions suivantes:

$$X_n = Ce^{-\zeta\omega t} \quad (4.2)$$

$$X_{n+1} = Ce^{-\zeta\omega(t - nT)} \quad (4.3)$$

où:

- t : temps auquel X_n se produit;
- ω : fréquence circulaire;
- T : période naturelle amortie;
- n : nombre de cycles entre les crêtes;
- ζ : fraction d'amortissement critique;
- C : constante.

En remplaçant les expressions de X_n et de X_{n-1} dans celle de δ , nous obtenons:

$$\delta = \zeta \omega n T \quad (4.4)$$

Cette expression peut être encore simplifiée en approximant T par $2\pi/\omega$. Nous obtenons finalement une formule pour la fraction d'amortissement critique (ζ) :

$$\zeta = \delta / 2\pi n \quad (4.5)$$

Il suffit maintenant de calculer le décrement logarithmique et la fraction d'amortissement critique pour chaque intervalle et de faire la moyenne des résultats obtenus. Les valeurs d'amortissement calculées sont données au tableau 4.2. Elles sont présentées dans le même ordre que les fréquences naturelles. Les détails des calculs de l'amortissement sont en annexe F.

Tableau 4.2: Fractions d'amortissement critique.

Étape	Fraction d'amortissement critique (%)
chargement statique	3,01
après séisme d'intensité 1	3,91
après séisme d'intensité 2	4,84

4.4 Résultats expérimentaux.

Cette section présente les résultats recueillis lors des essais sismiques. Différents historiques et graphiques sont présentés dans les pages suivantes pour les deux intensités de séisme (fig. 4.14-4.33). Seulement les 30 premières secondes de chaque essai sont montrées dans les graphiques afin d'éclaircir les résultats. Notons que la discussion des résultats expérimentaux sera faite à la section 4.5. Voici les graphiques présentés ainsi que leur ordre de présentation:

- Historiques des accélérations horizontales aux étages (fig. 4.14-4.15, 4.24-4.25);
- Historiques des déplacements horizontaux aux étages (fig. 4.16-4.17, 4.26-4.27);
- Courbes d'hystérésis globales (fig. 4.20 et 4.30);
- Historique du cisaillement à la base (fig. 4.21 et 4.31);

- Courbes d'hystérésis cisaillement-déplacement inter-étage (fig. 4.18-4.19, 4.28-4.29);
- Historique des déplacements verticaux de la poutre au 2/3 de la portée (fig. 4.22 et 4.32);
- Historique de l'énergie induite (fig. 4.23 et 4.33).

Le tableau 4.3 contient les valeurs maximales des historiques ainsi que les valeurs maximales des déplacements inter-étage.

Tableau 4.3: Sommaire des valeurs maximales pour les résultats expérimentaux.

Données expérimentales	Valeurs maximales (absolues)	
	intensité 1	intensité 2
Déplacement horiz. 1 ^{ier} (mm)	23,7	41,1
Déplacement horiz. 2 ^{ieme} (mm)	45,1	71,8
Dépl. inter-étage 1 ^{ier} (mm)	23,7	41,1
Dépl. inter-étage 2 ^{ieme} (mm)	21,6	33,4
Dépl. vertical poutre (mm)	3,6	8,81
Accélération horiz. 1 ^{ier} (g)	0,459	0,65
Accélération horiz. 2 ^{ieme} (g)	0,902	1,03
Cisaillement à la base (kN)	51,8	60,6
Cisaillement au 2 ^{ieme} étage (kN)	27,8	31,6
Énergie induite (kN-mm)	3650	13000

Nous retrouvons également dans les annexes G et H, les historiques de tous les instruments de mesure utilisés au cours des essais pour les deux intensités de séisme. Il faut noter que toutes les données recueillies ont été filtrées (filtre passe bas 0 à 7.5 Hz) afin d'éliminer les interférences du système d'acquisition de données.

Les déplacements horizontaux aux étages que l'on retrouve dans les graphiques n'ont pas été obtenus directement de la lecture des capteurs de déplacements. Les déplacements enregistrés à l'aide des capteurs sont absolus. Un déplacement absolu est mesuré à partir d'une référence fixe, soit à l'extérieur du simulateur sismique pour le cas étudié. Cependant, les déplacements pertinents à l'étude du comportement de l'ossature sont les déplacements relatifs d'un étage par rapport à un autre. Pour obtenir cette valeur relative, il faut soustraire du déplacement absolu d'un étage le déplacement absolu de l'autre étage considéré. Par exemple, les déplacements horizontaux de la figure 4.16 ont été obtenus en soustrayant les déplacements absolus du simulateur sismique aux déplacements absolus du 1^{er} étage.

Le cisaillement aux étages a dû être calculé manuellement car aucun système de mesure n'existe pour ce genre de lecture. Pour ce calcul, la deuxième loi de Newton qui stipule que la force est égale à la masse par l'accélération ($F = ma$) a été utilisée. Il suffisait de multiplier le poids des masses et de l'ossature (kN) au dessus de l'étage considéré par les accélérations absolues (g) aux étages correspondants pour obtenir le

cisaillement. Il est à noter que cette approche néglige les forces d'amortissement du système.

L'énergie induite dans l'ossature lors d'un séisme peut être calculée à l'aide de la loi de physique mécanique qui stipule que l'énergie est égale au produit de la force et du déplacement. Pour trouver l'énergie totale induite dans l'ossature il suffit de faire la sommation de l'énergie à chaque pas de temps. Il faut noter ici que les forces d'amortissement ne sont pas considérées pour le calcul de l'énergie induite. Cependant, leur contribution ne dépasse 5% pour le genre de structure étudiée. L'équation 4.6 représente la sommation de l'énergie induite.

$$E_{induite} = \int V_{base} \Delta_{simulateur} dt \quad (4.6)$$

où:

$E_{induite}$: Énergie induite;

V_{base} : Cisaillement à la base;

$\Delta_{simulateur}$: Déplacement absolu du simulateur.

Cette sommation a été effectuée numériquement et l'énergie induite au $i^{ième}$ intervalle de temps est donnée par l'expression suivante:

$$E_{induite(i)} = E_{induite(i-1)} + \left[\frac{V_{base(i)} + V_{base(i-1)}}{2} (\Delta_{simulateur(i)} - \Delta_{simulateur(i-1)}) \right] \quad (4.7)$$

La valeur initiale de l'historique de l'énergie induite dans l'ossature au cours du séisme d'intensité 2 (fig. 4.33) n'est pas égale à zéro. Le décalage observé correspond à la valeur de l'énergie induite à la fin de l'intensité 1. Cette quantité d'énergie a dû être ajoutée pour bien représenter le comportement réel de l'ossature; l'énergie dissipée au cours du séisme d'intensité 1 aurait été dissipée par l'ossature au cours du séisme d'intensité 2 même si le premier essai n'avait pas eu lieu, c'est pourquoi la somme des énergies a été faite.

Résultats expérimentaux

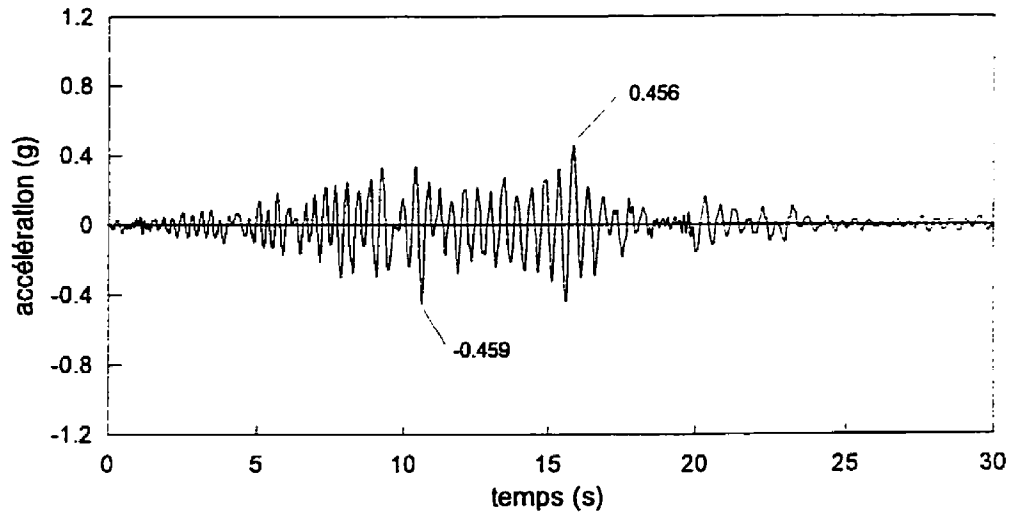


Figure 4.14: Accélération absolue au premier étage (intensité 1).

Résultats expérimentaux

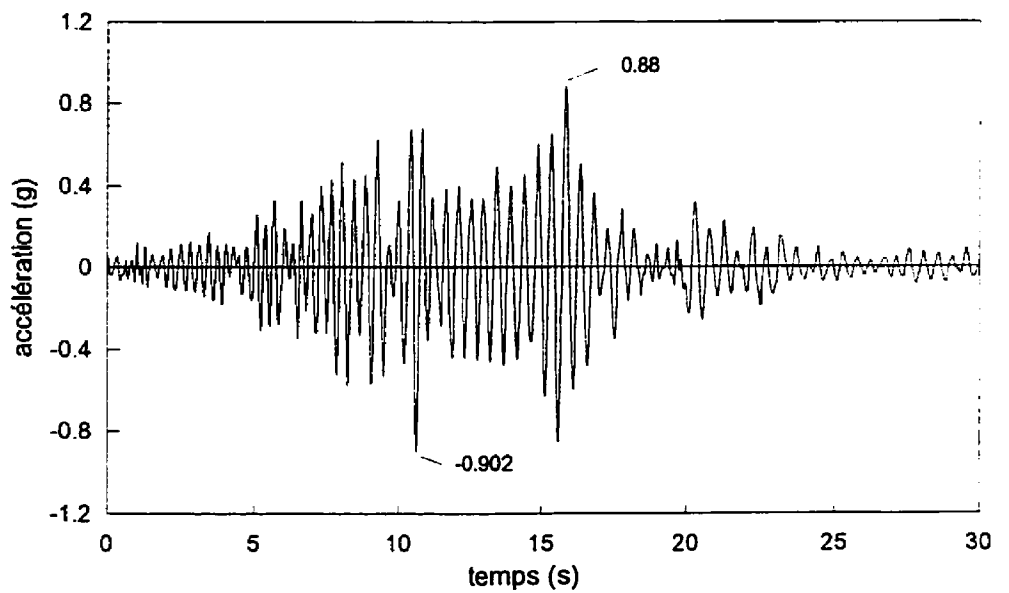


Figure 4.15: Accélération absolue au deuxième étage (intensité 1).

Résultats expérimentaux

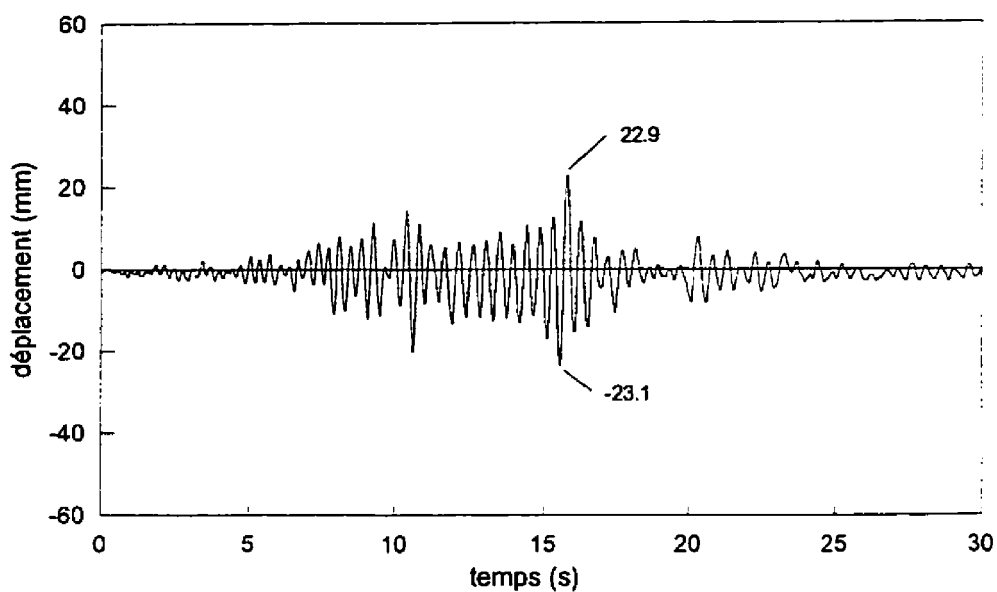


Figure 4.16: Déplacement relatif au premier étage (intensité 1).

Résultats expérimentaux

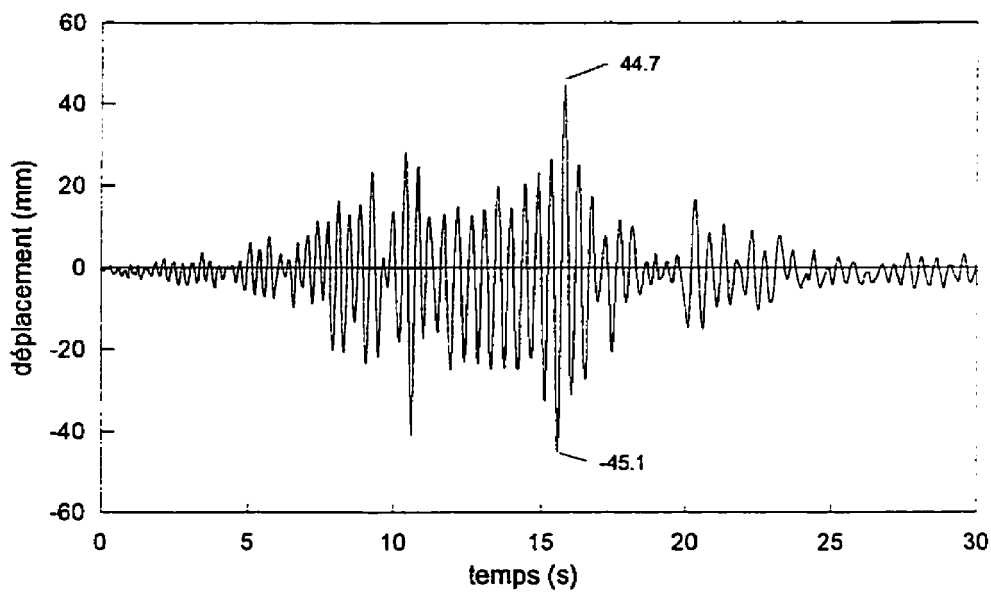


Figure 4.17: Déplacement relatif au deuxième étage (intensité 1).

Résultats expérimentaux

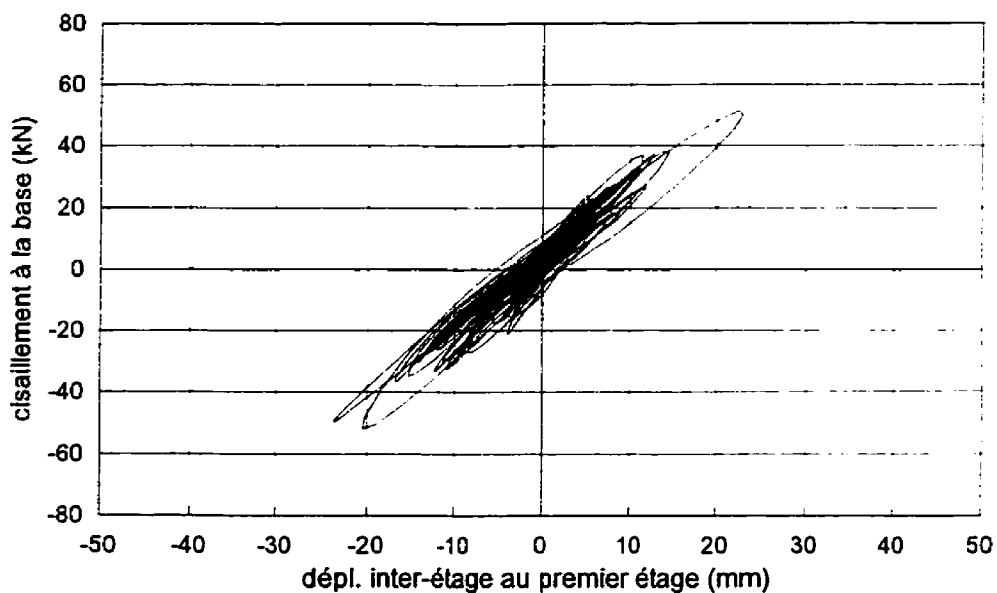


Figure 4.18: Courbes d'hystérésis au premier étage (intensité 1).

Résultats expérimentaux

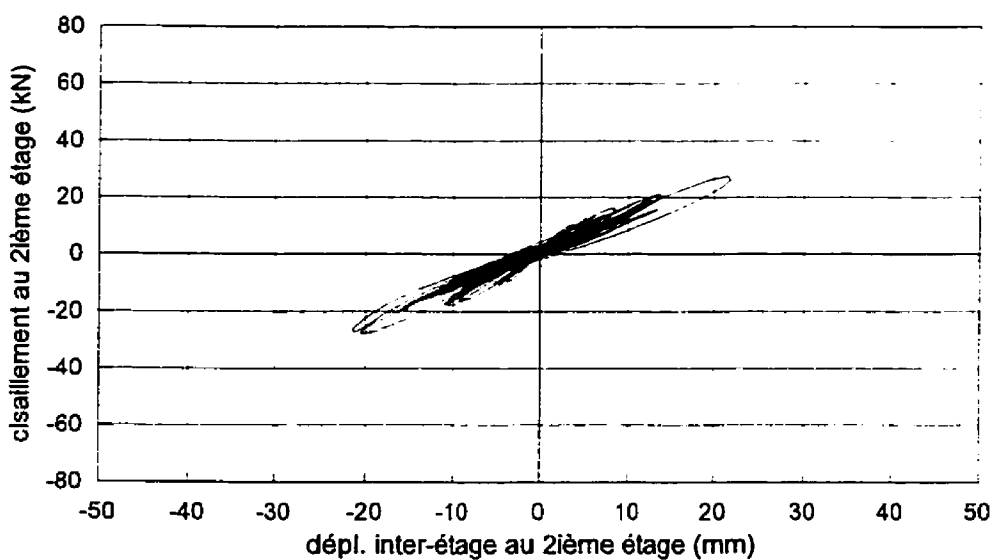


Figure 4.19: Courbes d'hystérésis au deuxième étage (intensité 1).

Résultats expérimentaux

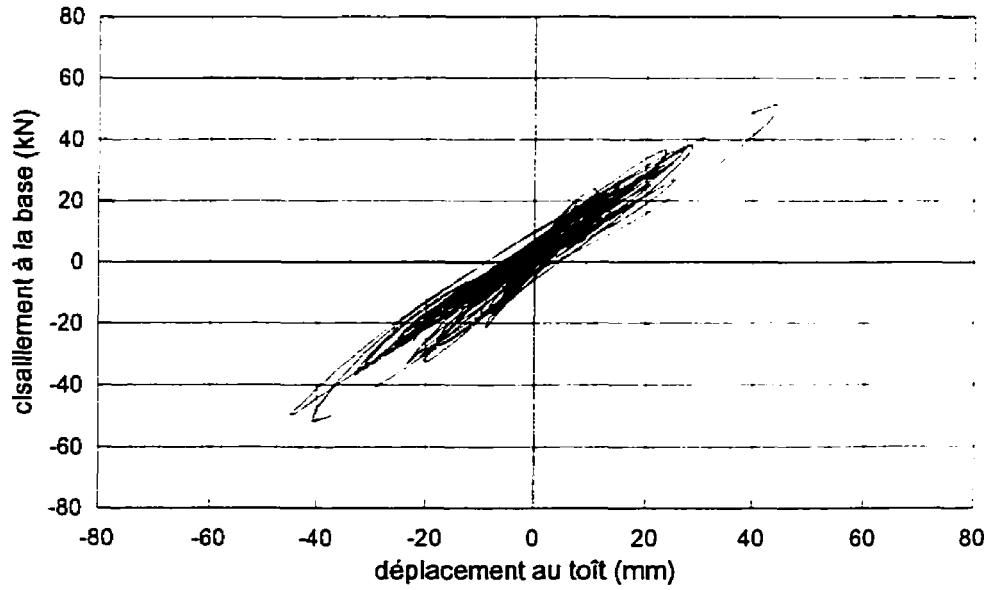


Figure 4.20: Courbes d'hystérésis globales (intensité 1).

Résultats expérimentaux

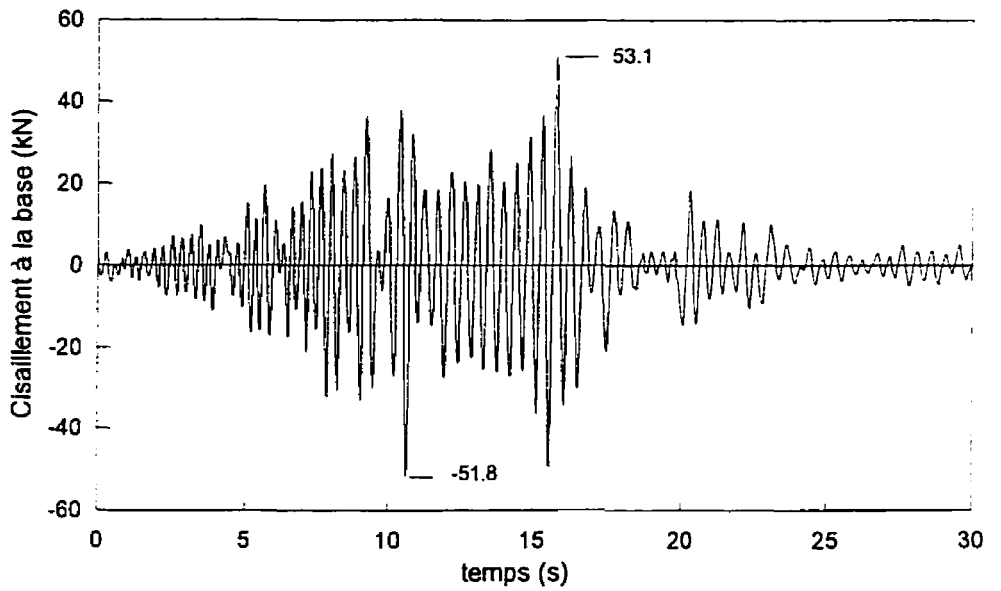


Figure 4.21: Cisaillement à la base (intensité 1).

Résultats expérimentaux

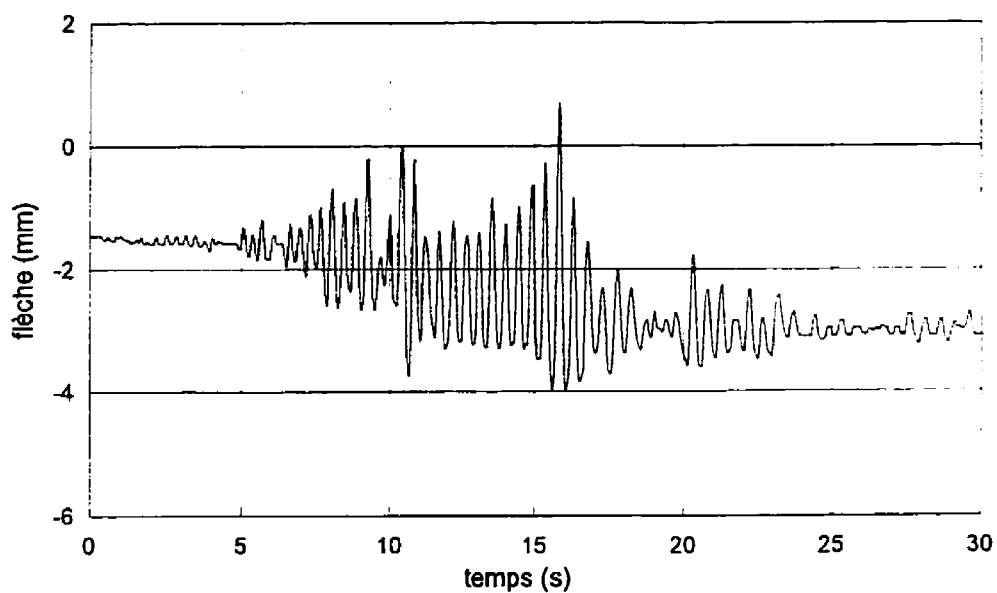


Figure 4.22: Flèche au 2/3 d'une des poutres au premier étage (intensité 1).

Résultats expérimentaux

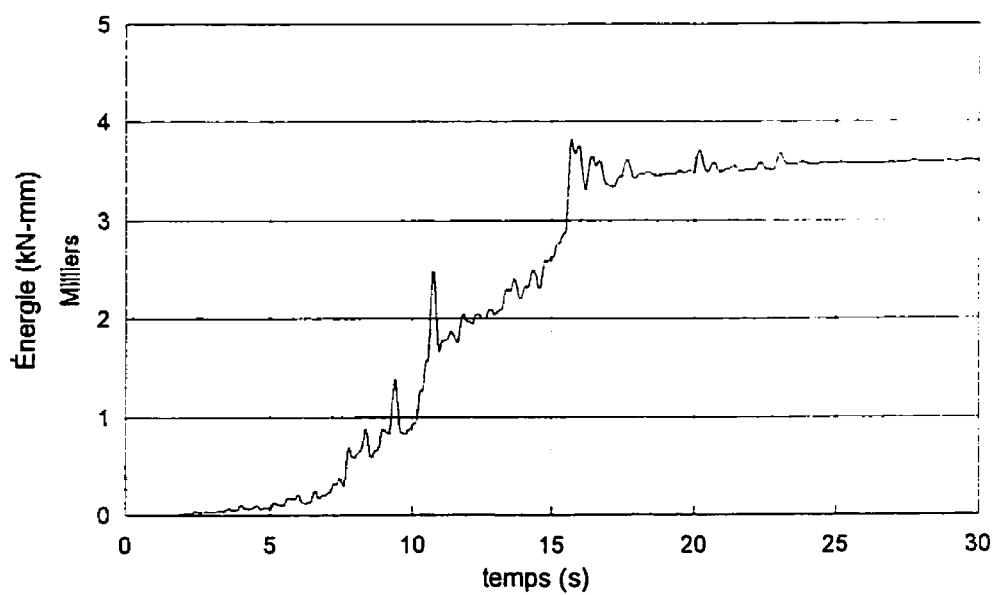


Figure 4.23: Énergie induite dans l'ossature (intensité 1).

Résultats expérimentaux

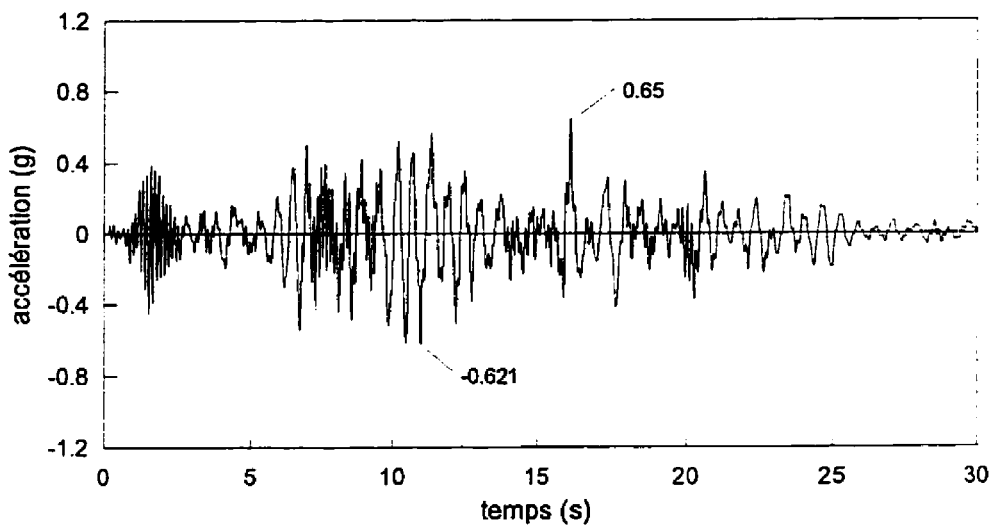


Figure 4.24: Accélération absolue au premier étage (intensité 2).

Résultats expérimentaux

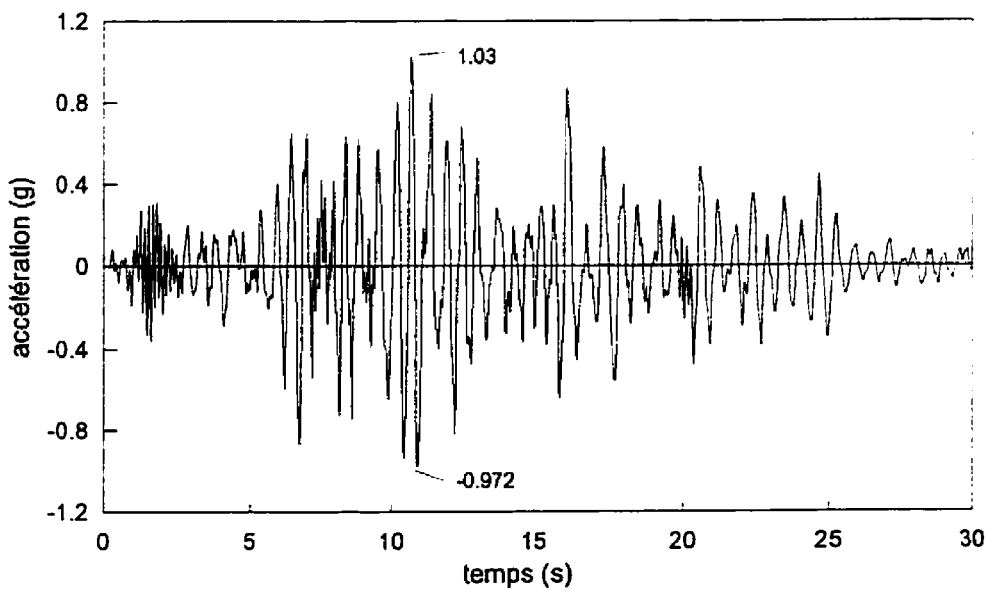


Figure 4.25: Accélération absolue au deuxième étage (intensité 2).

Résultats expérimentaux

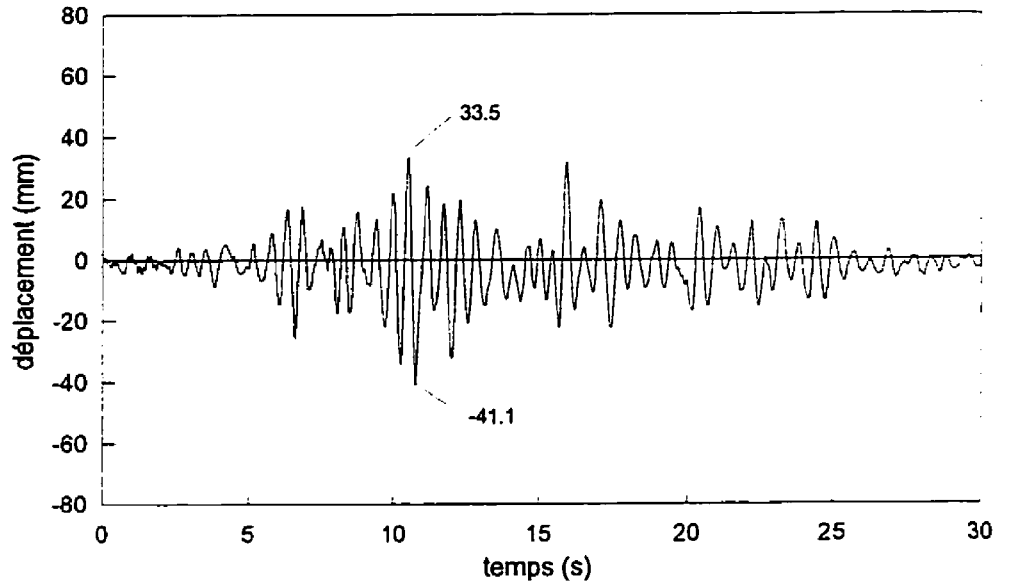


Figure 4.26: Déplacement relatif au premier étage (intensité 2).

Résultats expérimentaux

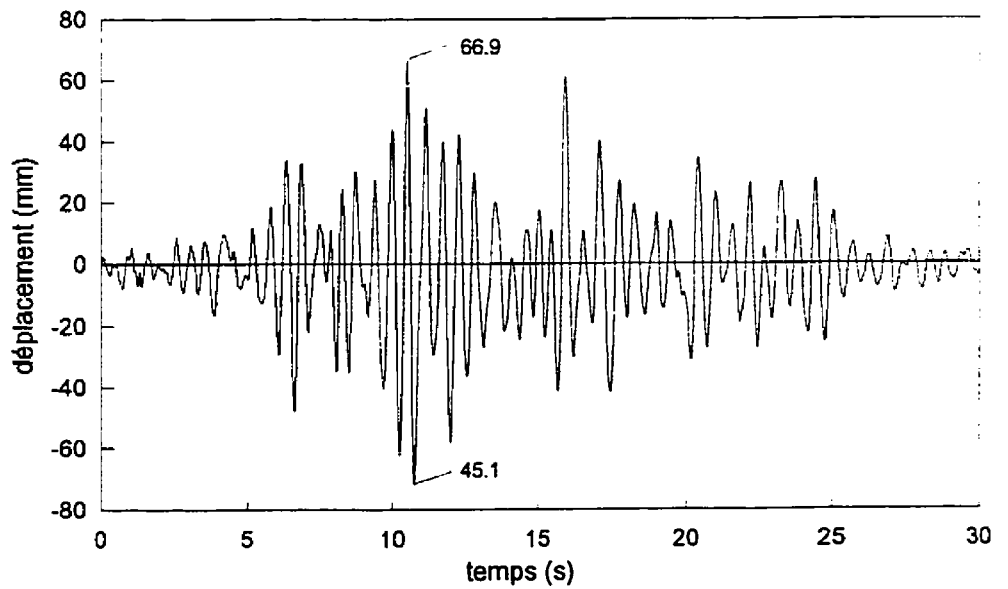


Figure 4.27: Déplacement relatif au deuxième étage (intensité 2).

Résultats expérimentaux

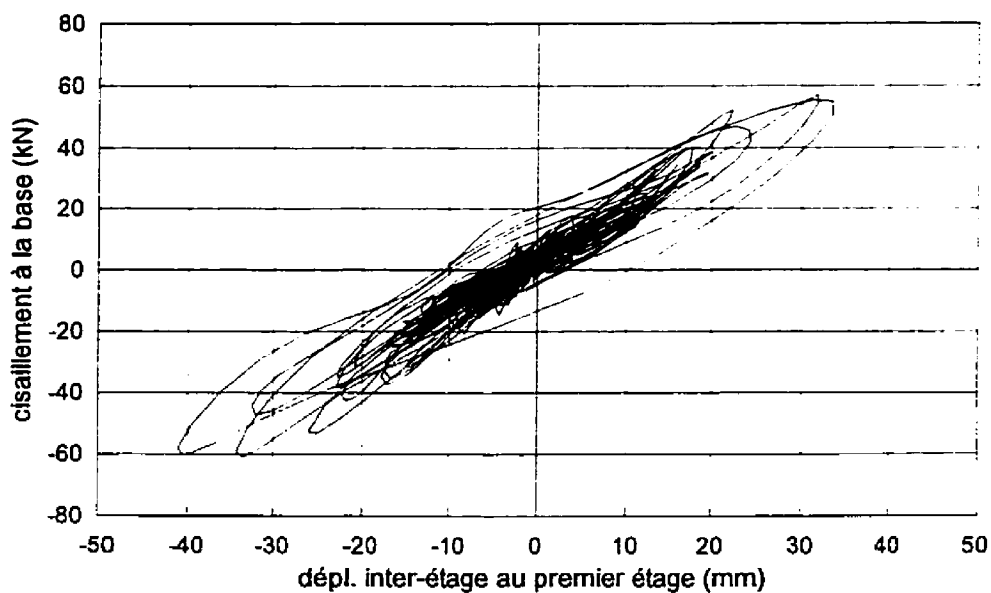


Figure 4.28: Courbes d'hystérésis au premier étage (intensité 2).

Résultats expérimentaux

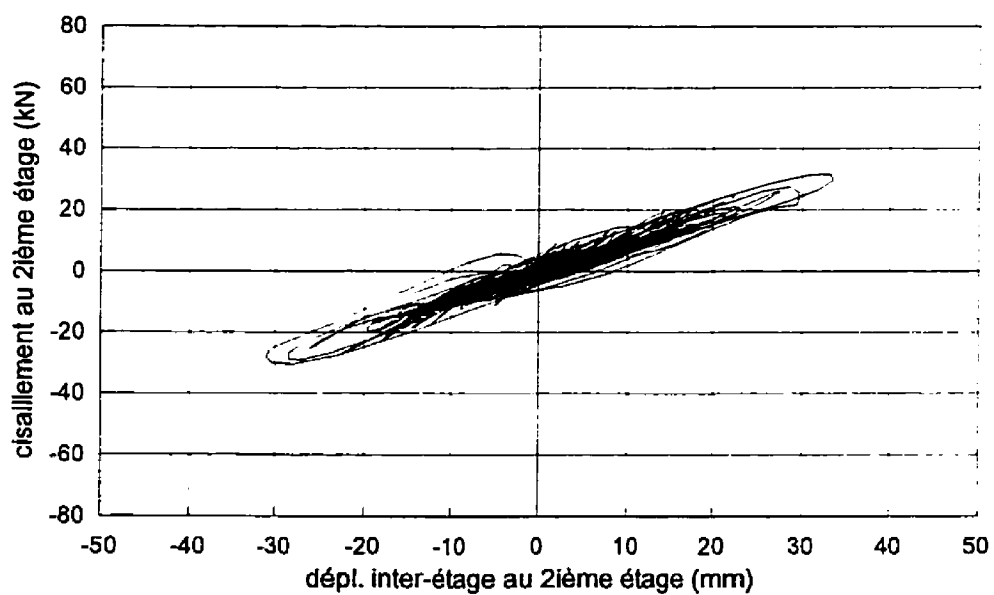


Figure 4.29: Courbes d'hystérésis au deuxième étage (intensité 2).

Résultats expérimentaux

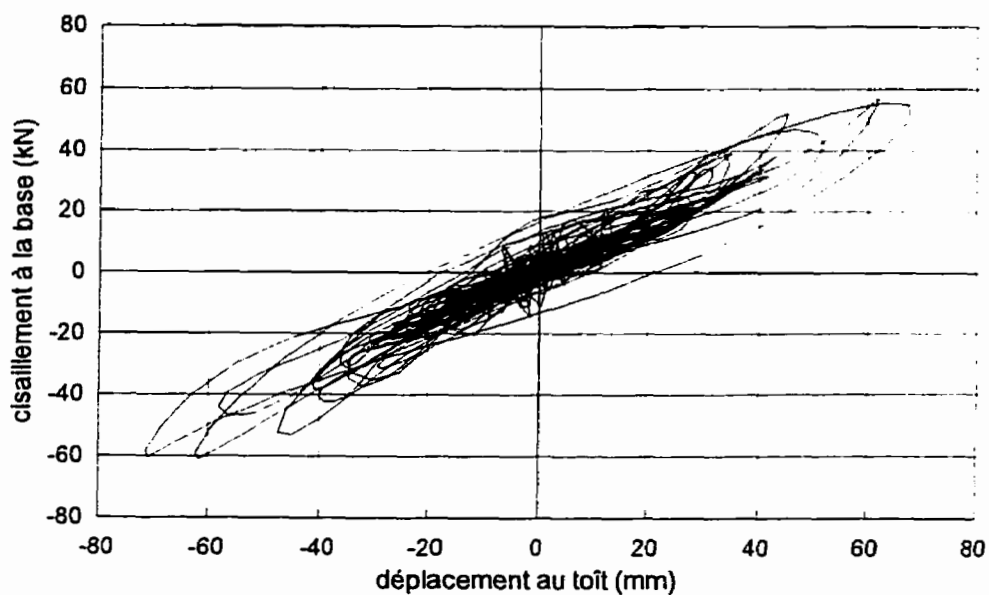


Figure 4.30: Courbes d'hystérésis globales (intensité 2).

Résultats expérimentaux

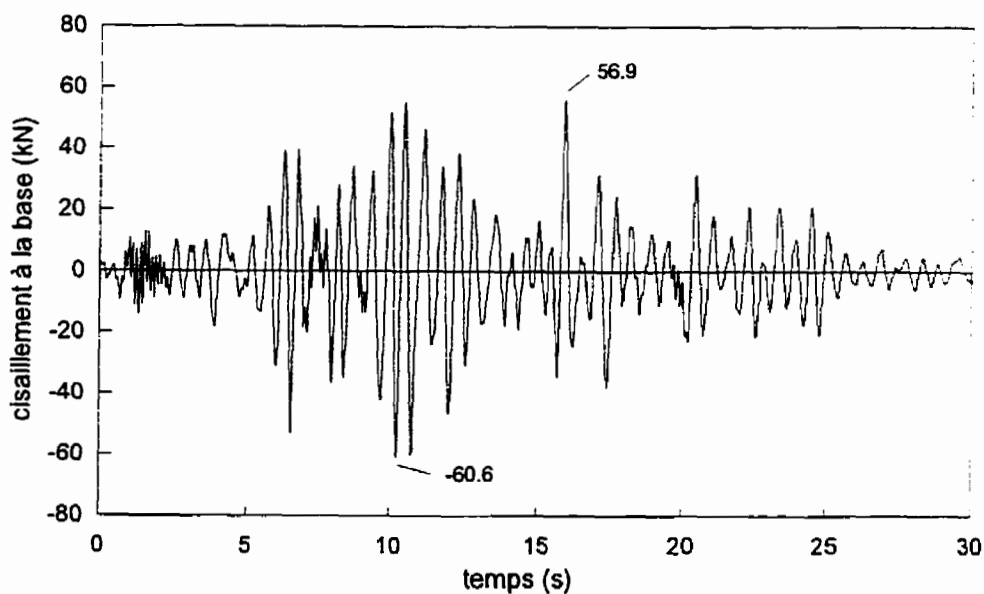


Figure 4.31: Cisaillement à la base (intensité 2).

Résultats expérimentaux

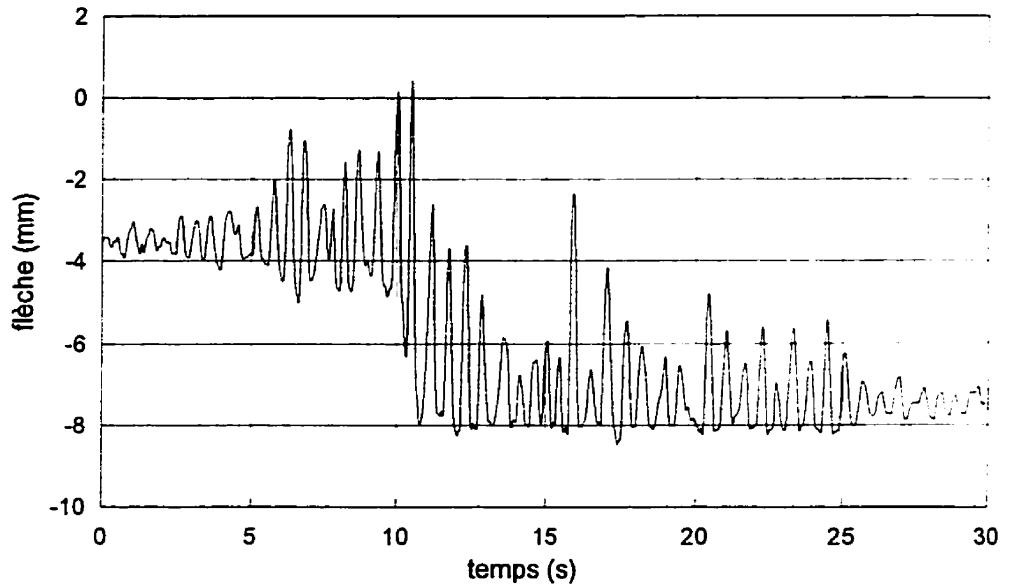


Figure 4.32: Flèche au 2/3 d'une des poutres au premier étage (intensité 2).

Résultats expérimentaux

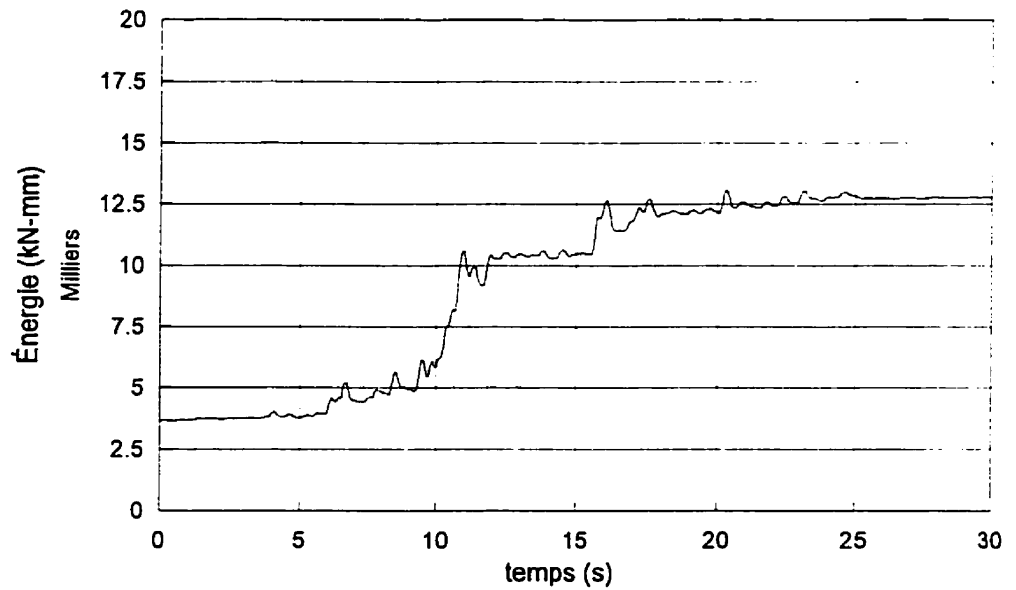


Figure 4.33: Énergie induite dans l'ossature (intensité 2).

4.5 Discussion des résultats expérimentaux.

Nous pouvons voir en observant les résultats expérimentaux que l'ossature ductile s'est bien comportée pour les deux niveaux d'intensité. Ce dimensionnement parasismique aurait permis la survie du bâtiment hypothétique si un séisme majeur avait eu lieu. Notons que l'ossature a respecté la philosophie de «poutres faibles et poteaux forts» prescrite par la norme A23.3. L'ossature ne s'est pas effondrée mais a tout de même subi des dommages importants. Un des premiers indices qui nous permet de constater la dégradation de la structure est la variation de sa période fondamentale. En considérant l'expression suivante pour un système à un degré de liberté:

$$T = 2 \pi (m / k)^{1/2} \quad (4.8)$$

où:

T : période fondamentale de la structure;

m : masse de la structure;

k : rigidité de la structure.

Nous pouvons voir que la période fondamentale est inversement proportionnelle à la racine carrée de la rigidité de l'ossature. Donc si la période fondamentale de l'ossature augmente, c'est que sa rigidité diminue due à la dégradation des poutres, des poteaux et des joints. Si nous posons la rigidité initiale (k_i) comme étant égale à 100 % et que nous

prenons la période fondamentale après le premier essai (intensité 1), nous trouvons que l'ossature a perdu 60 % de sa rigidité après le premier niveau d'intensité. La rigidité de l'ossature n'était plus que de $0,4 k_i$. Après le deuxième essai (intensité 2), la rigidité du spécimen n'était plus que de $0,25 k_i$. Ce phénomène peut être visualisé en observant les courbes d'hystérésis des figures 4.18 à 4.20 et des figures 4.28 à 4.30. Pour le premier niveau d'intensité, nous voyons clairement une cassure dans la pente des graphiques, cette cassure étant produite par la fissuration de l'ossature. Par la suite, la rigidité diminue quelque peu due à la plastification des aciers longitudinaux dans les éléments. Pour le deuxième niveau d'intensité, la variation de la pente est beaucoup plus douce: elle est causée par la plastification des aciers longitudinaux de l'ossature. Si nous comparons les courbes d'hystérésis globales pour les deux niveaux d'intensité, nous voyons que la courbe de l'intensité 2 est plus inclinée, l'ossature s'étant dégradée au cours des essais. Nous remarquons que l'ossature ductile dissipe bien l'énergie en observant la courbe d'hystérésis de l'intensité 2. Les boucles d'hystérésis sont stables et ne se resserrent pas autour de l'origine (pas de phénomène de pincement) malgré la forte baisse de rigidité.

L'ossature ductile a bien dissipé l'énergie car les rotules plastiques se sont formé dans les poutres et non dans les poteaux. Ce comportement était prévisible étant donné que l'ossature était dimensionnée conformément à la philosophie «poutres faibles et poteaux forts». Cependant, il est difficile d'évaluer la réserve disponible pour que ce

genre de mécanisme se produise. Priestley (1995) propose un indice (S_p) qui permet d'évaluer le potentiel d'apparition d'un mécanisme de rotules plastiques dans les poteaux d'une ossature en béton armé. Un mécanisme de rotules plastiques est défini comme étant la formation de rotules aux deux extrémités de chaque élément de l'étage considéré. Le calcul de cet indice est basé sur la résistance flexionnelle des poutres et des poteaux aux joints situés au dessus et au dessous de la série de poteaux considérés. Pour une série de j poteaux situés entre les étages n et $n+1$, l'indice se définit comme suit:

$$S_p = \frac{\sum_{i=1}^j (\sum M_{Bn,i}) + \sum_{i=1}^j (\sum M_{Bn+1,i})}{\sum_{i=1}^j (\sum M_{Cn,i}) + \sum_{i=1}^j (\sum M_{Cn+1,i})} \quad (4.9)$$

où:

- $\sum M_{Bn,i}$: sommation de la résistance flexionnelle nominale des poutres au joint i , niveau n ;
- $\sum M_{Cn,i}$: sommation de la résistance flexionnelle nominale des poteaux au joint i , niveau n .

Si la valeur de $S_p \geq 1$, la formation d'un mécanisme de rotules plastiques dans les poteaux est fortement probable. Cependant, pour tenir compte de l'incertitude des propriétés des matériaux et de l'influence des modes supérieurs, il est recommandé de considérer une valeur limite de $S_p \geq 0,85$ pour la formation d'un mécanisme dans les

poteaux. Le calcul de l'indice S_p pour l'ossature étudiée a donné une valeur de 0,472 pour le 1^{er} étage et une valeur de 0,554 pour le 2^{ème} étage. Nous pouvons donc voir que l'ossature ductile telle que dimensionnée selon la norme A23.3 n'est pas près de la formation d'un mécanisme de rotules plastiques dans les poteaux. Cette théorie est vérifiée en observant les déformations dans les barres longitudinales instrumentées; les déformations des barres des poteaux au 1^{er} étage n'ont pas dépassées 3000 $\mu\epsilon$. L'indice S_p semble donc être un bon outil pour prédire le comportement sismique des ossatures en béton armé.

Les valeurs de cisaillement à la base obtenues lors des essais dépassent largement la valeur de cisaillement (V) déterminée avec l'équation du CNBC 1995. Des valeurs de l'ordre 50 et 60 kN ont été obtenues pour le premier et le deuxième essai respectivement tandis qu'une valeur de 9,3 kN avait été obtenue de l'équation du code (section 2.2.3). Le cisaillement à la base obtenu des résultats expérimentaux aurait dû être de quelque peu supérieur à la valeur du CNBC 1995; le surplus provenant de l'utilisation des facteurs ϕ_s et ϕ_c pour le dimensionnement. Cependant, la différence observée vient du fait qu'une ossature ductile doit répondre à la philosophie de «poutres faibles et poteaux forts». En dimensionnant l'ossature selon cette philosophie, les charges latérales calculées avec l'équation du code ne gouvernent pas le dimensionnement et le cisaillement à la base théorique pouvant être repris par la

structure est plus grand. Notons que cette observation est valide pour le cas étudié mais serait différente pour le dimensionnement d'un bâtiment élancé par exemple.

Le CNBC 1995 limite les déplacements inter-étage à une valeur de $0,02 h$, où h est la hauteur de l'étage. Pour notre cas, cette valeur est de 30 mm. Lors de la première intensité de séisme, les déplacements inter-étage ont atteint de 23,7 mm au 1^{ier} étage et 21,6 mm au 2^{ième} étage. L'ossature s'est donc comportée conformément au code à ce niveau. Les déplacements inter-étage pour la deuxième intensité de séisme ont été de 41,1 mm au 1^{ier} étage et de 33,4 mm au 2^{ième} étage. Ces valeurs dépassent celles prescrites par le code mais il ne faut pas oublier que le séisme utilisé pour le deuxième essai a une intensité deux fois plus grande qu'un séisme ayant une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans tel qu'utilisé par le CNBC (1995). Dans de telles circonstances un tel comportement est acceptable.

Les joints poutres-poteaux se sont bien comportés pour les deux niveaux d'intensité. Ils ont perdu de leur rigidité, à cause de la fissuration, mais leur capacité à reprendre les efforts de cisaillement n'a pas semblé être affectée. Les nombreuses frettes dans les joints étant à la source du bon comportement de ces derniers. Les fissures qui traversaient les joints étaient bien définies (en forme de X) et peu nombreuses, preuve du bon confinement. De plus, aucun écaillage n'a été observé dans les joints.

Les systèmes mécaniques de lecture des courbures n'ont pas tellement bien fonctionné dans l'ensemble. Les lectures de courbure obtenues étaient d'une précision douteuse. Plusieurs facteurs ont fait que les lectures n'étaient pas précises, en voici quelques uns: pointe des crayons utilisés trop large, système d'attache des crayons trop souple, précision sur la mesure des traits, etc. Par contre, le système mécanique de lecture donnait une bonne idée sur la longueur de la zone de rotule plastique. Le système avait été dimensionné de façon à ce que le trait des crayons soit visible lors de la plastification des barres longitudinales. De cette façon, dès qu'un crayon marque, nous pouvons assumer que nous sommes en présence d'une rotule plastique. Sur les poteaux, les deux premiers cadres du système mécanique de lecture étaient installés à 0 mm et à 75 mm de la face de la poutre de fondation. Ceux des poutres étaient installés à 20 mm et 95 mm de la face des poteaux. Lors des deux essais, seulement les premiers crayons de chaque série de cadres ont tracé. Les rotules plastiques sont donc très localisées et situées aux extrémités des éléments. La longueur des rotules plastiques estimée à l'aide des systèmes mécaniques de lecture est de $0,65 d$ pour les poteaux et à $0,75 d$ pour les poutres, où d est la distance entre le point en compression le plus éloigné et le centre de gravité des aciers longitudinaux en traction. Ces longueurs estimées de rotules plastiques sont près des longueurs réelles mesurées directement sur l'ossature. Les longueurs de rotules plastiques mesurées sont en deçà de $0,55 d$ pour les poutres et les poteaux. Le système mécanique de lecture de courbure a donc été efficace pour déterminer les

longueur de rotules plastiques. Priestley (1995) propose une expression pour estimer la longueur des rotules plastiques (L_p) dans les poutres:

$$L_p = 0,08L + 0,022 f_y d_b \quad (4.10)$$

Le premier terme de l'expression 4.9 représente l'étendue de la rotule plastique due à la longueur de l'élément, L étant la distance entre la section étudiée et le point d'inflexion. Le deuxième terme représente la partie de la rotule plastique se prolongeant dans le joint, avec f_y qui est la limite d'écoulement des barres longitudinale des poutres ayant un diamètre égale à d_b . Le deuxième terme de l'expression 4.9 ne sera pas considéré, puisque seule la partie de la rotule plastique dans la poutre nous intéresse. Le point d'inflexion est généralement situé au milieu de la portée pour le cas sismique. La distance L est donc égale à 50 % de la portée libre de l'élément, soit $0,5 \times 2350 = 1175$ mm. Nous obtenons une longueur de rotule plastique théorique de 94 mm, soit $0,72 d$ ($d = 131$ mm pour les poutres du 1^{ier} étage). Cette longueur est de 30 % plus grande que celle déterminée expérimentalement. Cependant, nous savons que le point d'inflexion n'est pas situé à mi-portée de la poutre car la section de poutre située entre les deux appuis est rigide. Si nous prenons par exemple une longueur (L) de 743 mm, longueur qui correspond à la distance entre la face du poteau et le point d'appuis d'une masse, la longueur de rotule plastique théorique devient donc de 60 mm, soit $0,46 d$. Cette longueur de rotule plastique déterminée à l'aide du premier terme de l'expression 4.9 est

de 10 % inférieure à celle trouvée expérimentalement, mais cette valeur est quand même représentative du cas étudié. L'expression 4.10 est donc un outil relativement précis pour le calcul de la longueur des rotules plastiques.

Les valeurs d'amortissement critique trouvées avec la méthode du décrement logarithmique se situent entre 3,0 % et 5,0 %. Ces valeurs sont couramment rencontrées pour des structures en béton armé. Nous avons pu remarquer que la valeur d'amortissement critique de l'ossature augmentait au cours des essais. L'amortissement est passée d'une valeur de 3,01 % à 4,84 % entre le moment où l'ossature était sous chargement statique jusqu'à la fin du deuxième essai. Cette tendance peut s'expliquer par le fait que l'ossature se détériore: la friction entre les surfaces de contact des nombreuses fissures et la plastification des aciers longitudinaux des éléments font que le système est plus amorti à mesure que l'ossature se dégrade.

Il est à noter que les limites de l'ossature ductile n'ont pas été atteintes au cours du deuxième essai. Les déformations maximales des aciers longitudinaux (voir figure 4.8) n'ont pas dépassé $62000 \mu\epsilon$ comparativement à une élongation maximale possible d'environ 19 % ($190000 \mu\epsilon$) tel que déterminé lors des essais en traction (section 3.3.1). L'ossature possédait donc une bonne réserve de résistance à ce niveau. De plus, en observant qualitativement les courbes d'hystérésis globales de la figure 4.30, nous voyons que le niveau de ductilité (μ) atteint n'est pas tellement grand et que l'ossature

pourrait subir de plus grands déplacements. Il est à noter également qu'aucun écaillage ne s'est produit dans les joints, preuve que leur intégrité a été conservée. Il est cependant difficile de prédire le niveau d'intensité maximum que pourrait supporter l'ossature. Le comportement d'une structure en béton armé est imprévisible à ce niveau d'endommagement car des ruptures en cisaillement ou l'instabilité de l'ossature peuvent survenir à tout instant. Une autre preuve que le comportement peut être imprévisible à ce niveau est que la quantité d'énergie induite dans le système n'est pas directement proportionnelle à l'intensité du séisme. L'énergie sismique induite au cours du deuxième essai ($\cong 12500$ kN-mm) est 3,5 fois plus grande que l'énergie induite au cours du premier essai ($\cong 3500$ kN-mm). Une petite variation de l'intensité du séisme pourrait donc avoir une grande influence sur la quantité d'énergie induite dans l'ossature et entraîner la ruine de la structure. Finalement, il serait bon de noter que la détermination du niveau d'intensité que pourrait supporter l'ossature au delà du niveau considéré dans ce projet, soit deux fois le séisme de calcul, n'est pas vraiment pertinent: un événement semblable est très peu probable et un bâtiment qui pourrait résister à un tel séisme serait jugé non-économique.

CHAPITRE 5

MODÉLISATION NON-LINÉAIRE DE L'OSSATURE

5.1 Le logiciel RUAUMOKO.

Le logiciel RUAUMOKO (Carr, 1995) est un programme qui permet l'analyse non-linéaire de structures en deux dimensions. Ce logiciel est conçu spécialement pour l'analyse dynamique et offre plusieurs options à ce chapitre. La modélisation numérique peut être effectuée avec différents modèles de matrices de masse, d'amortissement et de rigidité. Plusieurs lois de comportement hystérétique sont offertes pour la modélisation inélastique des éléments. Les chargements statiques et dynamiques peuvent être combinés afin de déterminer les forces maximales induites dans la structure. Notons finalement que le logiciel comporte un post-processeur graphique (DYNAPLOT) qui permet de visualiser les différents historiques obtenus des analyses.

Les différents aspects de la modélisation de l'ossature sont discutés dans les prochaines sections. Deux modèles sont présentés: un modèle préliminaire et un modèle corrigé. Les différences entre les deux modèles proviennent des valeurs qui caractérisent les matériaux (f_y , f_c , E_c et $\rho_{\text{béton}}$), de la modélisation de l'amortissement et de la modélisation des masses. Le pas d'intégration utilisé pour les analyses (Δt) est de 0,005

seconde. Pour les analyses de la deuxième intensité, il fallait tout d'abord passer le séisme d'intensité 1 puis le séisme d'intensité 2 afin de reproduire les conditions expérimentales. Notons finalement que les analyses ont été effectuées à l'aide d'un Pentium 133 MHz.

5.1.1 Modèle préliminaire.

Le modèle préliminaire se base sur les hypothèses posées lors de la conception de l'ossature. Le modèle préliminaire représente le modèle qu'un ingénieur pourrait créer avant la construction du bâtiment. La modélisation repose sur les hypothèses posées lors du dimensionnement. Voici ces hypothèses:

$$f_y \quad : \quad 400 \text{ MPa};$$

$$f_c' \quad : \quad 25 \text{ MPa};$$

$$E_c \quad : \quad 22500 \text{ Mpa} (4500 \sqrt{f_c'});$$

$$\rho_{\text{béton}} \quad : \quad 24 \text{ kN} / \text{m}^3.$$

La modélisation des masses s'est faite en introduisant des masses concentrées au 1/3 et au 2/3 des poutres de chaque étage. Le poids des masses était de 27 kN chacune au 1^{ier} étage et de 16 kN chacune au 2^{ième} étage. Notons qu'aucune extension rigide n'a été

introduite dans la modélisation; le niveau d'endommagement qui était prévu dans les joints ne justifiait pas l'utilisation d'extension rigide.

5.1.2 Modèle corrigé.

Les modifications apportées au modèle corrigé sont basées sur des données expérimentales et des observations faites lors des essais sur le simulateur sismique. Le modèle corrigé représente le modèle qu'un ingénieur pourrait créer après la construction du bâtiment. La modélisation repose sur les propriétés des matériaux déterminées lors d'essais. Voici ces propriétés:

$$f_y \quad : \quad 420 \text{ MPa};$$

$$f_c' \quad : \quad 26,2 \text{ MPa};$$

$$E_c \quad : \quad 27500 \text{ MPa};$$

$$\rho_{\text{assature}} \quad : \quad 32,3 \text{ kN} / \text{m}^3;$$

$$\rho_{\text{masses}} \quad : \quad 23,2 \text{ kN} / \text{m}^3.$$

Le système d'ancrage des masses créait un encastrement des poutres qu'il a fallu modéliser. Pour ce faire, nous avons superposé des éléments de poutre ayant la même rigidité que les masses sur les parties centrales des poutres. À ces éléments de poutre, nous avons attribué une masse par unité de longueur pour mieux modéliser la

distribution des masses sismiques. Notons que l'accélérogramme auquel est soumis l'ossature pour l'analyse du modèle corrigé est celui enregistré par l'accéléromètre de la table vibrante. Cette modification a pour but de représenter le plus fidèlement possible les conditions expérimentales.

5.2 Modélisation de l'amortissement visqueux équivalent.

Le modèle de Rayleigh a été choisi pour la modélisation de l'amortissement visqueux équivalent, ce modèle étant couramment utilisé lors d'analyse non-linéaire (Filiatrault, 1996). Ce modèle permet également de diminuer le temps de calcul lors des analyses comparativement à d'autres modèles offerts par le logiciel RUAUMOKO. La matrice d'amortissement choisie est proportionnelle à la matrice de masse ainsi qu'à la matrice de rigidité initiale. Ce type de matrice d'amortissement implique que la fraction d'amortissement de la structure augmente lorsque sa rigidité diminue (Carr, 1995). Selon le modèle de Rayleigh, la fraction d'amortissement critique (ζ) dans un mode quelconque (i) peut être obtenue de la relation suivante (Filiatrault, 1996):

$$\zeta_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (5.1)$$

où ω_i est la fréquence circulaire du mode i et les coefficients α et β sont obtenus en mesurant les fractions d'amortissement critique dans deux modes distincts i et j . Voici les expressions pour α et β :

$$\alpha = 2\omega_i\omega_j \left[\frac{\zeta_j\omega_i - \zeta_i\omega_j}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \right] \quad (5.2)$$

$$\beta = 2 \left[\frac{\zeta_i\omega_i - \zeta_j\omega_j}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \right] \quad (5.3)$$

En introduisant le modèle de Rayleigh à la modélisation numérique, nous avons une valeur d'amortissement qui varie en fonction de la période fondamentale de l'ossature et de sa dégradation. Ce modèle permet donc de faire correspondre les valeurs d'amortissement critique déterminées expérimentalement avec les périodes fondamentales aux différentes étapes des essais.

Pour le cas étudié, nous avons mesuré trois paires de valeurs d'amortissement critique et de pulsation (voir tableau 5.1) correspondant aux trois principales étapes des essais; chargement statique, après le séisme d'intensité 1 et après le séisme d'intensité 2. Il était donc possible de déterminer à partir de ces données les coefficients α et β . Les données des étapes 1 et 3 ont été choisies pour le calcul afin que les valeurs d'amortissement critique pour le cas intermédiaire soit contenue entre les valeurs

extrêmes déterminées expérimentalement. Les valeurs obtenues pour α et β sont égales à $1,011 \text{ s}^{-1}$ et $6,84 \times 10^{-4} \text{ s}$ respectivement. Si nous remplaçons ces valeurs dans l'expression 5.1 avec la fréquence fondamentale correspondant à l'étape 2, nous trouvons une fraction d'amortissement critique de 0,0403 comparativement à une valeur de 0,0391 trouvée expérimentalement. Le modèle de Rayleigh représente donc bien la variation de l'amortissement visqueux observée lors des essais.

Tableau 5.1: Fractions d'amortissement critique et pulsations de l'ossature.

Étape	ζ_1 (%)	ω_1 (rad / s)
chargement statique	3,01	22,55
après le séisme d'intensité 1	3,91	14,27
après le séisme d'intensité 2	4,84	11,35

Pour le modèle préliminaire, aucune donnée expérimentale n'était disponible et les coefficients α et β n'ont pas été déterminés. L'amortissement de Rayleigh a tout de même été utilisé, mais nous avons fixé l'amortissement à 2,0 % pour les deux premiers modes. Cette valeur semblait raisonnable étant donné qu'aucun élément non-structural n'était attaché à l'ossature. Pour le modèle corrigé, l'idéal aurait été d'utiliser les coefficients α et β trouvés précédemment mais des problèmes de simulation avec le logiciel RUAUMOKO ont empêché leur utilisation. Le programme était instable lorsque l'ossature était soumise au séisme de l'intensité 2. Le pas de temps utilisé lors des analyses (0,005 s) n'était pas assez petit pour obtenir des résultats précis lorsque

l'ossature était fortement sollicitée (grandes déformations inélastiques). Des analyses avec des pas de temps plus faibles ont été effectuées; pour un pas de temps de 0,001 s, le temps de calcul pour une seule simulation était de plus de trois heures sans améliorer grandement la précision des résultats. Le temps manquant, nous avons conservé le pas de temps de 0,005 s puis déterminé des valeurs d'amortissement donnant des résultats satisfaisants et ne causant pas l'instabilité de la simulation. Le seul temps où le programme n'était pas instable était lorsque l'amortissement des deux premiers modes était fixé à 3,5 % et 4,0 % respectivement. Pour vérifier si ces valeurs étaient cohérentes avec les résultats expérimentaux, nous avons calculé les coefficients α et β correspondants puis déterminé les valeurs d'amortissement critique relatives aux périodes fondamentales trouvées expérimentalement. Voici les résultats obtenus:

Tableau 5.2: Comparaison entre les valeurs d'amortissement critique expérimentales et celles du modèle corrigé.

Étape	ω (rad / s) expérimental	ζ_1 (%) expérimental	ζ_1 (%) modèle
chargement statique	22,55	3,01	3,23
après le séisme d'intensité 1	14,27	3,91	3,65
après le séisme d'intensité 2	11,35	4,84	4,1

Les résultats obtenus sont près des valeurs expérimentales. La modélisation de l'amortissement en fixant les valeurs des deux premiers modes à 3,5 % et 4,0 % est donc représentative de la réalité.

5.3 Loi d'hystérésis.

La loi d'hystérésis moment-courbure utilisée pour la modélisation numérique des composantes de l'ossature est la loi de *Q-HYST* (Saïdi et Sozen, 1979). La courbe qui définit cette loi consiste en une enveloppe bilinéaire combinée avec une condition de déchargement dont la pente est fonction de la courbure maximale atteinte par l'élément. Nous pouvons voir à la figure 5.1 la forme générale de la loi de *Q-HYST*. Cette loi a été choisie car elle représente bien la dégradation de la rigidité des éléments en béton armé. Elle permet également l'utilisation de différentes pentes pour la condition de déchargement. De plus, sa simplicité fait qu'il est plus facile de déterminer les paramètres de chargement et de déchargement.

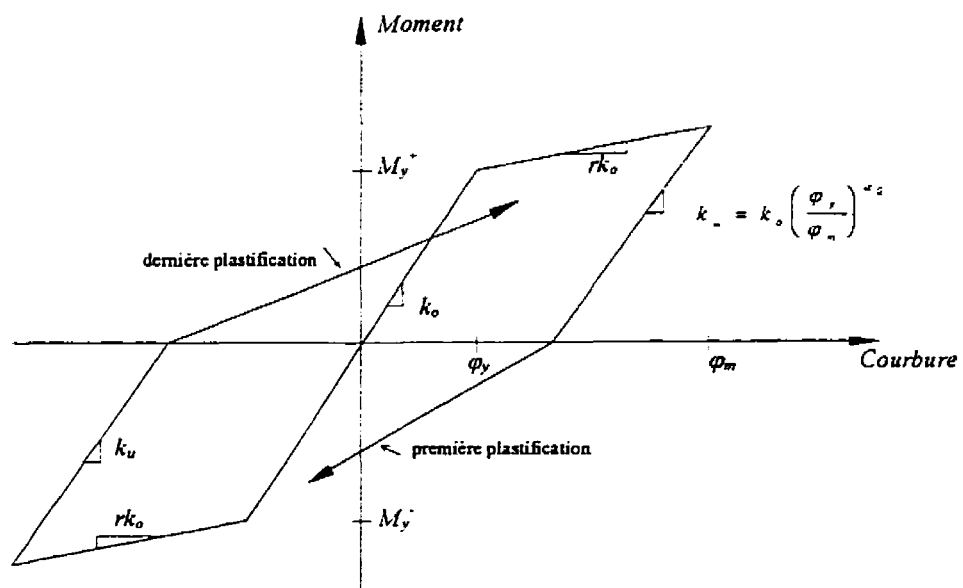


Figure 5.1: Loi d'hystérésis de *Q-HYST*.

Les paramètres de la figure 5.1 se définissent comme suit:

- k_o : Rigidité initiale;
- k_u : Rigidité de déchargement;
- α_Q : Facteur de déchargement;
- φ_y : Courbure à la première plastification;
- φ_m : Courbure maximale;
- M_y : Moment de plastification;
- r : Facteur bilinéaire.

Les paramètres k_u , φ_y et φ_m sont calculés par le logiciel lors de l'analyse et les autres valeurs doivent être fournies par l'utilisateur. Les étapes suivies pour déterminer les paramètres k_o , α_Q , M_y et r sont décrites dans les prochaines sections. Il faut noter que la loi d'hystérésis est valide pour des éléments en béton armé qui se déforment principalement en flexion. Si une rupture en cisaillement ou une perte d'ancrage se produisait dans un élément au cours des essais, son comportement ne suivrait plus la loi choisie.

5.4 Modélisation des membrures.

Il faut maintenant déterminer les propriétés des membrures afin de caractériser les courbes enveloppes de la loi d'hystérésis. Les propriétés qui doivent être calculées

sont le moment de plastification (M_y), la rigidité initiale (k_o) et le facteur bilinéaire (r). Rappelons que les poutres et les poteaux se comportent selon la même loi d'hystérésis à l'exception que le moment de plastification des poteaux est fonction de la charge axiale présente dans l'élément. Le moment de plastification des poteaux est obtenu à partir d'une courbe d'interaction qui sera décrite à la section 5.6.

L'objectif de cette section est de construire un modèle bi-linéaire le plus réaliste possible tout en tenant compte de l'effet du confinement. Pour ce faire, il faut que le modèle bilinéaire représente la courbe moment-courbure ($M-\phi$) probable de l'élément. Cette courbe $M-\phi$ probable peut être représentée par quatre points; l'origine (0,0), le moment de plastification ($M_y-\phi_y$), le moment nominal ($M_n-\phi_n$) et le moment ultime ($M_u-\phi_u$). La figure 5.2 représente la courbe $M-\phi$ probable.

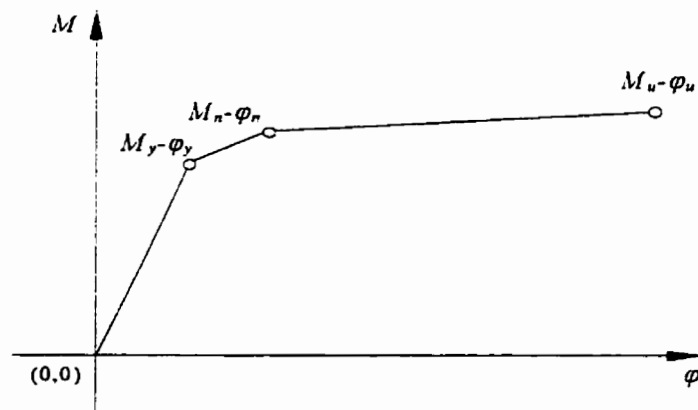


Figure 5.2: Courbe $M-\phi$ probable.

5.4.1 Détermination du moment de plastification (M_y).

Le moment de plastification d'un élément est le moment nécessaire pour que les aciers longitudinaux se plastifient en traction. Le logiciel RESPONSE (Felber, 1990) est utilisé pour calculer ce moment. Ce programme permet l'analyse de sections en béton armé ou en béton précontraint. Pour déterminer le moment de plastification, nous avons utilisé les caractéristiques de la section brute, fixé la déformation de l'acier tendu à $2000 \mu\epsilon$ puis imposé une charge axiale correspondante au cas étudié. De cette façon, le logiciel RESPONSE nous donnait une valeur unique de M_y et de φ_y pour l'élément considéré. Les coefficients de tenu des matériaux utilisés pour le béton et l'acier sont égaux à 1 ($\phi_c = \phi_s = 1$). Notons que les charges axiales sont nulles pour les poutres et équivalente à $1.0 D$ pour les poteaux. Les valeurs de M_y et de φ_y pour les différentes sections sont données au tableau 5.3 pour les deux modèles. Les valeurs de M_y pour le modèle corrigé sont de très peu supérieures aux valeurs du modèle préliminaire. La différence entre les valeurs provient de la variation de la résistance à la compression du béton (f_c'). La résistance à la compression utilisée dans le modèle préliminaire est de 25 MPa et de 26,2 MPa dans le modèle corrigé.

Tableau 5.3: Sommaire des valeurs de M_y et de φ_y .

Éléments s = espacement des frettes (mm)	Modèle préliminaire		Modèle corrigé	
	M_y (kN-m)	φ_y (rad / m)	M_y (kN-m)	φ_y (rad / m)
145 X 145 ($s = 30$) poutre - nég. et pos.	8,41	0,025	8,41	0,025
145 X 145 ($s = 60$) poutre - nég. et pos.	8,41	0,025	8,41	0,025
155 X 155 ($s = 30$) poutre - positif	9,19	0,022	9,2	0,0219
155 X 155 ($s = 30$) poutre - négatif	13,5	0,0246	13,51	0,0244
155 X 155 ($s = 65$) poutre - nég. et pos.	9,21	0,0224	9,21	0,0222
140 X 180 ($s = 30$) poteau - 1 ^{er} étage	13,0	0,0287	13,0	0,0285
140 X 180 ($s = 30$) poteau - 2 ^{ème} étage	12,32	0,0279	12,33	0,0277
180 X 180 ($s = 32$) poteau - 1 ^{er} étage	24,78	0,0215	24,78	0,0213
180 X 180 ($s = 34$) poteau - 2 ^{ème} étage	22,89	0,0205	22,88	0,0204

5.4.2 Détermination de la résistance flexionnelle nominale (M_n).

La résistance flexionnelle nominale d'un élément correspond au moment maximal qu'il peut supporter sans que le couvert de béton éclate. Le logiciel RESPONSE a été utilisé pour calculer le moment nominal. Pour ce calcul, nous avons utilisé les propriétés de la section brute, fixé la déformation de la fibre extrême en compression à $3500 \mu\epsilon$ puis imposé une charge axiale correspondante au cas étudié. La valeur de $3500 \mu\epsilon$ pour les fibres extrêmes en compression correspond à la valeur prescrite par la norme A23.3

pour la déformation à la rupture en compression du béton. Notons que les charges axiales sont nulles pour les poutres et équivalente à $1,0 D$ pour les poteaux. La variation de la charge axiale dans les poteaux durant les essais sera faible et ne devrait pas avoir une influence significative sur les courbes $M-\varphi$ des éléments. Les valeurs de M_n et de φ_n pour les différents éléments sont données au tableau 5.4 pour les deux modèles. Les valeurs de M_n pour le modèle corrigé sont supérieures aux valeurs du modèle préliminaire. Des valeurs de f_c' et f_y plus élevées sont à l'origine des différences. Nous pouvons également observer que lorsque la résistance d'une section est plus élevée, sa capacité rotationnelle est diminuée.

Tableau 5.4: Sommaire des valeurs de M_n et de φ_n .

Éléments $s =$ espacement des frettes (mm)	Modèle préliminaire		Modèle corrigé	
	M_n (kN-m)	φ_n (rad / m)	M_n (kN-m)	φ_n (rad / m)
145 X 145 ($s = 30$) poutre - nég. et pos.	8,7	0,1373	9,05	0,1343
145 X 145 ($s = 60$) poutre - nég. et pos.	8,7	0,1373	9,05	0,1343
155 X 155 ($s = 30$) poutre - positif	9,55	0,1421	9,95	0,14
155 X 155 ($s = 30$) poutre - négatif	13,86	0,1154	14,43	0,1118
155 X 155 ($s = 65$) poutre - nég. et pos.	9,56	0,14	9,95	0,1376
140 X 180 ($s = 30$) poteau - 1 ^{er} étage	13,3	0,1161	13,8	0,113
140 X 180 ($s = 30$) poteau - 2 ^{ème} étage	12,63	0,1229	13,12	0,12
180 X 180 ($s = 32$) poteau - 1 ^{er} étage	25,54	0,0972	26,49	0,0943
180 X 180 ($s = 34$) poteau - 2 ^{ème} étage	23,54	0,1079	24,51	0,105

5.4.3 Détermination de la résistance flexionnelle ultime (M_u).

La résistance flexionnelle ultime d'un élément correspond au moment maximal que peut supporter son noyau de béton confiné après que le couvert eu éclaté. La ruine du spécimen peut subvenir par éclatement du béton ou bien par rupture des aciers longitudinaux en traction. Des études ont démontré que la résistance en compression et la ductilité du béton sont grandement améliorées par le confinement que procure de l'armature transversale à faible espacement (Base et Read, 1985). Il faut donc un modèle pour le béton qui tienne compte de ce phénomène pour déterminer la résistance flexionnelle ultime. Le modèle que nous utiliserons est une simplification du modèle de Park, Priestley et Gill (1982). Ce modèle simplifié est bilinéaire et ses caractéristiques sont présentées à la figure 5.3. Le logiciel RESPONSE ne pourra être utilisé pour l'analyse car les modèles de béton disponibles ne sont valides que pour du béton non-confiné.

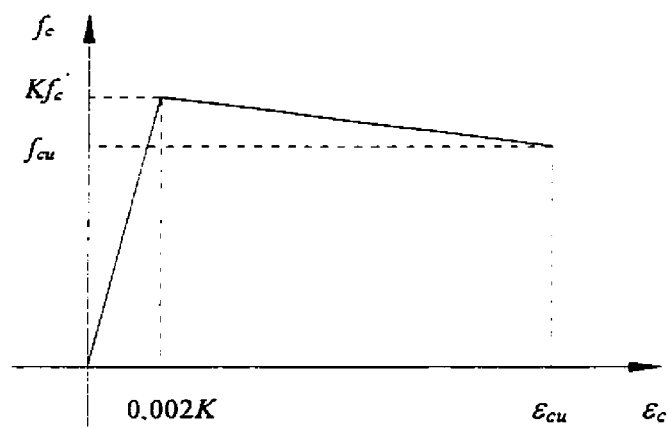


Figure 5.3: Modèle de béton confiné.

La relation contrainte-déformation (f_c - ε_c) en compression du béton est approximée par les expressions suivantes:

$$f_c = \frac{f'_c}{0,002} \varepsilon_c \quad \text{pour } \varepsilon_c \leq 0,002 K \quad (5.4)$$

$$f_c = \frac{(f_{cu} - Kf'_c) \varepsilon_c + (Kf'_c \varepsilon_{cu} - 0,002 K f_{cu})}{\varepsilon_{cu} - 0,002 K} \quad \text{pour } 0,002 K < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (5.5)$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (5.6)$$

$$f_{cu} = K f'_c (1 - Z_m (\varepsilon_{cu} - 0,002 K)) \quad (5.7)$$

$$Z_m = \frac{0,5}{\left(\frac{3 + 0,29 f'_c}{145 f'_c - 1000} \right) + \left(\frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h}{s}} \right) - 0,002 K} \quad (5.8)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,003 + 0,02 \frac{b}{l_c} + \left(\frac{\rho_{hc} f_{yh}}{138} \right)^2 \quad (5.9)$$

où:

- ε_c : déformation unitaire du béton en compression;
- f_c : contrainte en compression dans le béton (MPa);
- f_c' : résistance en compression du béton à 28 jours (MPa);
- ρ_s : rapport du volume d'armature transversale au volume de béton confiné;
- f_{yh} : limite élastique de l'armature transversale (MPa);
- h'' : largeur du noyau de béton mesuré à l'extérieur des frettas (mm);
- s_h : espacement de l'armature transversale (mm);
- l_c : distance entre la section considérée et le point d'inflexion;
- ρ_{hc} : rapport du volume d'armature de confinement (incluant l'armature comprimée) au volume de béton confiné;
- b : largeur totale de la section.

Notons que le modèle de Corley (1966) est utilisé pour le calcul de ε_{cu} . Pour la distance l_c , nous avons fait l'hypothèse que les points d'inflexion se produisent à mi-portée des poutres et des poteaux. La résistance flexionnelle ultime est obtenue en effectuant l'équilibre des forces sur une section. Nous considérons que l'acier est dans la zone d'écroutissement (f_u) et que le béton en compression atteint ε_{cu} . La procédure de calcul de M_u et de φ_u pour les différentes sections est donnée en annexe I. Les valeurs de M_u et de φ_u pour les différents éléments sont données au tableau 5.5 pour les deux modèles. Les résistances flexionnelles ultimes dans le modèle corrigé sont plus élevées dues aux

valeurs de propriété des matériaux plus grandes. Nous pouvons observer que la résistance flexionnelle et la capacité rotationnelle augmentent lorsque la section est mieux confinée. Notons finalement que la charge axiale influence peu la résistance flexionnelle des poteaux mais fait diminuer la capacité rotationnelle lorsqu'elle augmente.

Tableau 5.5: Sommaire des valeurs de M_u et de φ_u .

Éléments s = espacement des frettes (mm)	Modèle préliminaire		Modèle corrigé	
	M_u (kN-m)	φ_u (rad / m)	M_u (kN-m)	φ_u (rad / m)
145 X 145 ($s = 30$) poutre - nég. et pos.	9,83	1,561	11,4	1,562
145 X 145 ($s = 60$) poutre - nég. et pos.	9,76	1,223	11,13	0,78
155 X 155 ($s = 30$) poutre - positif	10,89	1,408	12,61	1,412
155 X 155 ($s = 30$) poutre - négatif	15,81	0,66	17,96	0,575
155 X 155 ($s = 65$) poutre - nég. et pos.	10,79	1,172	12,4	0,765
140 X 180 ($s = 30$) poteau - 1 ^{er} étage	13,97	1,208	15,89	0,982
140 X 180 ($s = 30$) poteau - 2 ^{ème} étage	13,92	1,666	15,88	1,237
180 X 180 ($s = 32$) poteau - 1 ^{er} étage	26,8	0,623	30,39	0,54
180 X 180 ($s = 34$) poteau - 2 ^{ème} étage	26,48	0,898	30,1	0,69

5.5 Caractérisation de la loi d'hystérésis.

5.5.1 Rigidité initiale (k_o).

Maintenant que les points de la courbe $M-\varphi$ probable sont définis, nous pouvons déterminer les caractéristiques de la loi d'hystérésis. La rigidité initiale est obtenue en calculant la pente de la droite reliant l'origine au point $M_y-\varphi_y$. La pente représente physiquement le produit du module d'Young du béton (E_c) et de l'inertie équivalente (I_{eq}) de la section ($E_c I_{eq}$). L'inertie équivalente sera le paramètre utilisé pour caractériser la rigidité initiale d'une section dans le logiciel RUAUMOKO. Une seule inertie par élément peut être utilisée pour la modélisation. Cependant, étant donné que les éléments n'ont pas la même résistance flexionnelle à leurs extrémités en moment positif et en moment négatif, nous nous retrouvons avec différentes valeurs de I_{eq} pour un même élément. Afin de palier à ce problème, la moyenne des valeurs de I_{eq} a été retenue pour chaque élément. La procédure de calcul de I_{eq} pour les différentes sections est donnée en annexe I. Les valeurs de I_{eq} et du rapport I_{eq} / I_g pour chacune des sections sont présentées pour les deux modèles dans le tableau 5.6 de la section 5.5.3. Nous pouvons observer de ce tableau que les valeurs du rapport I_{eq} / I_g pour les sections de poutres sont près de la valeur de $0,4 I_g$ suggérée par la norme A23.3 pour tenir compte de la fissuration des éléments. Les valeurs du rapport I_{eq} / I_g pour les sections de poteaux sont inférieures à la valeur de $0,7 I_g$ suggérée par la norme A23.3. Cette différence provient

du fait que la charge axiale dans les poteaux est inférieure à 10 % de leur capacité maximale contrairement à l'exigence de la clause 21.4.1 de la norme A23.3. De petites charges axiales entraînent des résistances flexionnelles plus faibles et des capacités rotationnelles plus grandes d'où des valeurs de I_{eq} faibles. Les rapports I_{eq} / I_g sont donc inférieurs à $0,7 I_g$.

5.5.2 Détermination de la résistance flexionnelle équivalente (M_{yeq}).

La modélisation avec le logiciel RUAUMOKO permet de spécifier le moment de plastification à chaque extrémité de l'élément en moment positif et en moment négatif. Cependant, les valeurs des moments de plastification (M_y) déterminées préalablement ne seront pas directement utilisées dans la loi d'hystérésis. La courbe d'hystérésis de la loi *Q-HYST* doit représenter le plus fidèlement possible la courbe $M-\varphi$ probable; la courbe devrait passer par les quatre points déterminés à la section 5.4. Pour ce faire, la courbe doit suivre une droite passant par les points $0,0$ et $M_y-\varphi_y$, puis bifurquer sur la droite reliant les points $M_n-\varphi_n$ et $M_u-\varphi_u$. Le moment de plastification équivalent (M_{yeq}) caractérisant la loi d'hystérésis est donc le point d'intersection des deux droites. Cette approche est utilisée car elle permet de reproduire correctement le comportement global des éléments. La figure 5.4 montre l'emplacement du point correspondant au moment de plastification équivalent. La procédure de calcul de M_{yeq} pour les différentes sections est

donnée en annexe I. Les valeurs de M_{yeq} sont présentées pour les deux modèles au tableau 5.6 de la section 5.5.3.

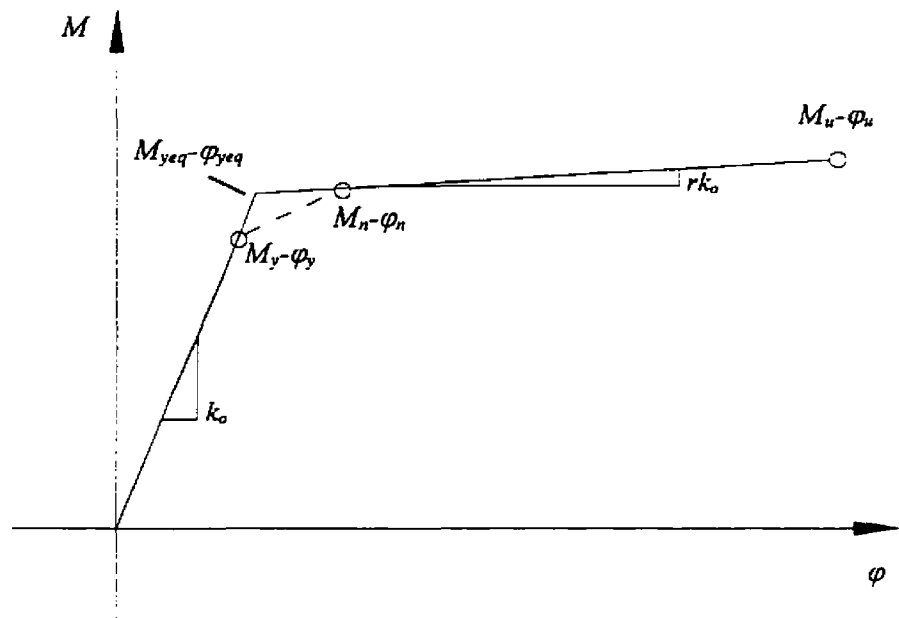


Figure 5.4: Caractérisation de la loi d'hystérésis.

5.5.3 Détermination du facteur bilinéaire (r).

Le facteur bilinéaire d'un élément est le pourcentage de la rigidité initiale résiduelle lors de la plastification des aciers longitudinaux. Ce facteur est toujours positif car il est dû à l'écroutissage des aciers longitudinaux dans l'élément. Le facteur bilinéaire est obtenu en calculant la pente de la droite reliant les points $M_n-\varphi_n$ et $M_u-\varphi_u$. Encore une fois les éléments n'avaient pas les mêmes propriétés à leurs extrémités selon le signe

du moment appliqué et la moyenne des valeurs de r a été retenue. La procédure de calcul de r pour les différentes sections est donnée en annexe I. Les valeurs de r sont présentées au tableau 5.6 pour les deux modèles. Nous retrouvons également en annexe I les diagrammes moment-courbure de tous les éléments.

Tableau 5.6: Sommaire des caractéristiques équivalentes des membrures.

Éléments s = espacement des frettes (mm)	Modèle préliminaire				Modèle corrigé			
	I_{eq} (mm ⁴)	I_{eq} / I_g	M_{yeq} (kN-m)	r (10 ⁻³)	I_{eq} (mm ⁴)	I_{eq} / I_g	M_{yeq} (kN-m)	r (10 ⁻³)
145 X 145 ($s = 30$) poutre - nég. et pos.	1,5 E7	0,405	8,61	2,36	1,23 E7	0,334	8,87	4,89
145 X 145 ($s = 60$) poutre - nég. et pos.	1,5 E7	0,405	8,59	2,9	1,23 E7	0,334	8,7	9,58
155 X 155 ($s = 30$) poutre - positif	1,85 E7	0,385	9,42	2,54	1,54 E7	0,32	9,71	4,98
155 X 155 ($s = 30$) poutre - négatif	2,44 E7	0,507	13,53	6,53	2,03 E7	0,422	13,77	13,8
155 X 155 ($s = 65$) poutre - nég. et pos.	1,82 E7	0,379	9,42	2,9	1,52 E7	0,315	9,5	9,43
140 X 180 ($s = 30$) poteau - 1 ^{er} étage	2,01 E7	0,489	13,25	1,36	1,67 E7	0,406	13,6	5,27
140 X 180 ($s = 30$) poteau - 2 ^{ème} étage	1,96 E7	0,477	12,55	1,89	1,63 E7	0,396	12,9	5,55
180 X 180 ($s = 32$) poteau - 1 ^{er} étage	5,12 E7	0,586	25,36	2,08	4,26 E7	0,487	25,86	7,52
180 X 180 ($s = 34$) poteau - 2 ^{ème} étage	4,95 E7	0,566	23,22	3,34	4,11 E7	0,47	23,7	8,52

5.5.4 Détermination du facteur alpha (α_Q).

Le facteur α_Q est un coefficient qui permet de calibrer la pente lors du déchargement. Sa valeur varie entre 0,0 et 0,5. Lorsque la valeur tend vers 0,0, la pente de déchargement se rapproche de la pente de chargement. Quand le facteur alpha tend vers 0,5, la pente de déchargement s'adoucit et un phénomène de pincement est créé. Une modélisation avec une loi d'hystérésis ayant un facteur alpha élevé représente donc un élément qui se dégrade davantage. Le choix du facteur alpha pour la modélisation de l'ossature a été fait qualitativement. En se basant sur le fait qu'une ossature ductile peut subir de grands déplacements sans rupture et que ce genre d'ossature dissipe habituellement bien l'énergie sans trop se dégrader, une valeur de $\alpha_Q = 0,2$ semblait appropriée pour le modèle préliminaire. Pour le modèle corrigé, nous pouvons baser les observations sur les résultats expérimentaux. En étudiant les courbes d'hystérésis de la section 4.4 (fig. 4.18-4.20), un facteur alpha entre 0,0 et 0,2 semblait indiqué; la pente de déchargement est alors presque parallèle à la pente de chargement. Il ne faut pas tenir compte, lors de l'observation des résultats expérimentaux, de la rigidité avant la cassure de la pente dans les graphiques de l'intensité I . Cette cassure est due à la fissuration des éléments et le modèle numérique contient déjà des inerties équivalentes représentatives de la fissuration (voir section 5.5.1). Il faut donc considérer la pente de chargement après la cassure pour comparer la pente de déchargement. Cependant, nous avons été

contraints à utiliser un facteur alpha de 0,0, le logiciel RUAUMOKO étant instable lors des simulations pour le deuxième niveau d'intensité.

5.6 Détermination des courbes d'interaction des poteaux.

Les courbes d'interaction requises dans le logiciel RUAUMOKO doivent représenter le moment de plastification (M_y) des poteaux en fonction de la charge axiale (P_f). Ces courbes d'interaction sont calculées à l'aide du logiciel RESPONSE. Pour la partie supérieure de la courbe, c'est-à-dire lorsque la rupture du béton en compression se produit avant la plastification des aciers longitudinaux, la série de points ($M_y - P_f$) est calculée en fixant la déformation de la fibre extrême en compression (ε_c) à une valeur de $\varepsilon_c = \varepsilon_c' = -2200 \mu\varepsilon$ puis en variant graduellement la déformation de l'acier tendu (ε_s) de ε_c jusqu'à une valeur de $\varepsilon_s \cong 2100 \mu\varepsilon$ (voir figure 5.5). La déformation de la fibre extrême en compression (ε_c) correspond à la déformation du béton lorsqu'il atteint sa résistance maximale de compression (ε_c'). La déformation ε_c' est donnée par les expressions 5.10 et 5.11 qui sont tirées du livre «*Prestressed concrete basics*» (Collins et Mitchell, 1991). La valeur de $\varepsilon_s \cong 2100 \mu\varepsilon$ est la déformation de l'acier en traction pour une combinaison de charge axiale de $1,0 D$ et un moment fléchissant de M_{yeq} . En fixant ε_s à cette valeur, nous sommes assurés que les déformations dans les aciers longitudinaux, lorsque les efforts dans la section atteindront M_{yeq} , seront représentatives du cas étudié.

$$\varepsilon_c = 2 \left(\frac{f_c}{E_{ct}} \right) \quad (5.10)$$

$$E_{ct} = 4500 \sqrt{f_c} \quad (5.11)$$

Par la suite, pour la partie inférieure de la courbe, la déformation dans l'acier est fixée à $\varepsilon_s \cong 2100 \mu\varepsilon$ puis la charge axiale est variée jusqu'à ce qu'elle atteigne la résistance maximale de l'élément en traction. Nous obtenons ainsi une série de points qui représente la partie inférieure de la courbe d'interaction (voir figure 5.5). Cette partie de la courbe donne les moments de plastification des poteaux en fonction de la charge axiale.

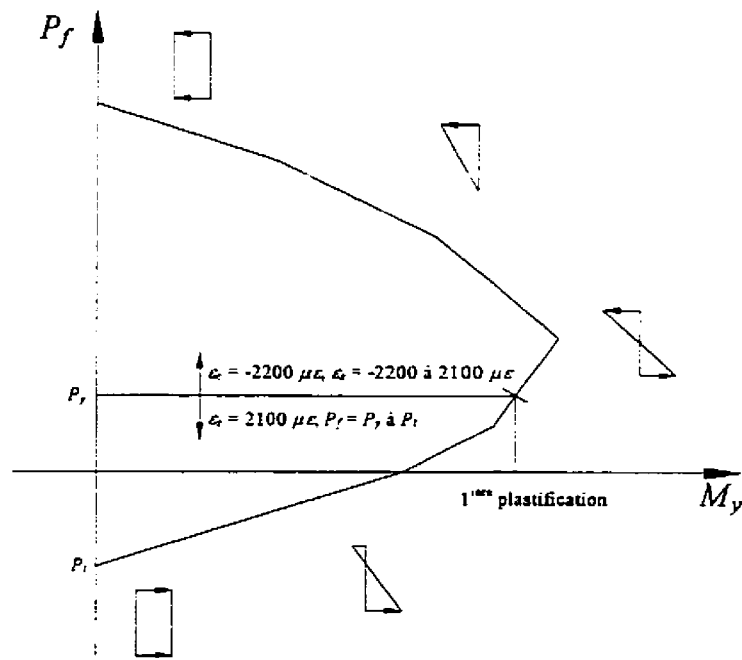


Figure 5.5: Modélisation des courbes d'interaction dans le logiciel RUAUMOKO.

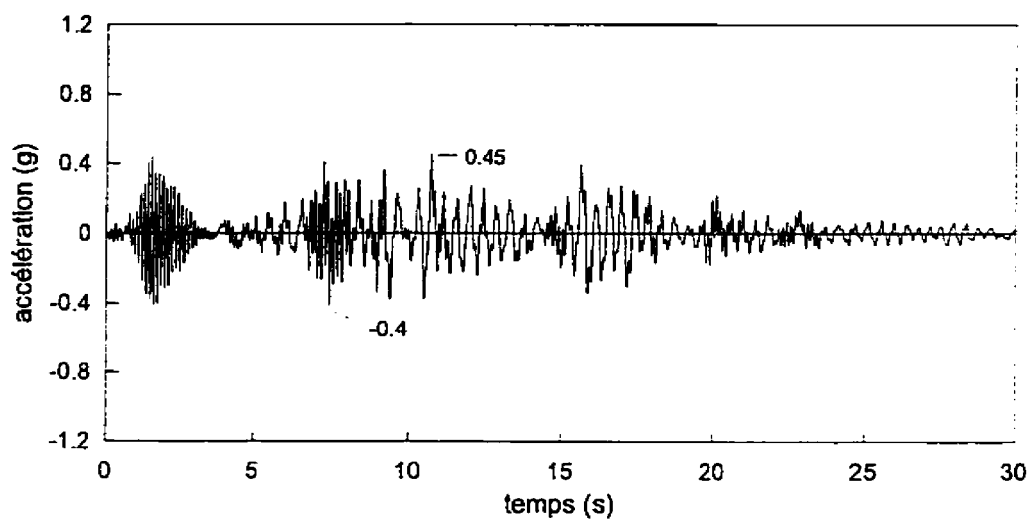
5.7 Comparaison des résultats expérimentaux avec les prédictions numériques du modèle préliminaire.

La période fondamentale de l'ossature prédite par le modèle préliminaire est de 0,406 seconde. Cette valeur est située entre la valeur de la période fondamentale sous chargement statique (0,279 s) et la valeur après la séisme d'intensité 1 (0,44 s). Les résultats obtenus à l'aide du logiciel RUAUMOKO sont présentés en comparaison avec les résultats expérimentaux aux figures 5.6 à 5.25 pour les deux intensités. Nous retrouvons dans ces figures des historiques d'accélération et de déplacements aux étages, des courbes d'hystérésis cisaillement-déplacement inter-étage, un historique du cisaillement à la base, un historique de la flèche verticale d'une des poutres du 1^{er} étage ainsi que l'historique de l'énergie induite dans l'ossature. La discussion des résultats sera faite à la section 5.9.

5.8 Comparaison des résultats expérimentaux avec les prédictions numériques du modèle corrigé.

La période fondamentale de l'ossature prédite par le modèle corrigé est de 0.4 seconde. Cette valeur est située entre la valeur de la période fondamentale sous chargement statique (0,279 s.) et la valeur après la séisme d'intensité 1 (0,44 s.). Les résultats obtenus à l'aide du logiciel RUAUMOKO pour le modèle corrigé sont présentés en comparaison avec les résultats expérimentaux aux figures 5.26 à 5.45. Les mêmes graphiques que la section précédente sont présentés. La discussion des résultats sera faite à la prochaine section.

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

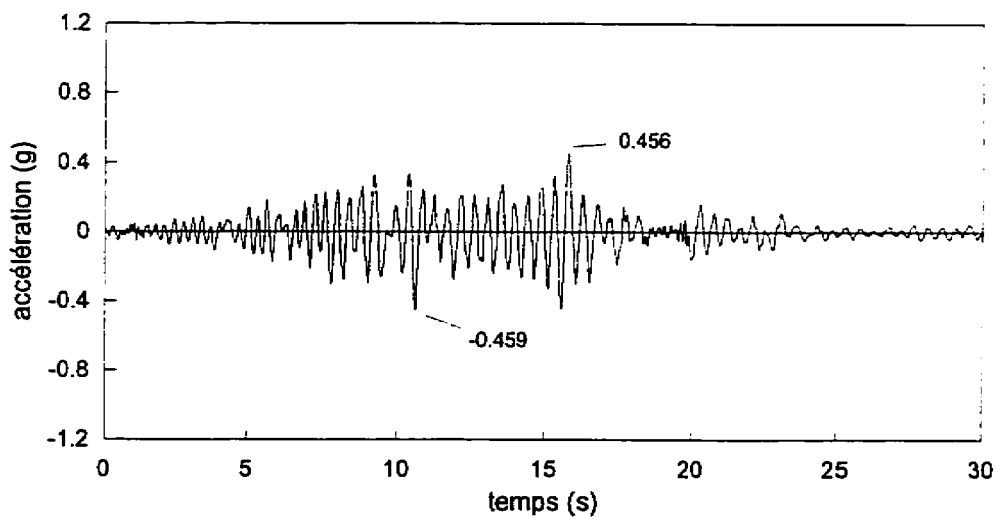
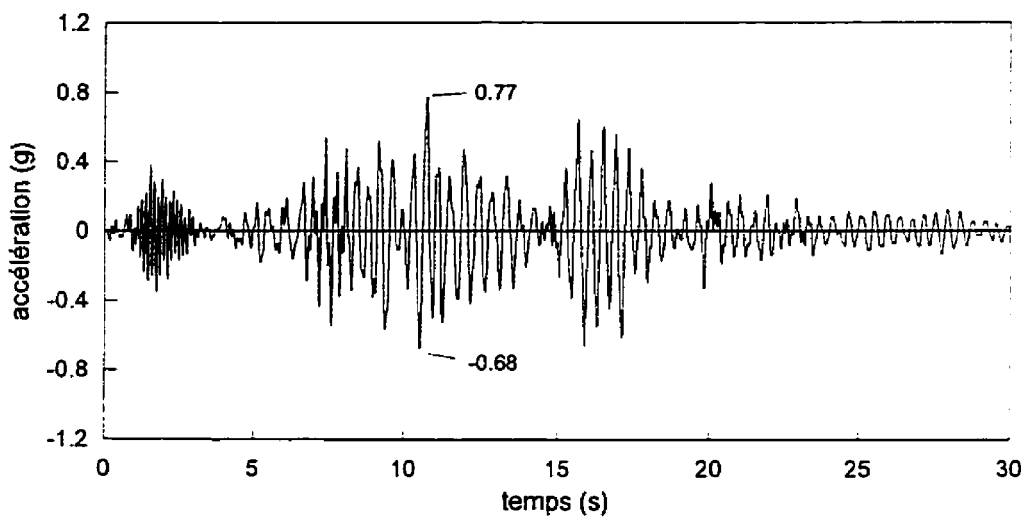


Figure 5.6: Comparaison de l'accélération absolue au 1er étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

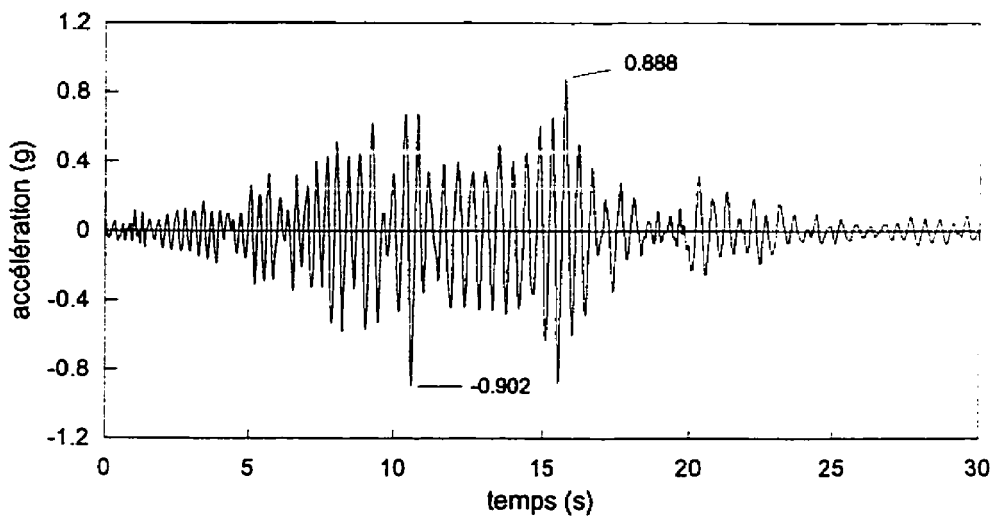
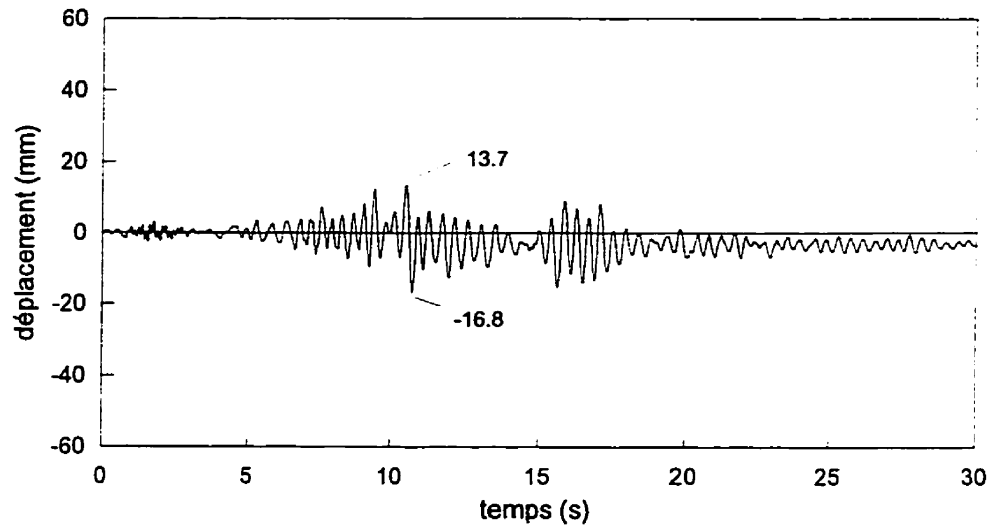


Figure 5.7: Comparaison de l'accélération absolue au 2^{ème} étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

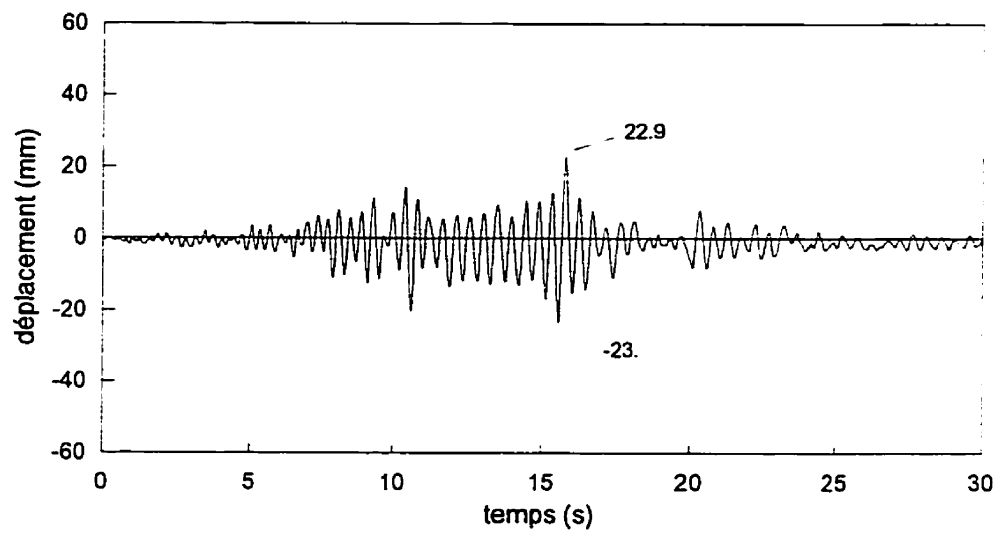
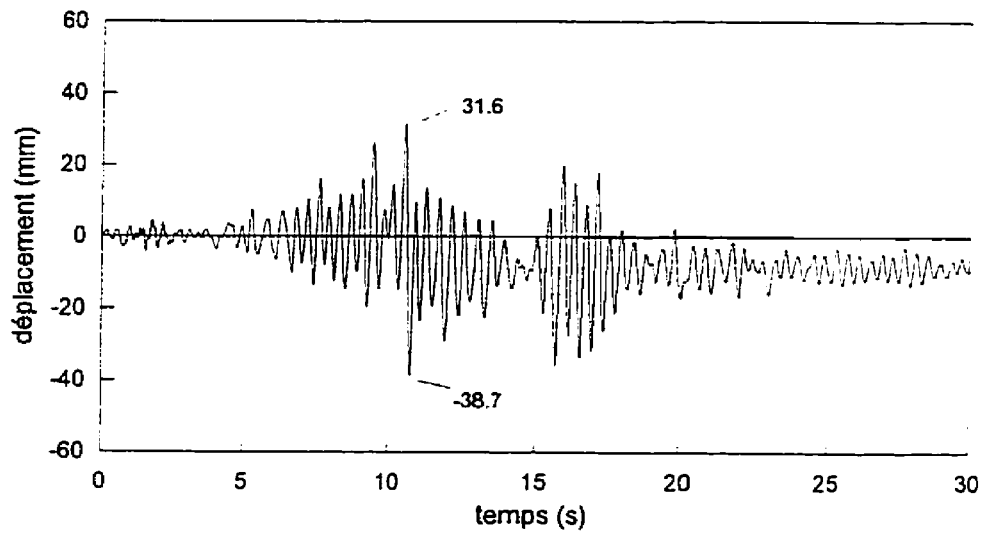


Figure 5.8: Comparaison du déplacement relatif au 1er étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

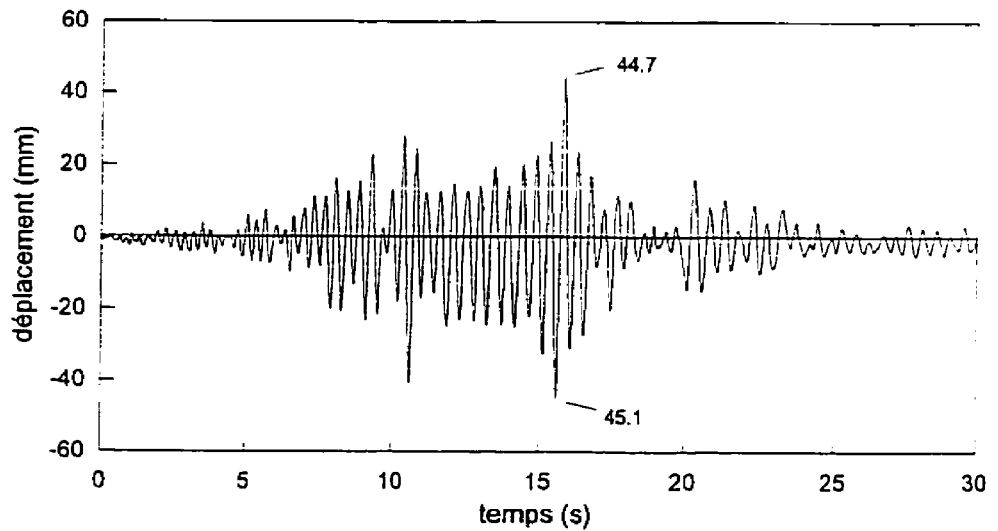


Figure 5.9: Comparaison du déplacement relatif au 2ième étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

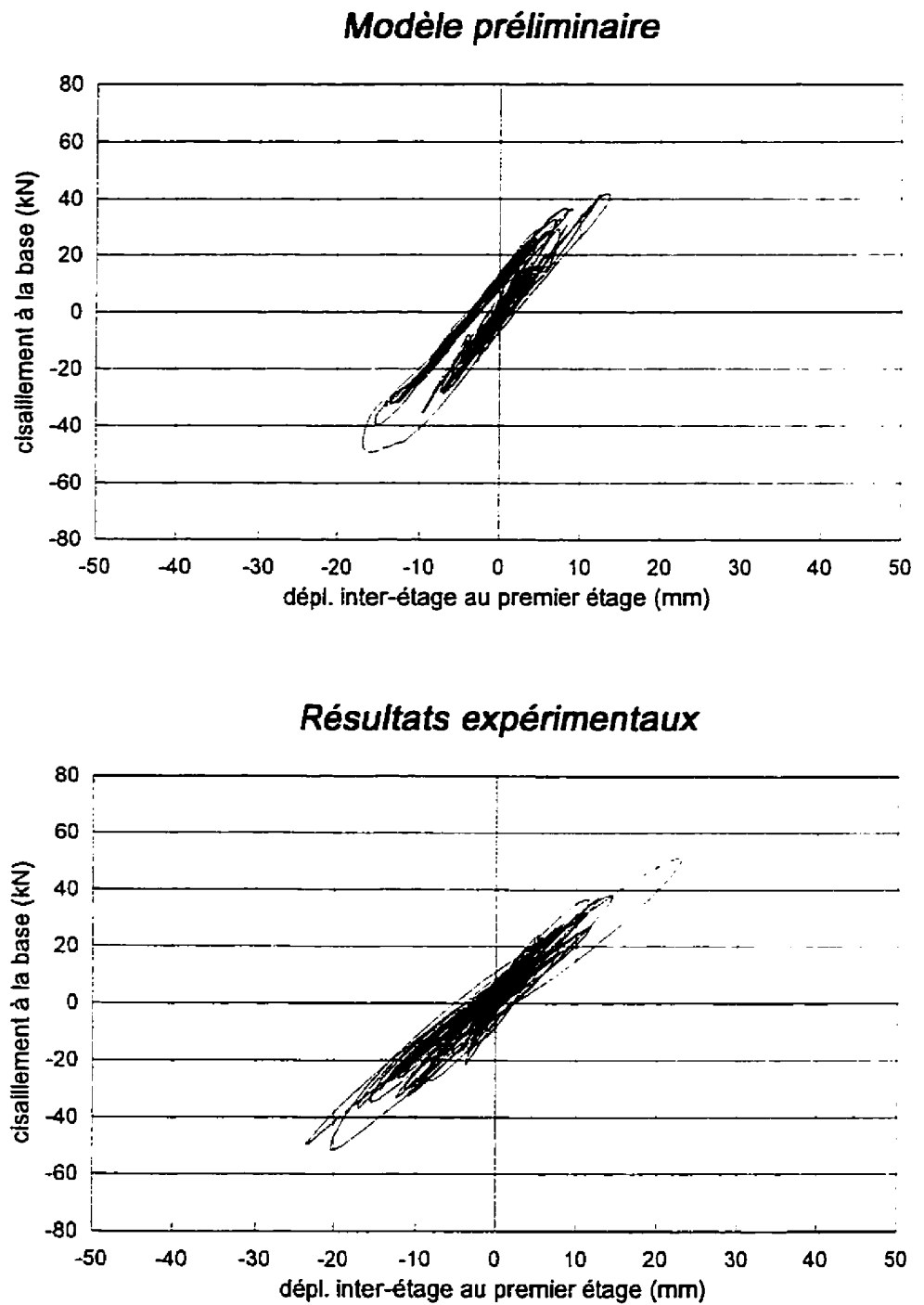


Figure 5.10: Comparaison des courbes d'hystérésis au 1^{er} étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

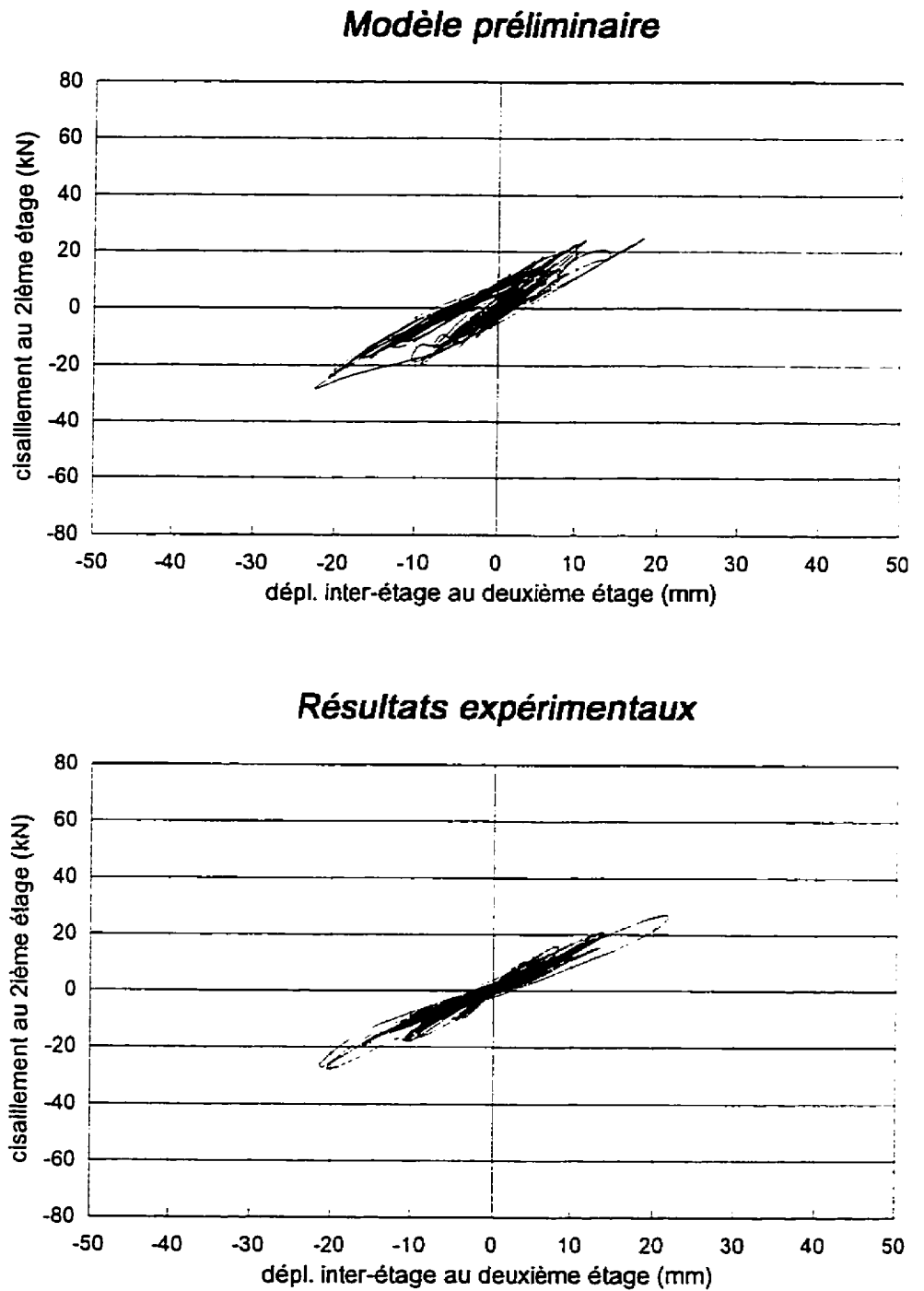
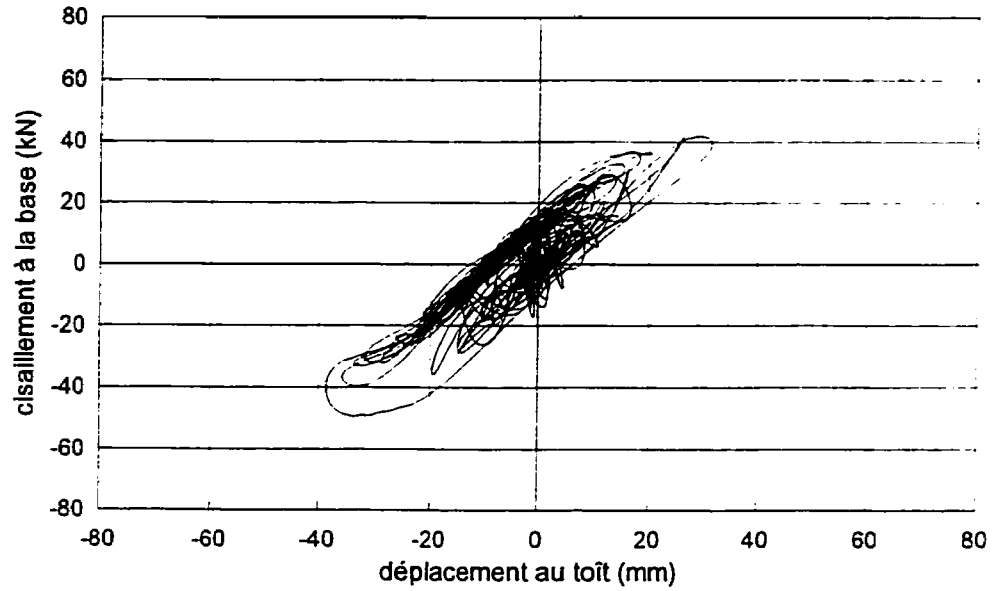


Figure 5.11: Comparaison des courbes d'hystérésis au 2ième étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

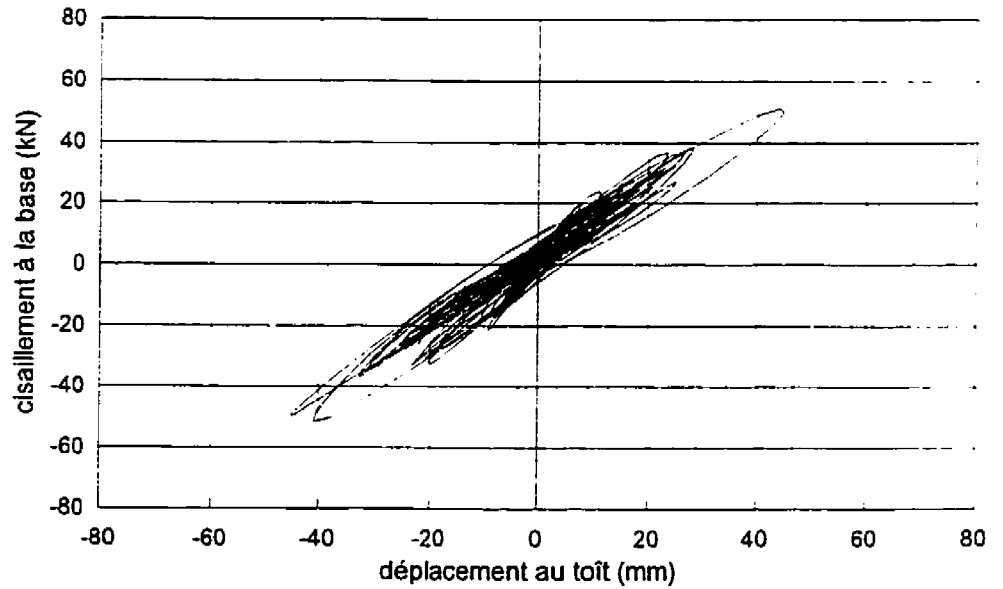
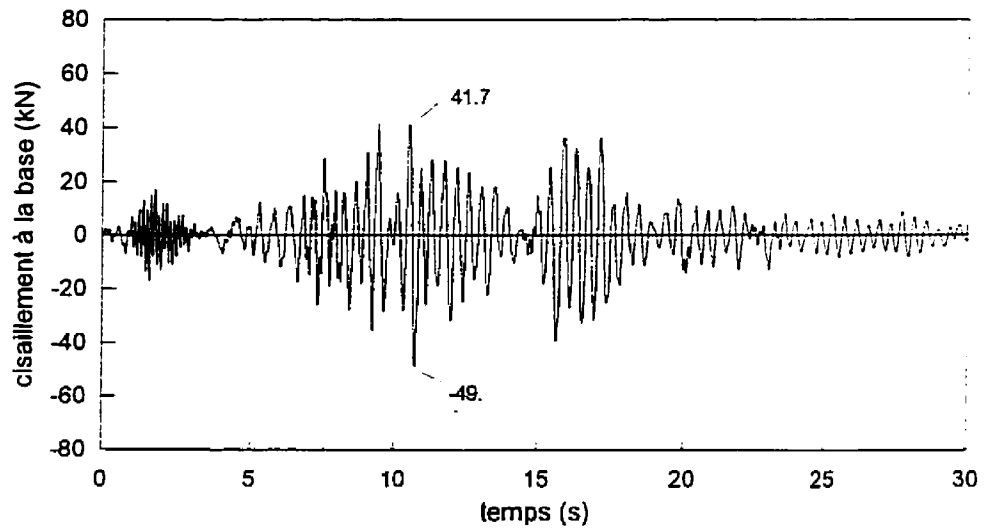


Figure 5.12: Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

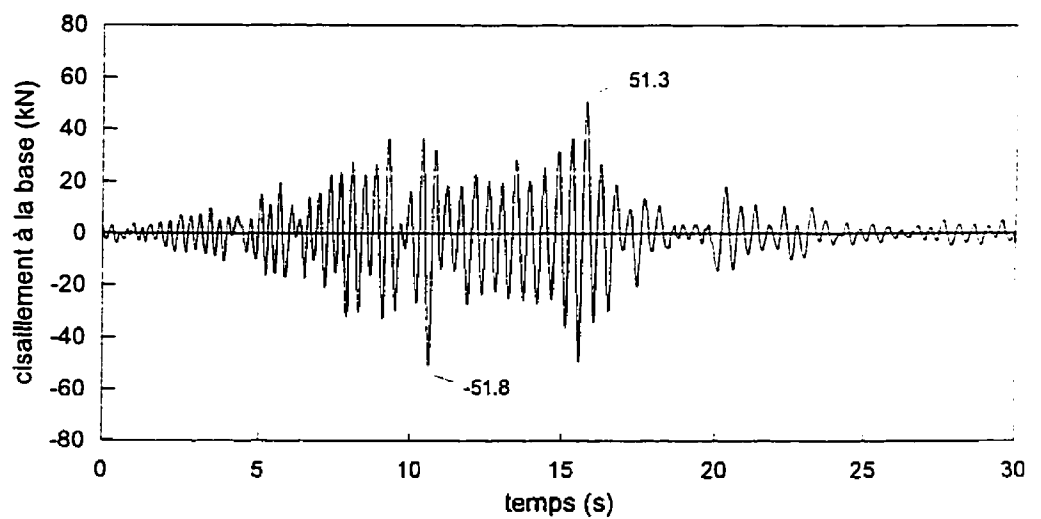
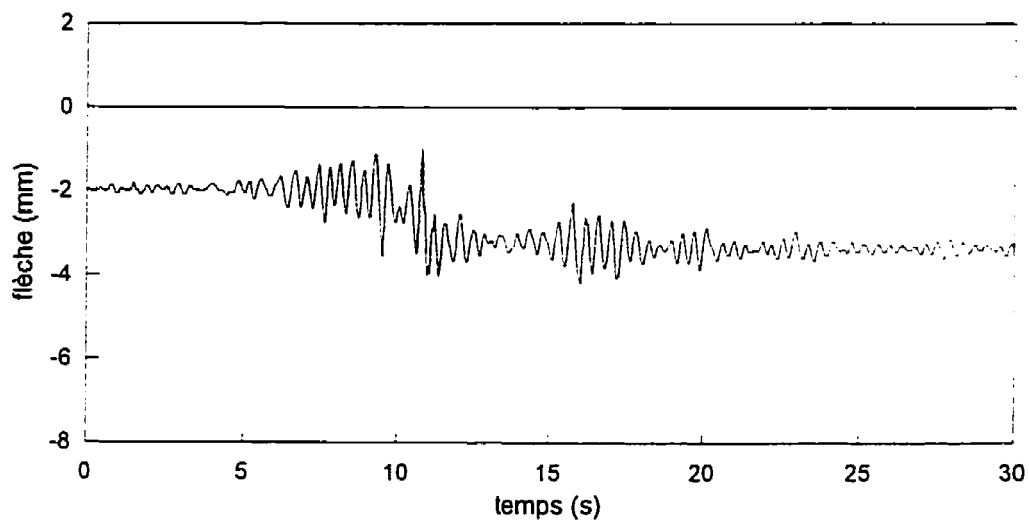


Figure 5.13: Comparaison du cisaillement à la base du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

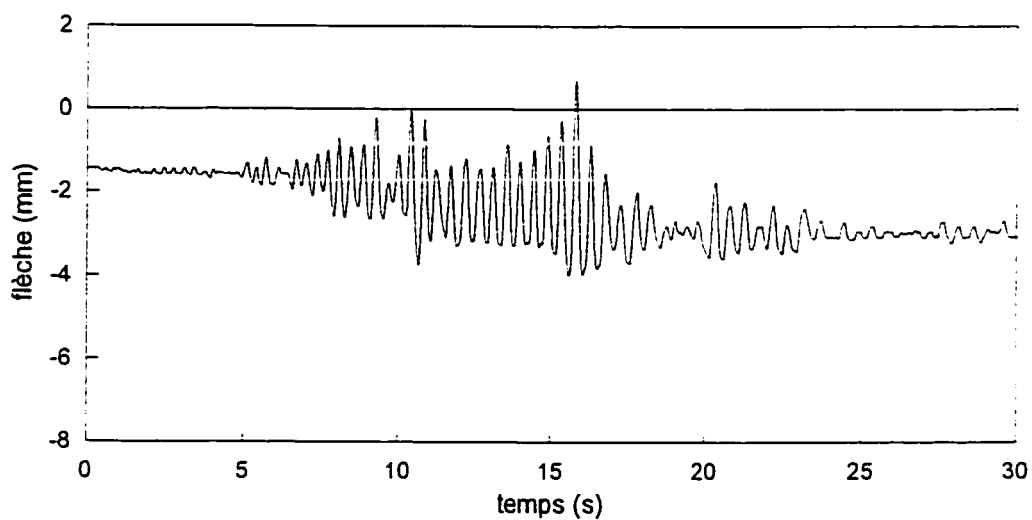
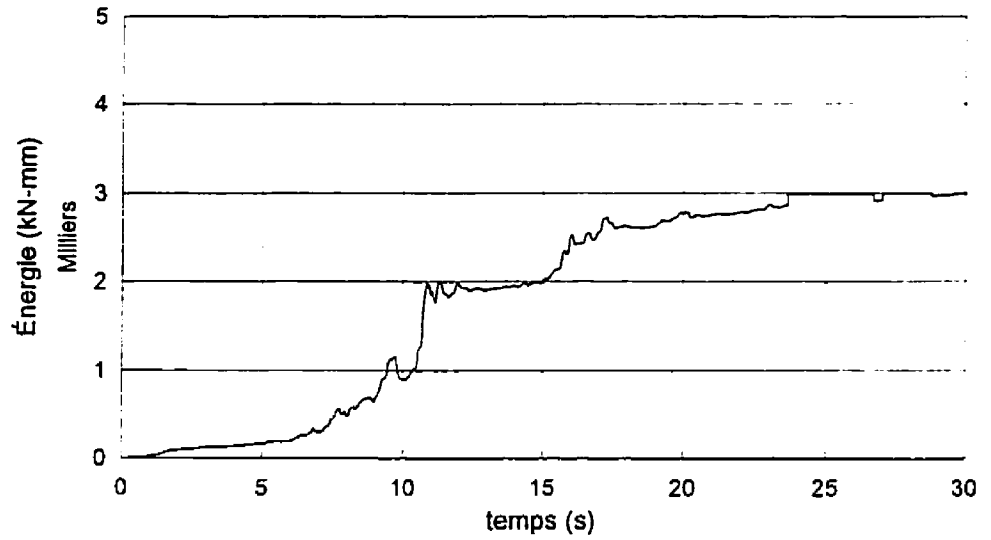


Figure 5.14: Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre du 1er étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

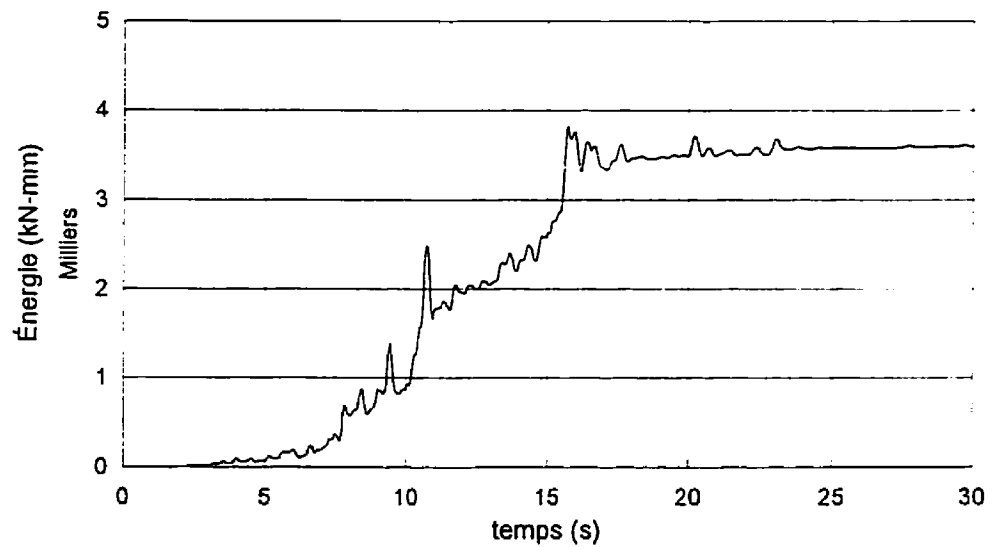
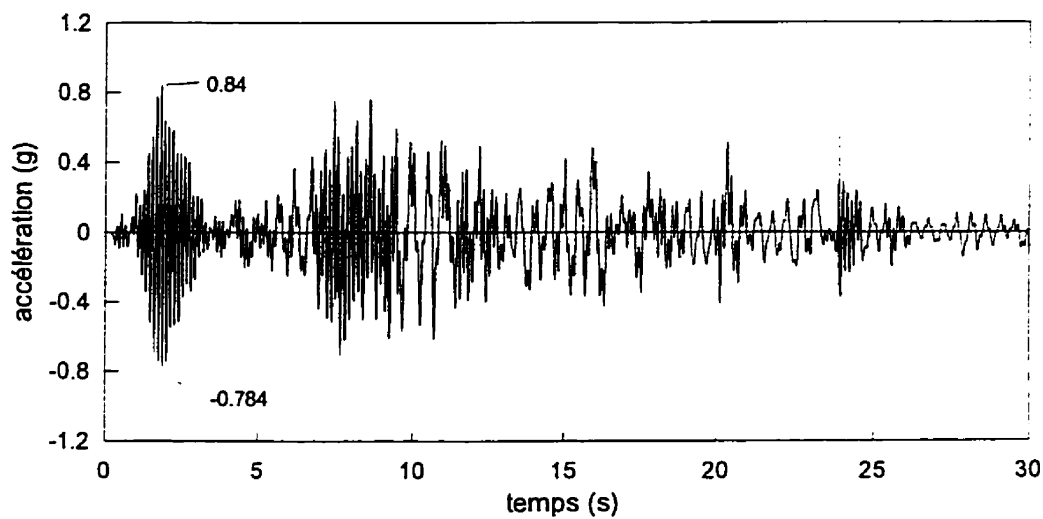


Figure 5.15: Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

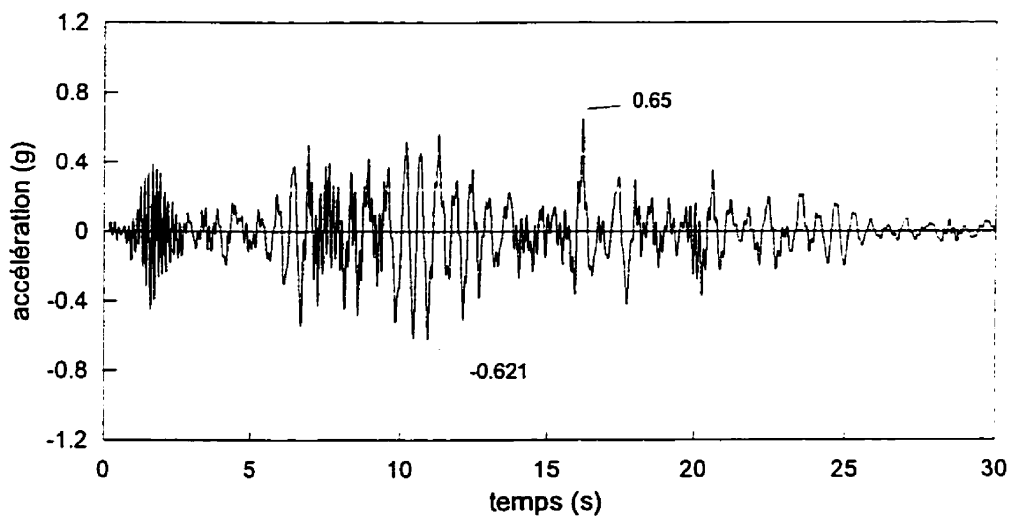
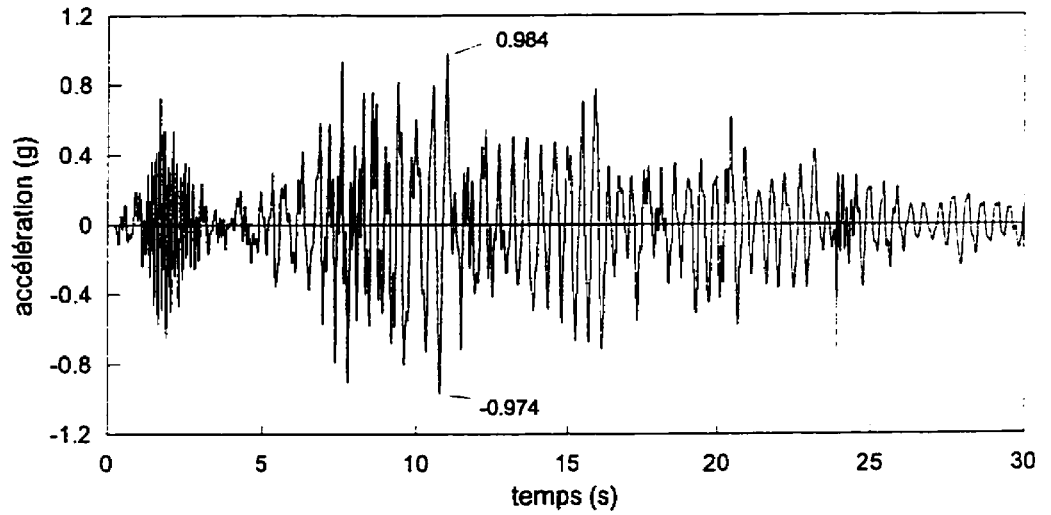


Figure 5.16: Comparaison de l'accélération absolue au 1er étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

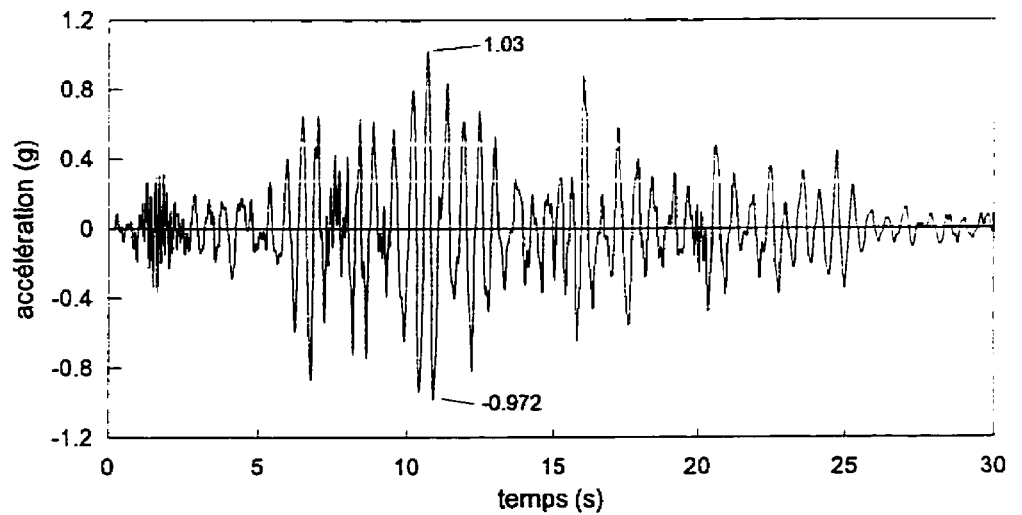
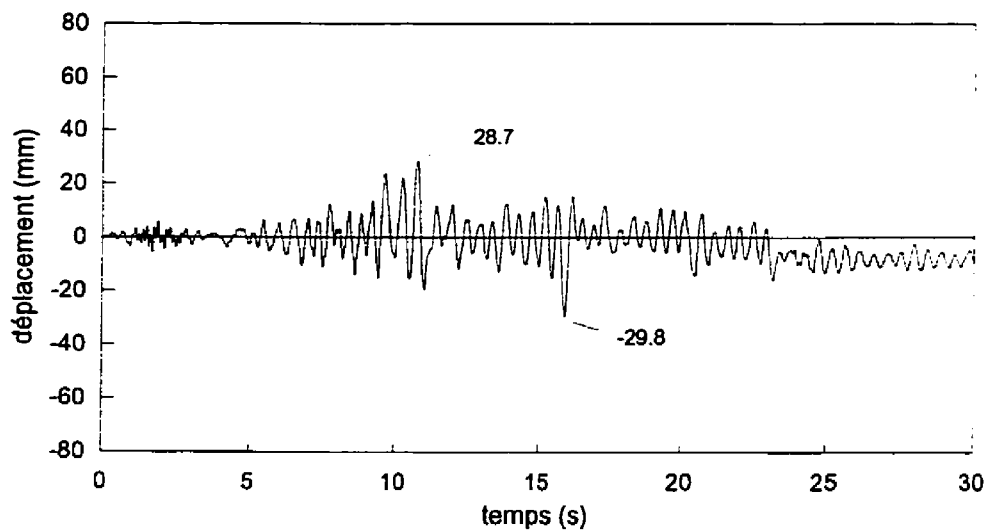


Figure 5.17: Comparaison de l'accélération absolue au 2^{ème} étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

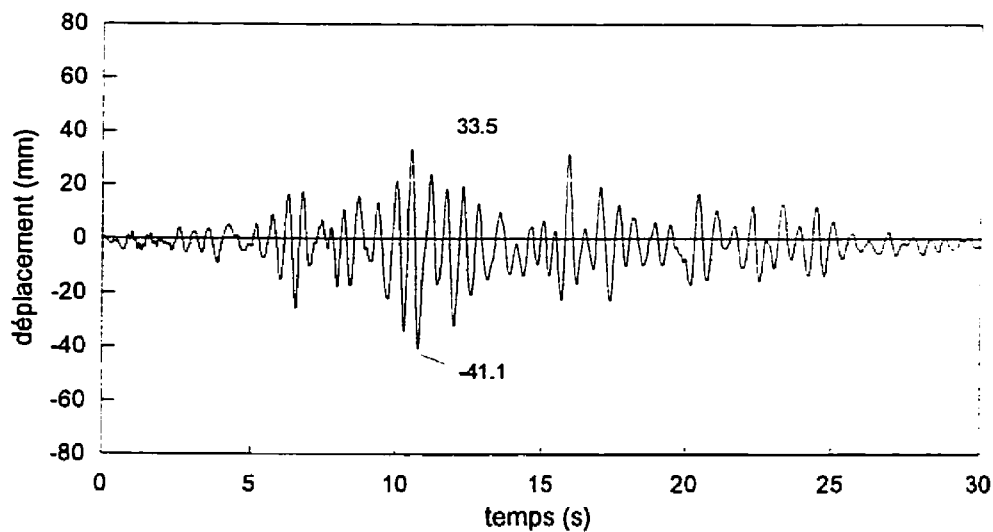
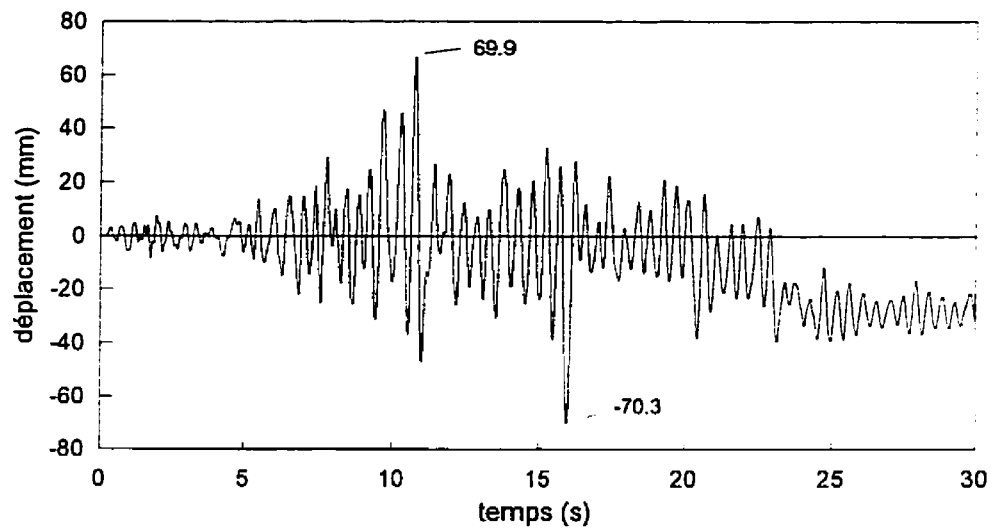


Figure 5.18: Comparaison du déplacement relatif au 1er étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

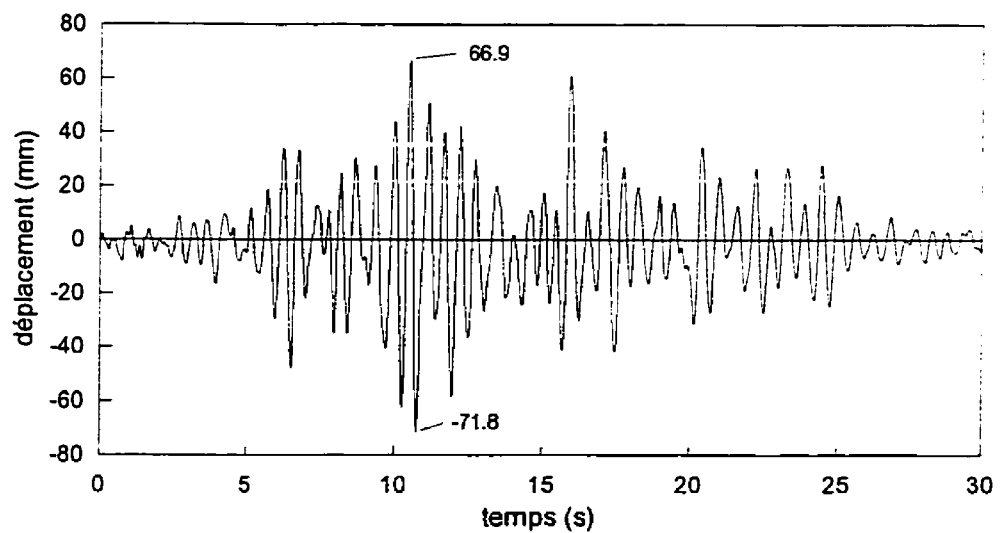


Figure 5.19: Comparaison du déplacement relatif au 2ième étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

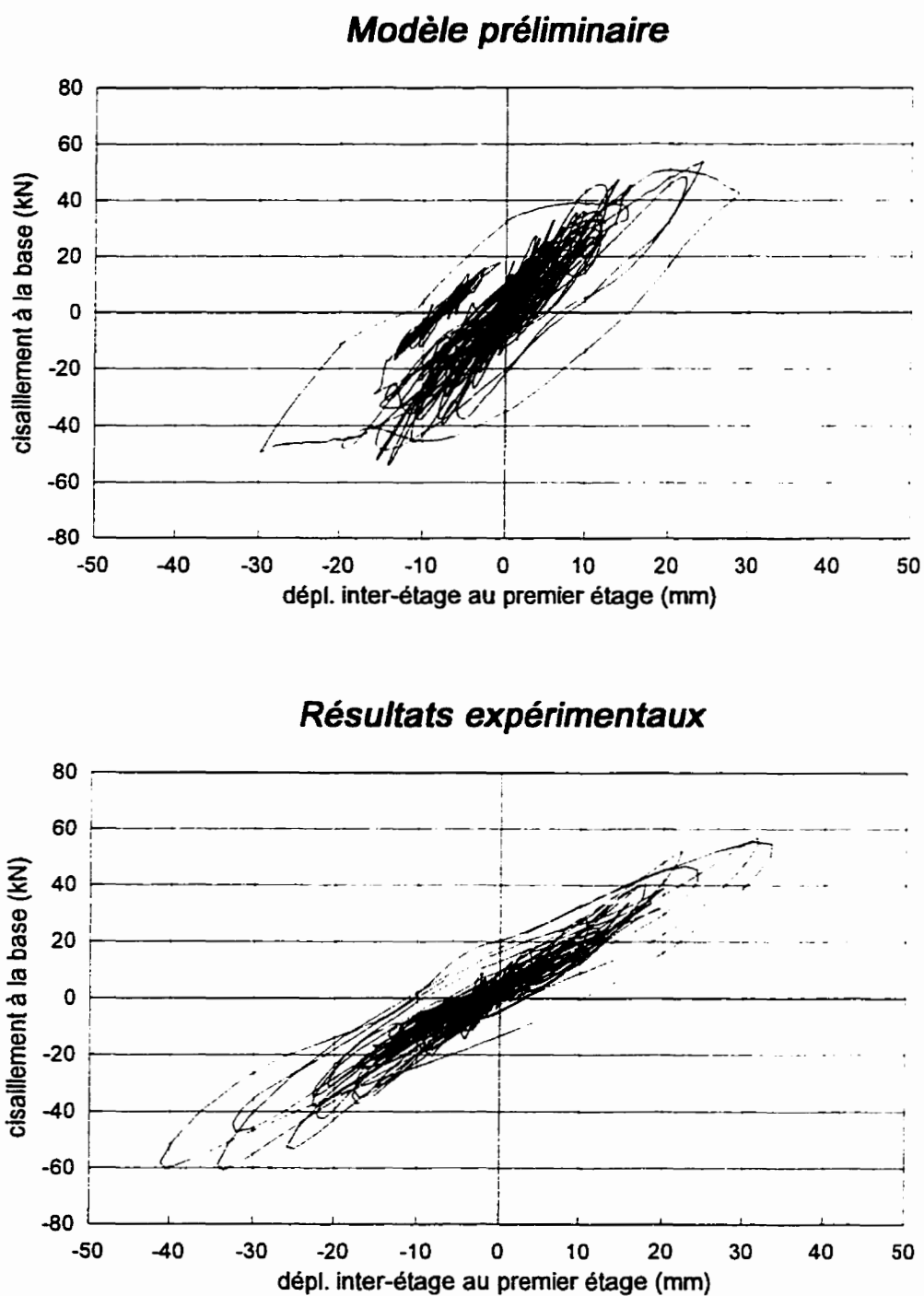
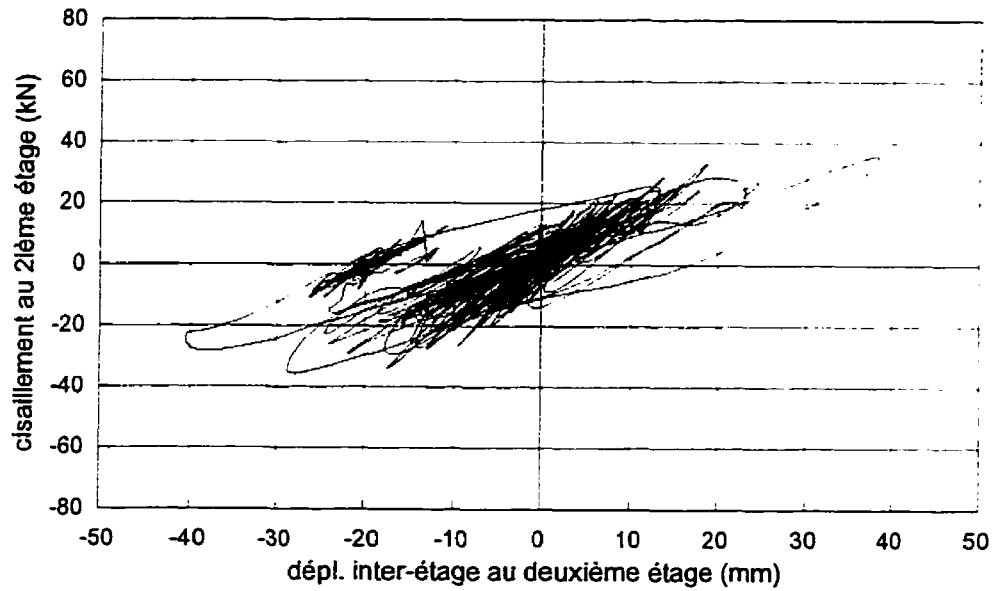


Figure 5.20: Comparaison des courbes d'hystérésis au 1^{er} étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

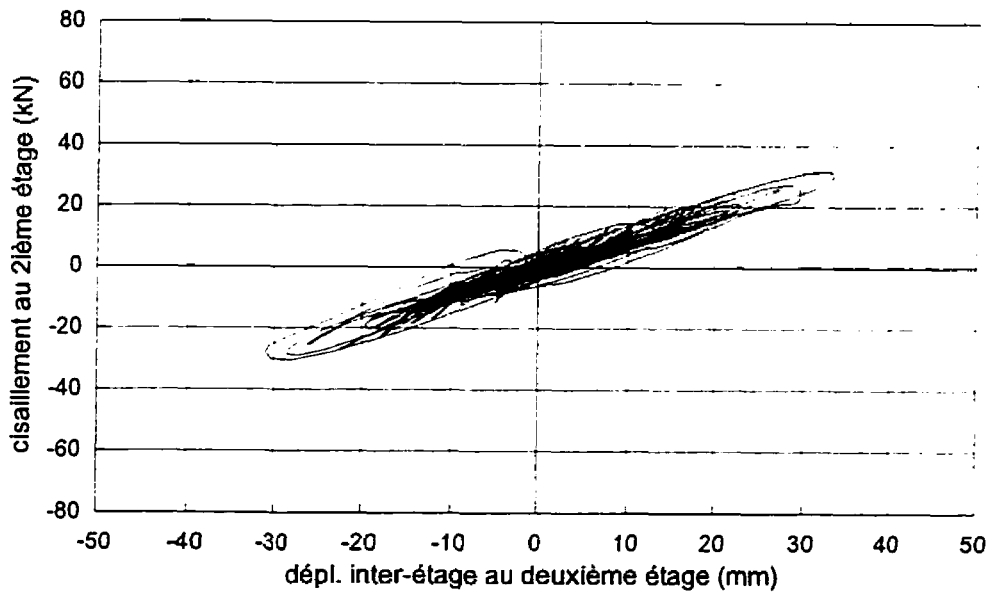


Figure 5.21: Comparaison des courbes d'hystérésis au 2ième étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

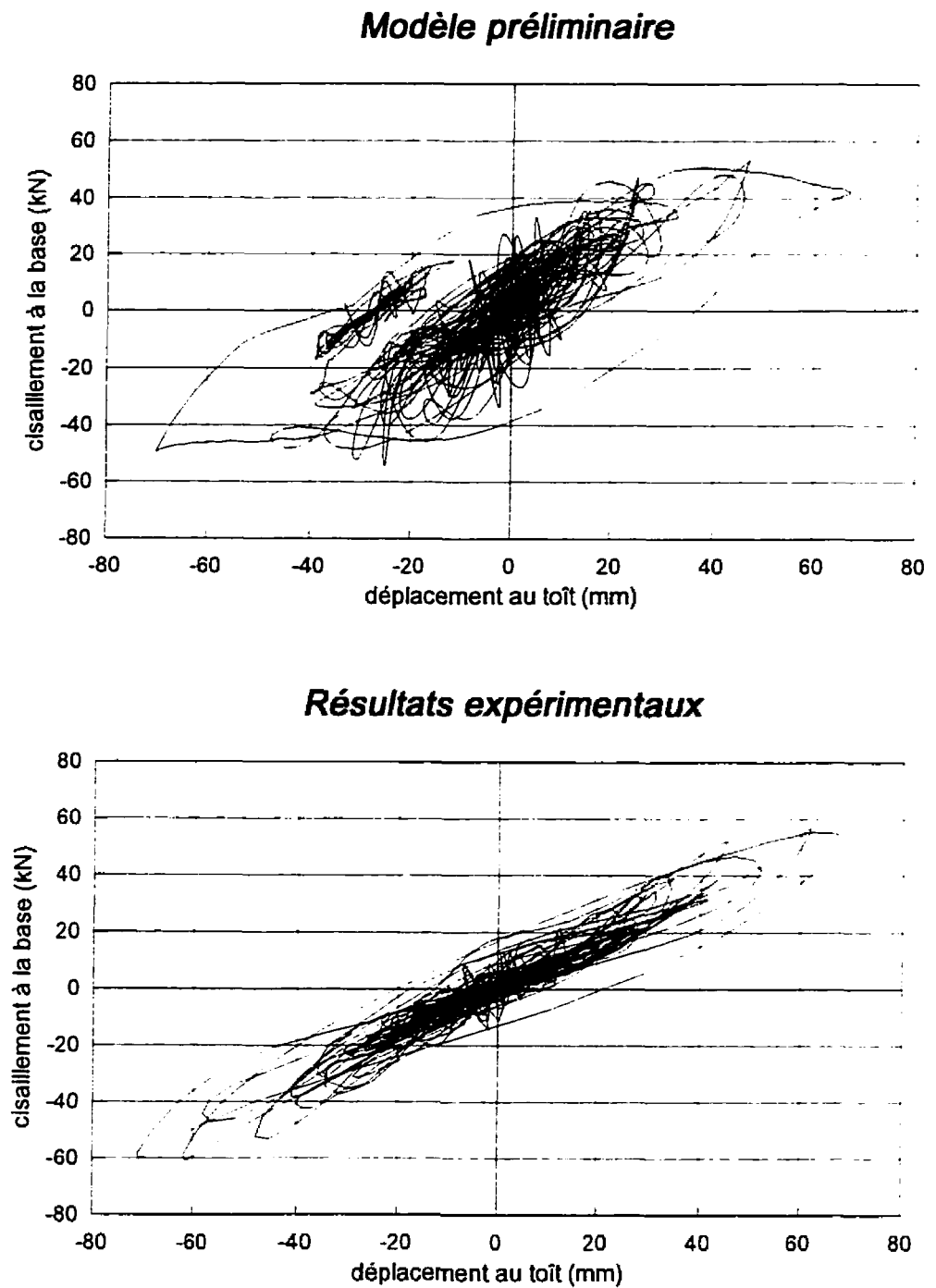
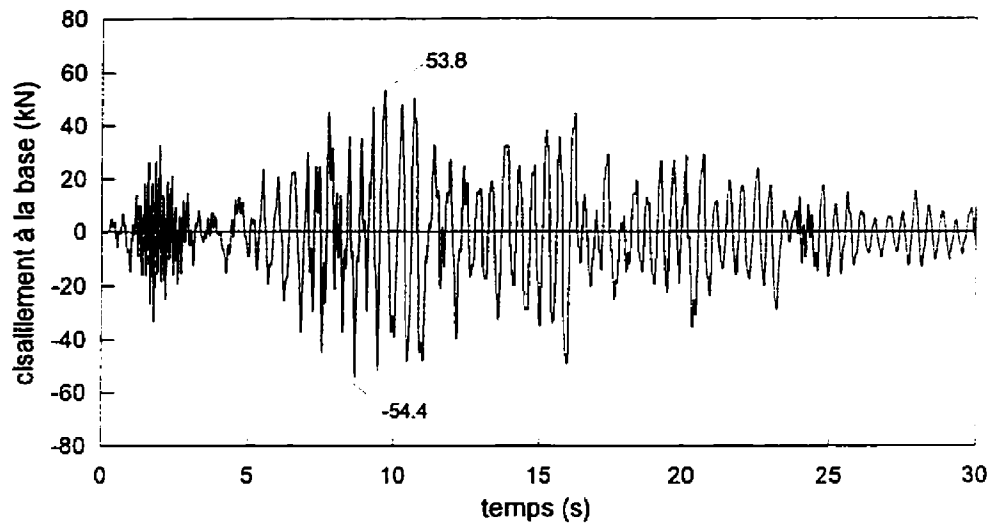


Figure 5.22: Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

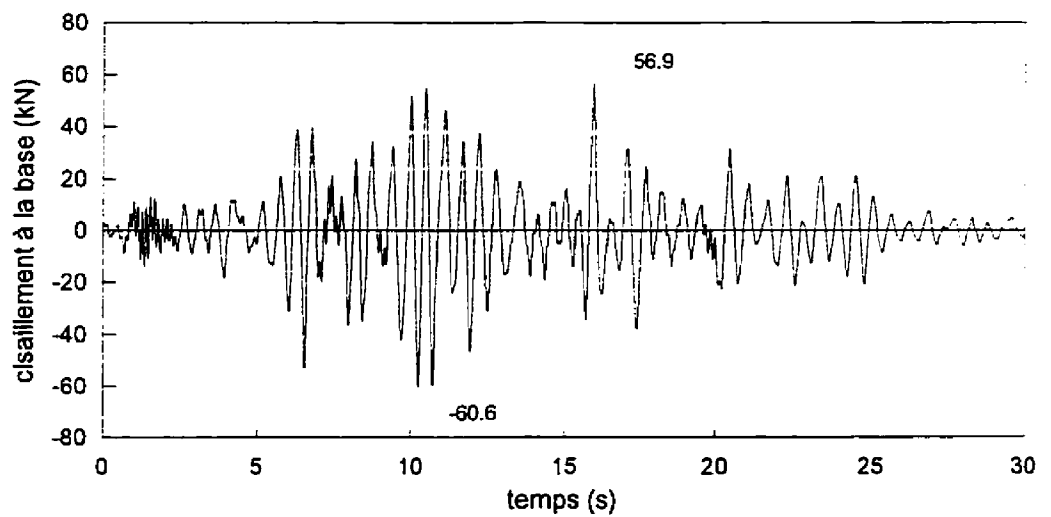
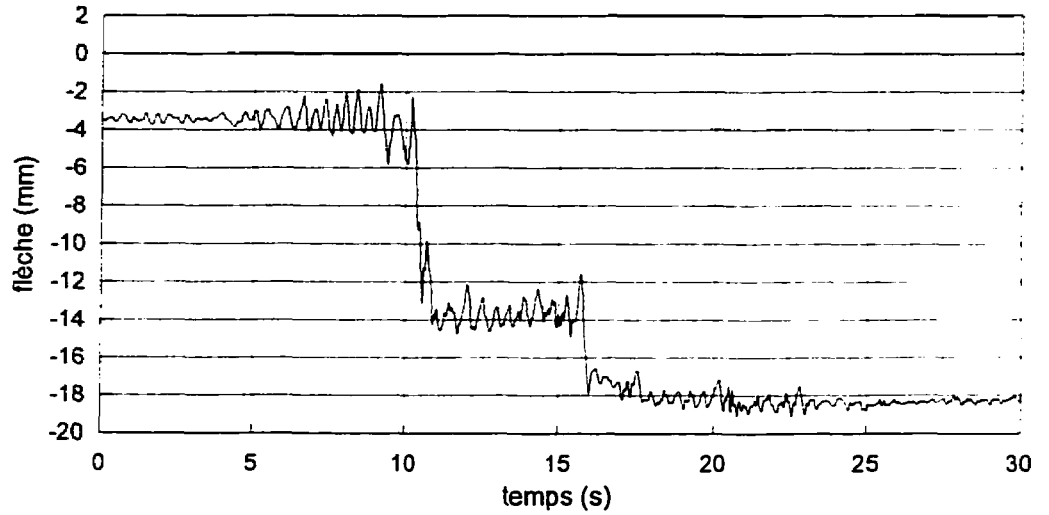


Figure 5.23: Comparaison du cisaillement à la base du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle préliminaire



Résultats expérimentaux

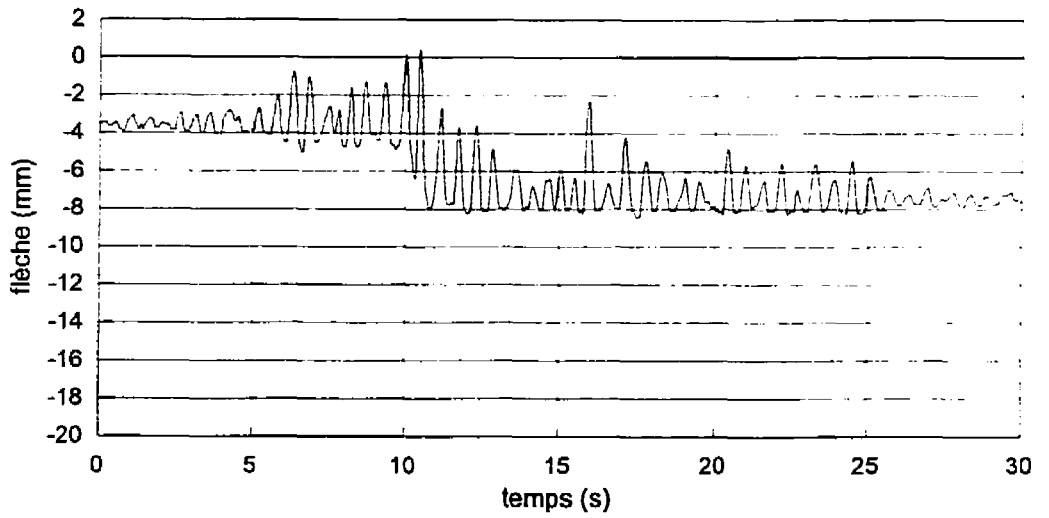


Figure 5.24: Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre du 1er étage du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

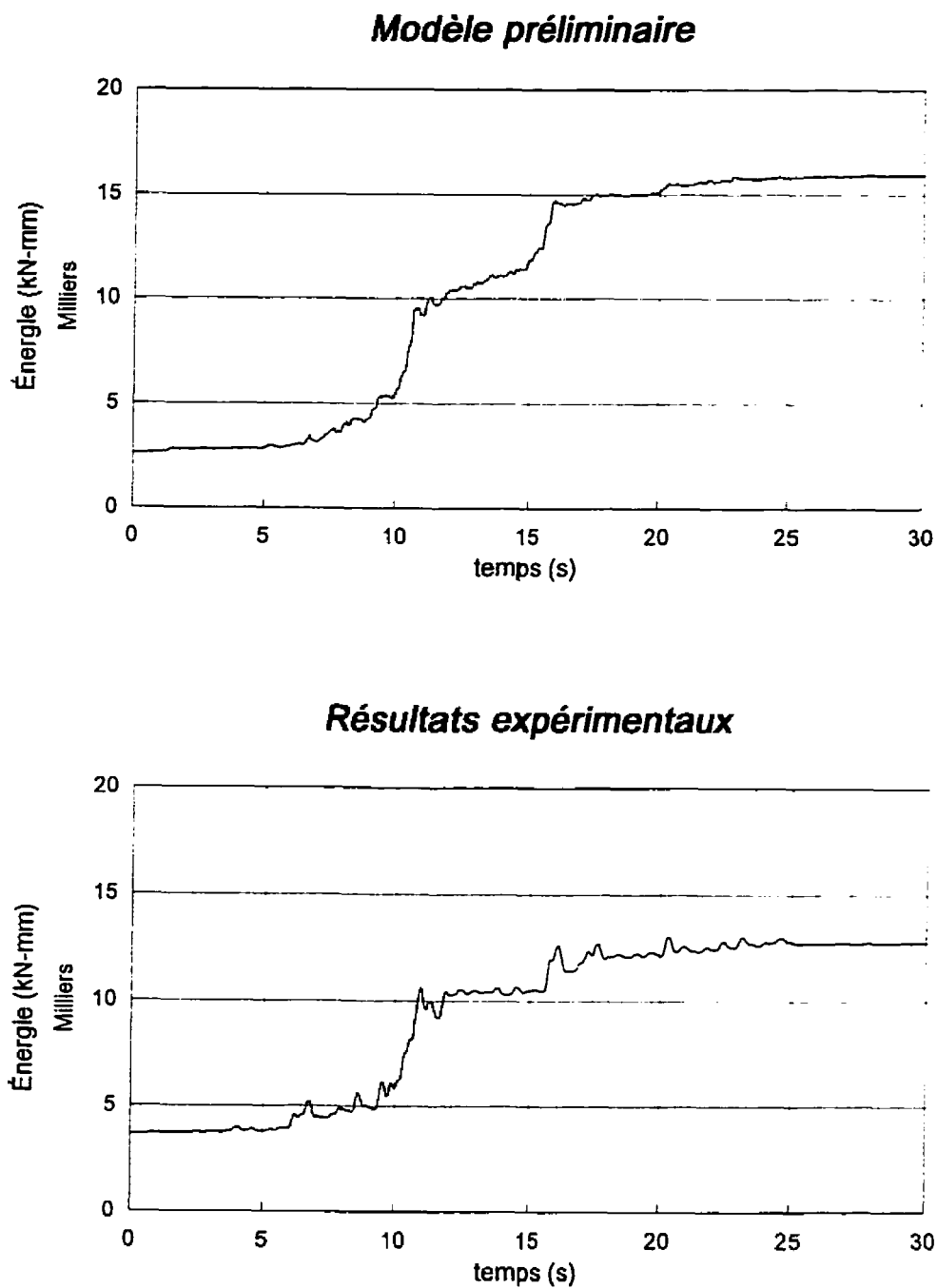
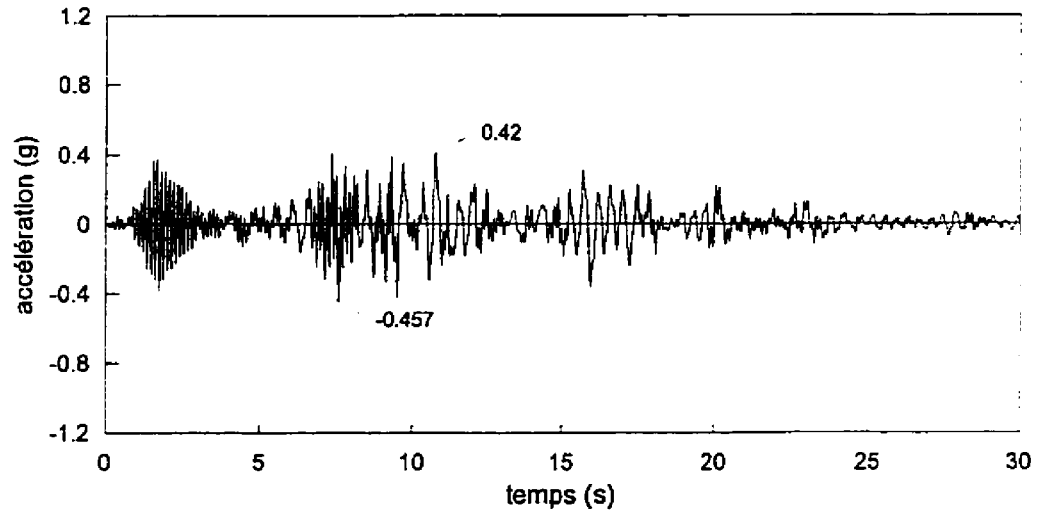


Figure 5.25: Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle préliminaire avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

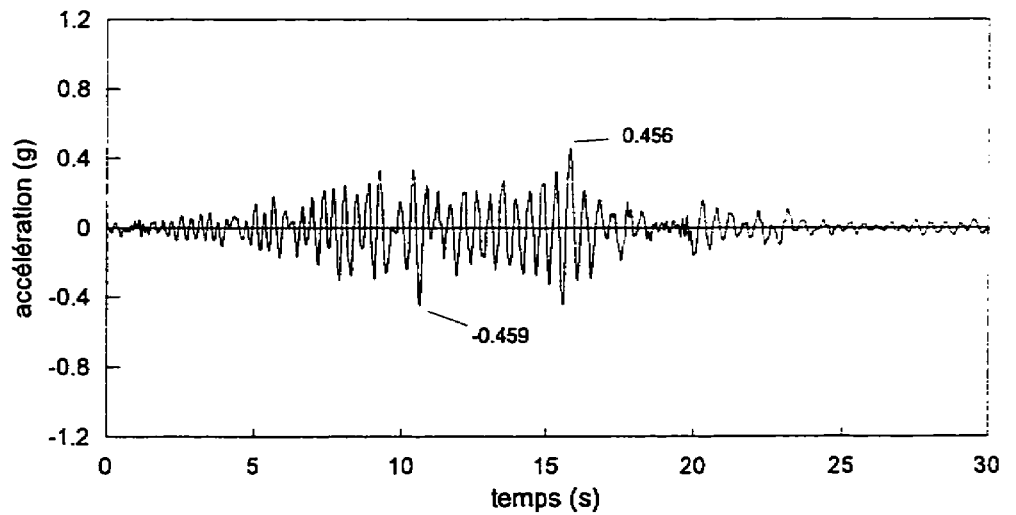
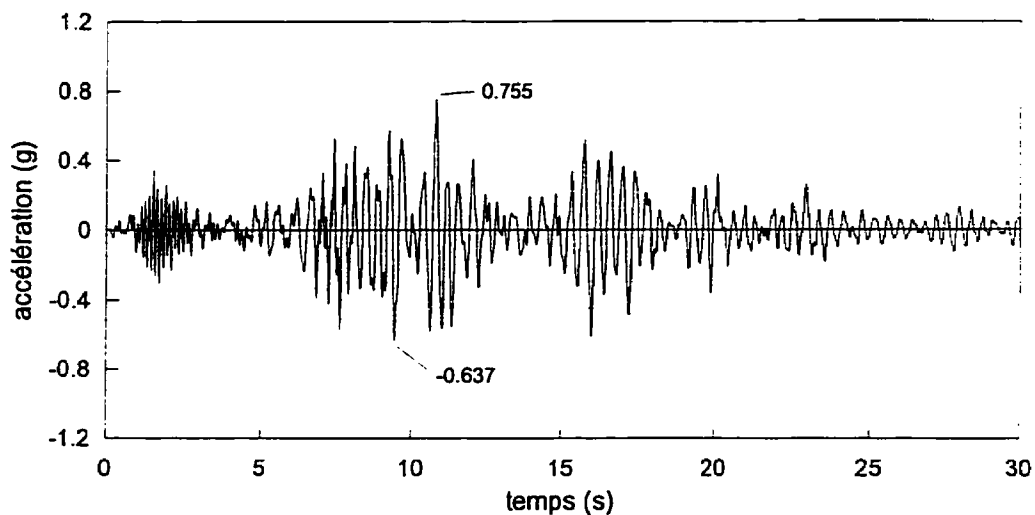


Figure 5.26: Comparaison de l'accélération absolue au 1^{er} étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

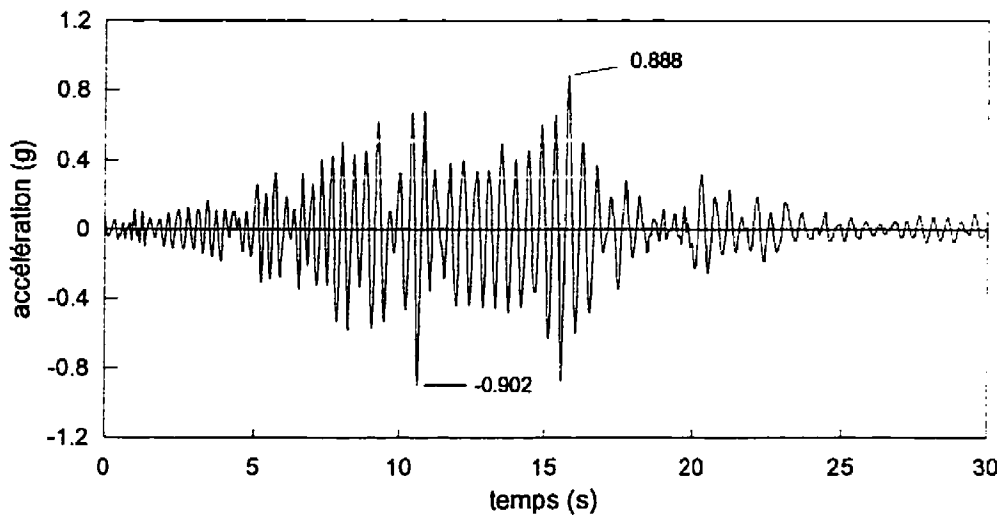
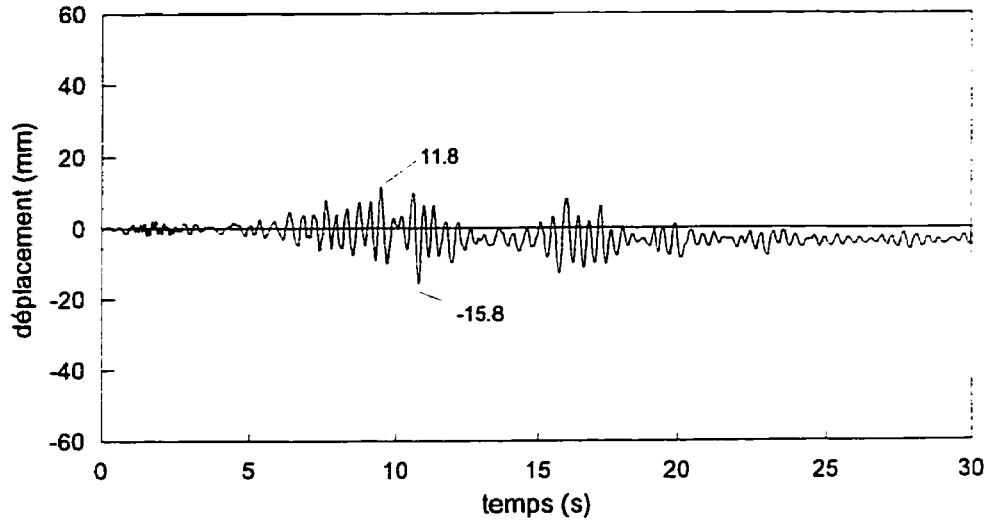


Figure 5.27: Comparaison de l'accélération absolue au 2^{ème} étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

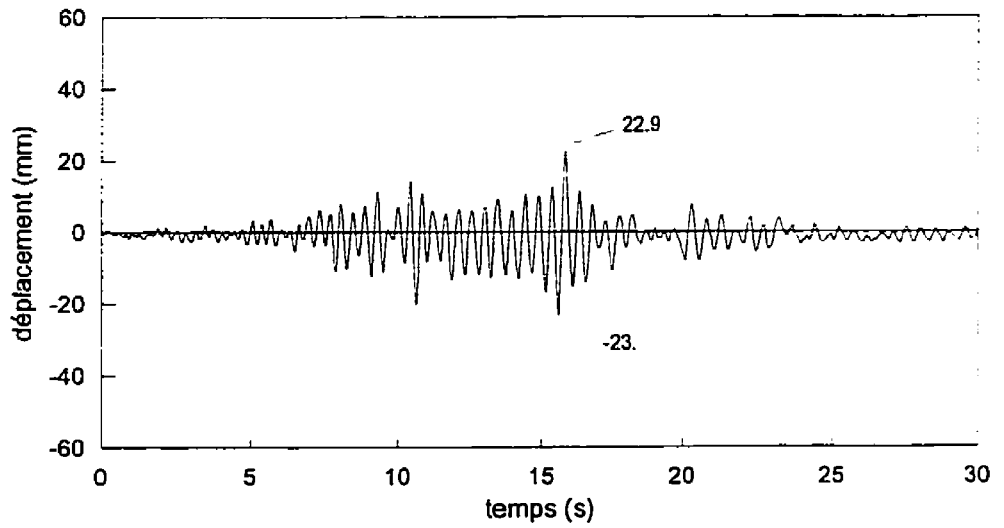
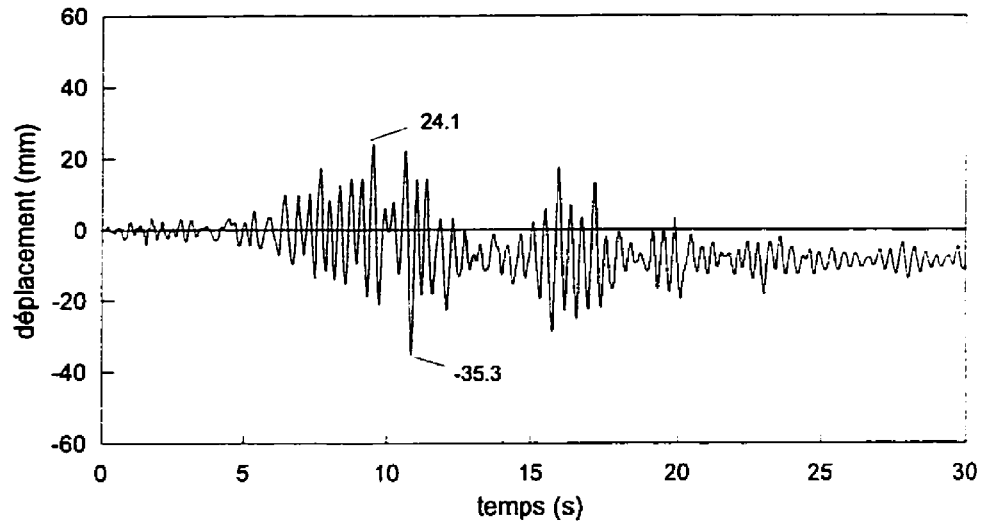


Figure 5.28: Comparaison du déplacement relatif au 1er étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

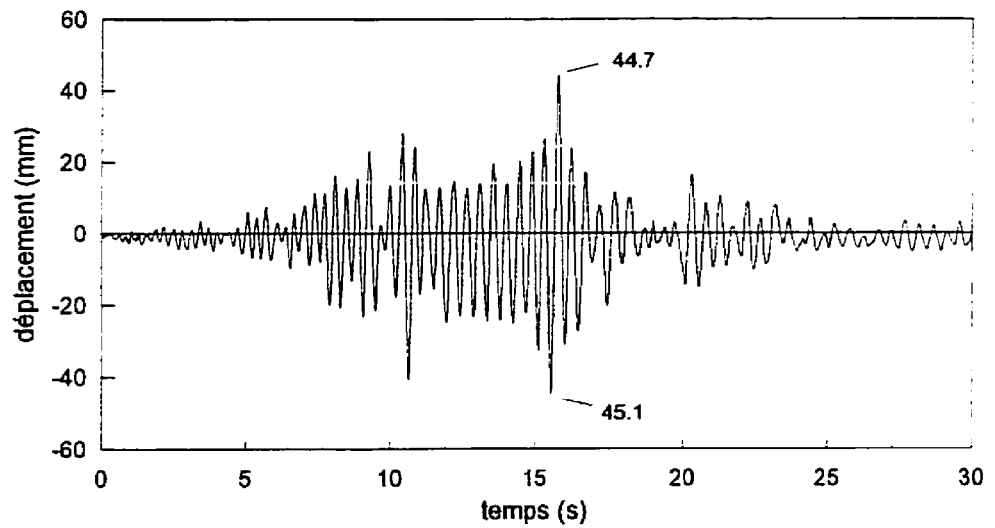
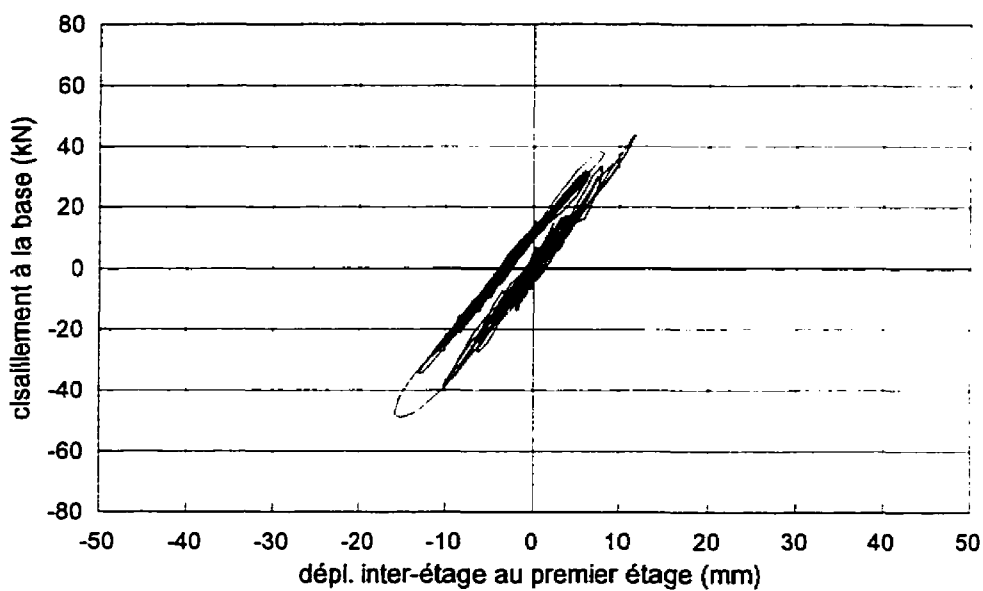


Figure 5.29: Comparaison du déplacement relatif au 2^{ème} étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

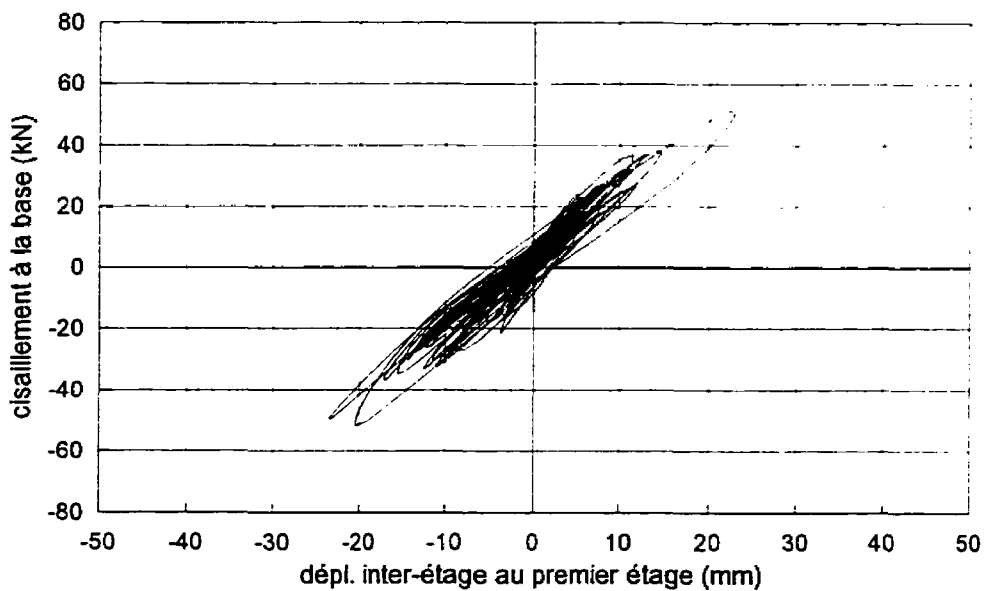
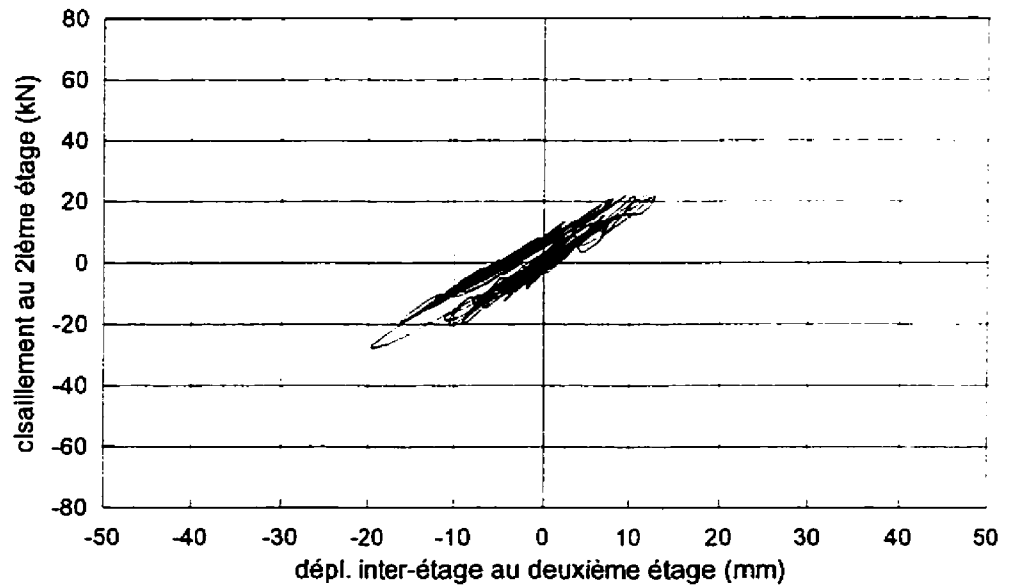


Figure 5.30: Comparaison des courbes d'hystérésis au 1er étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

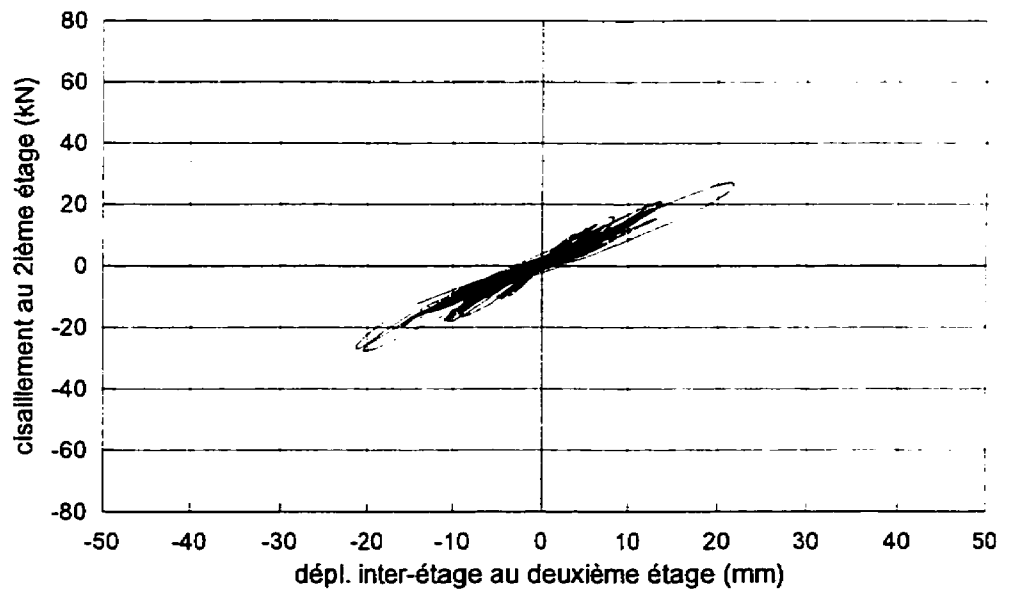
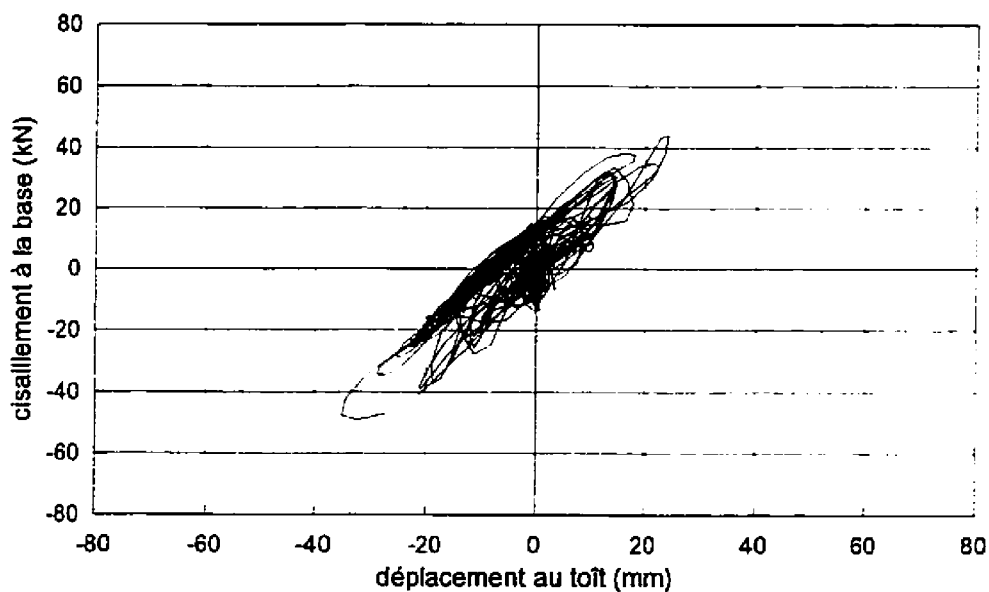


Figure 5.31: Comparaison des courbes d'hystérésis au 2ième étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

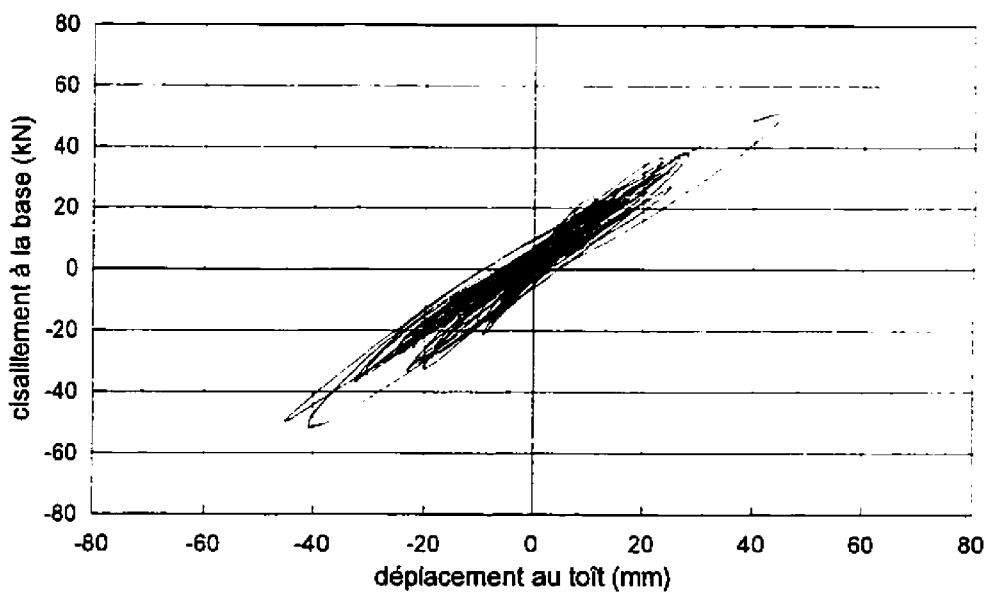
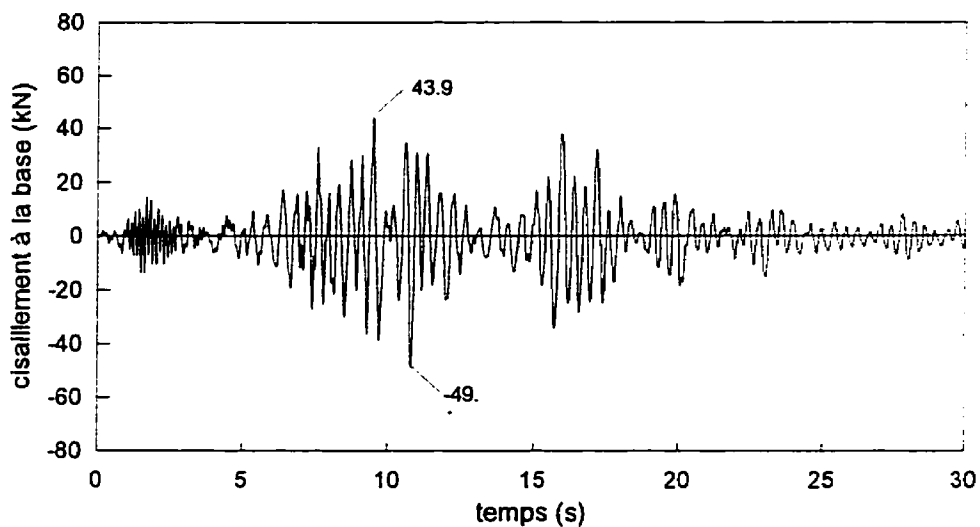


Figure 5.32: Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

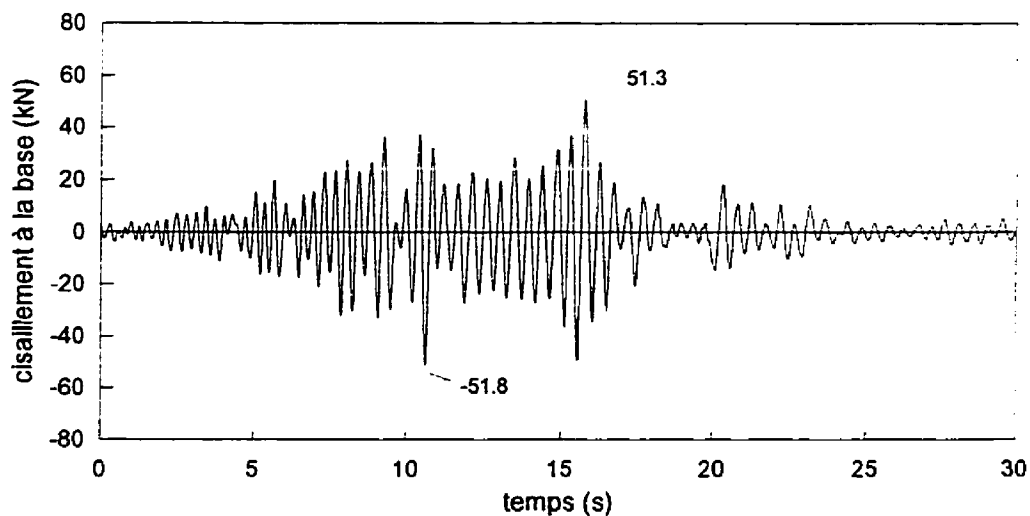
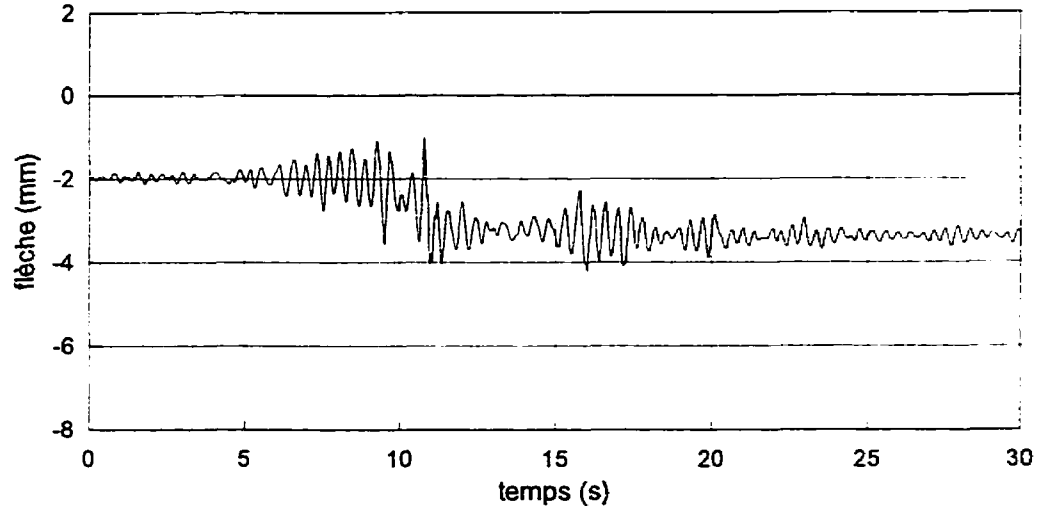


Figure 5.33: Comparaison du cisaillement à la base du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

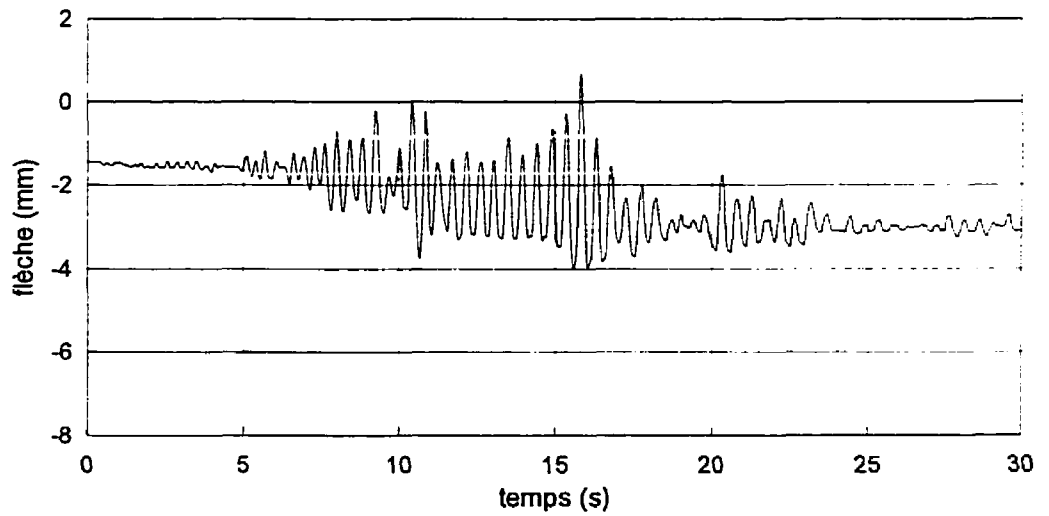


Figure 5.34: Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre du 1er étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

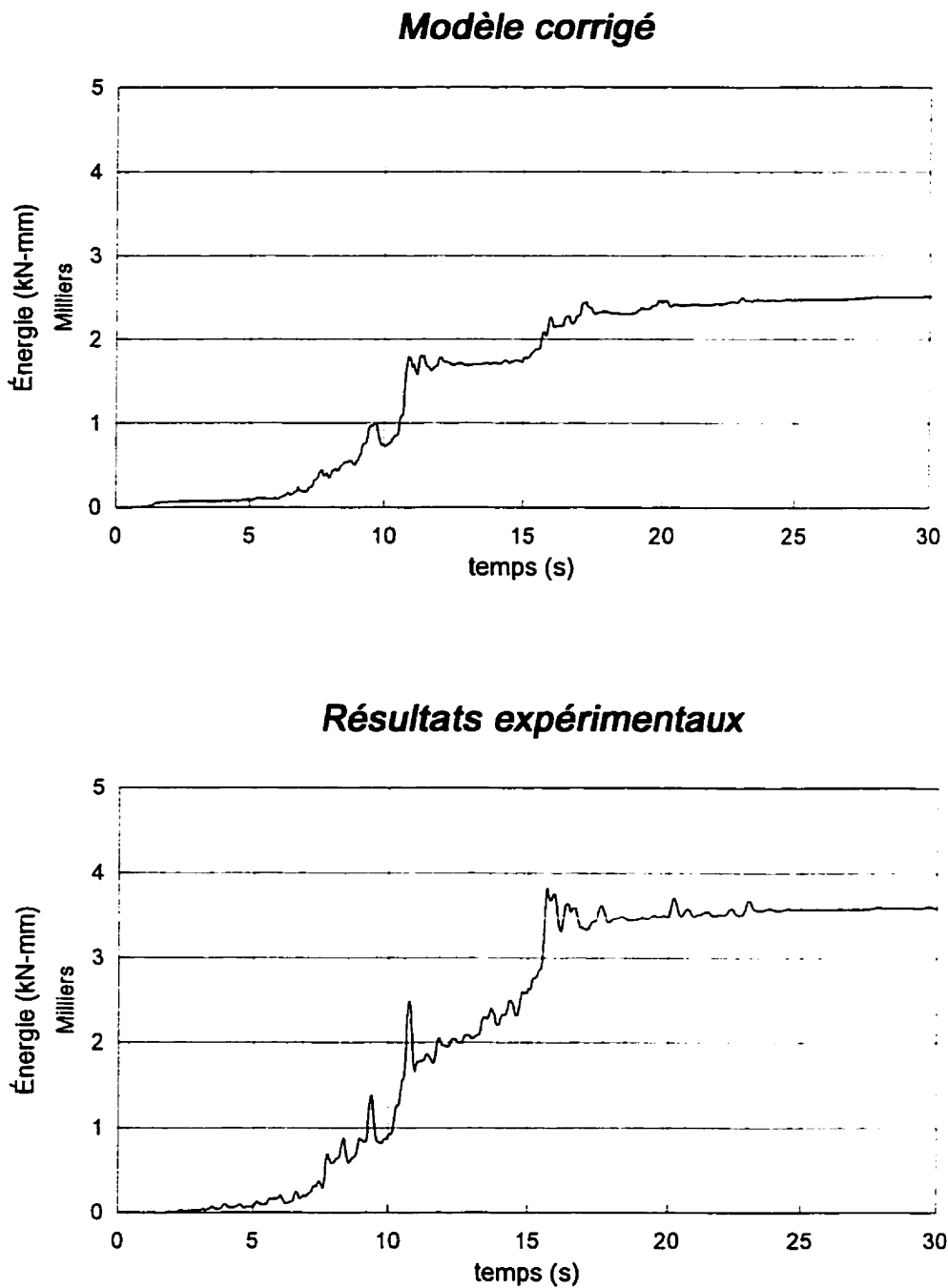
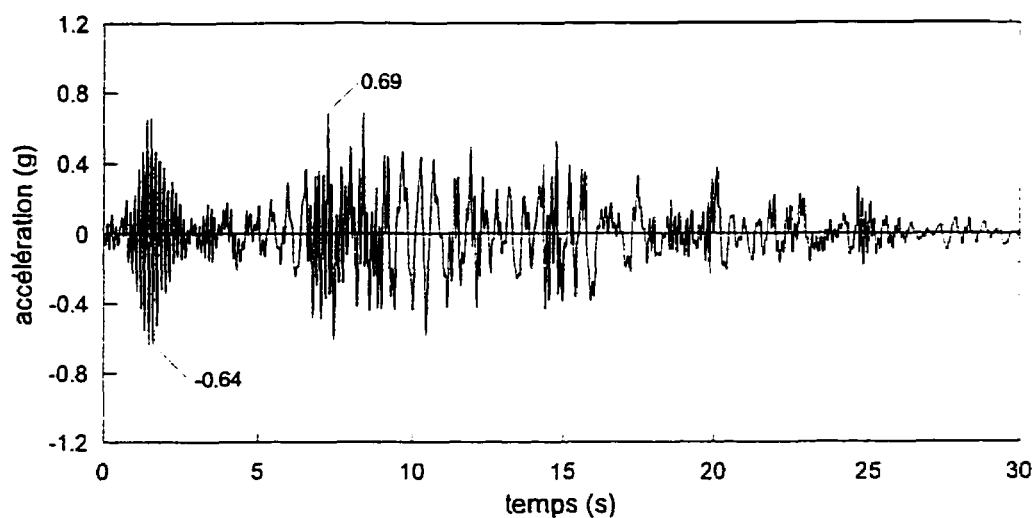


Figure 5.35: Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

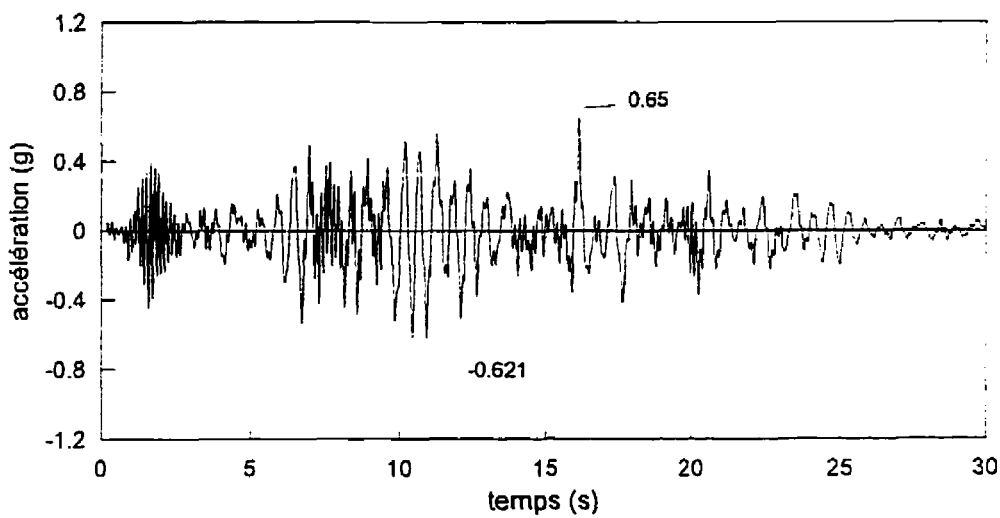
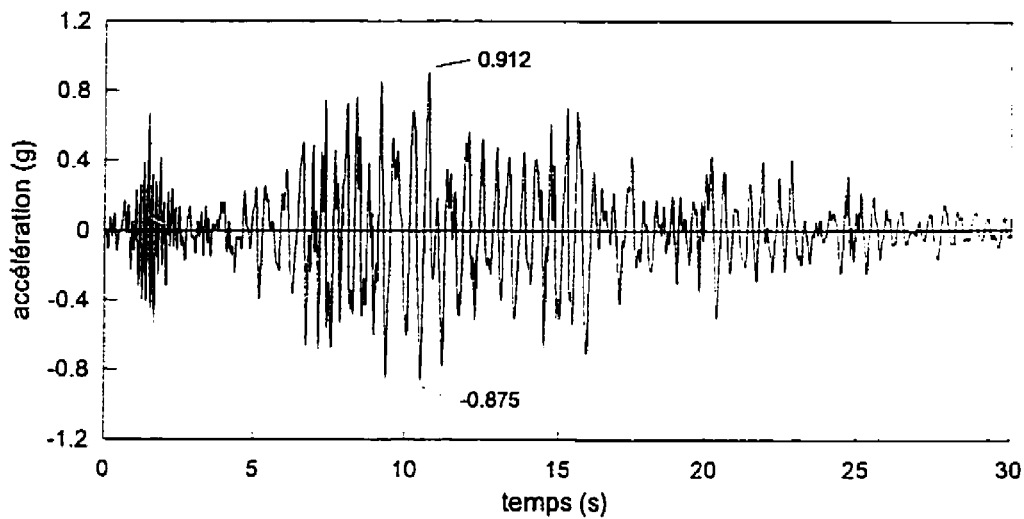


Figure 5.36: Comparaison de l'accélération absolue au 1er étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

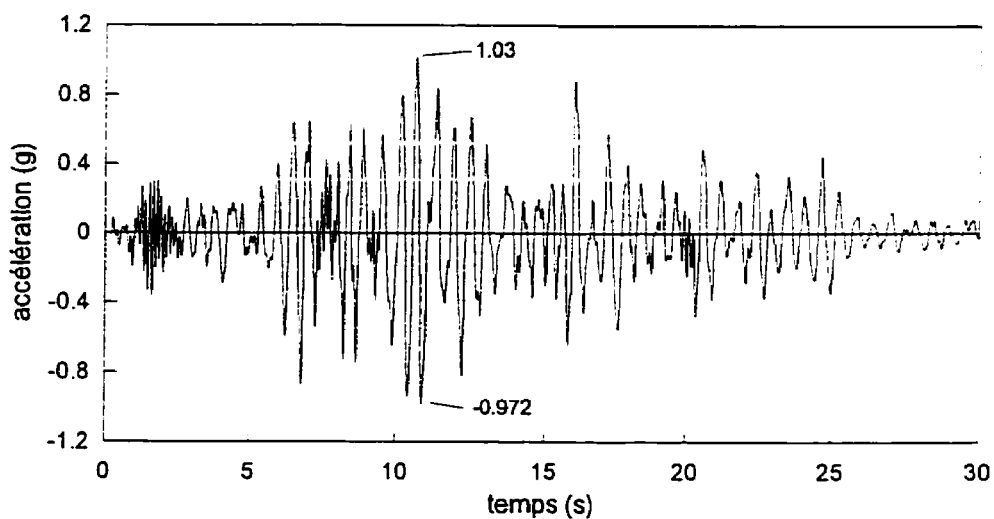


Figure 5.37: Comparaison de l'accélération absolue au 2ⁱème étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

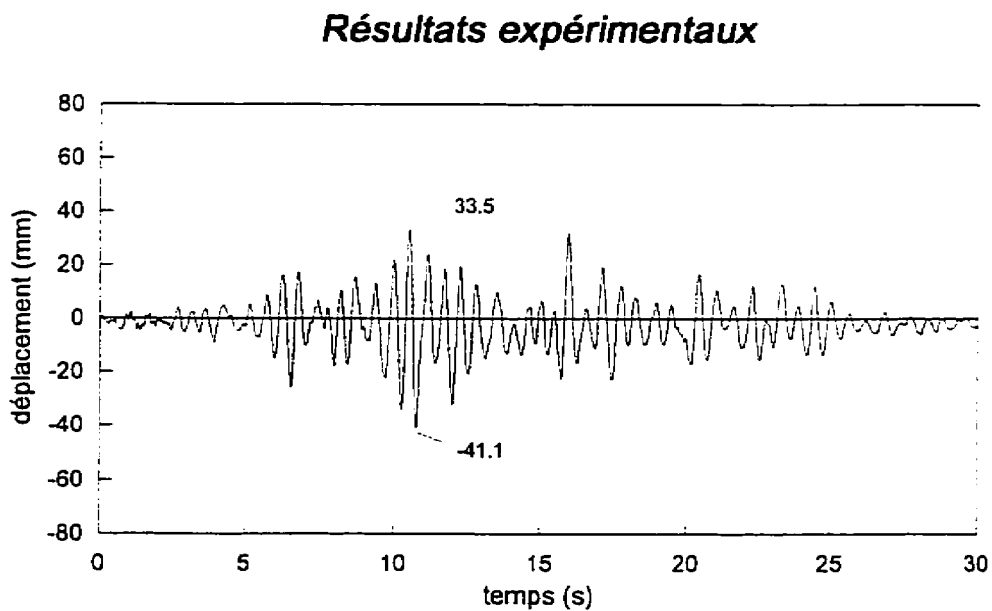
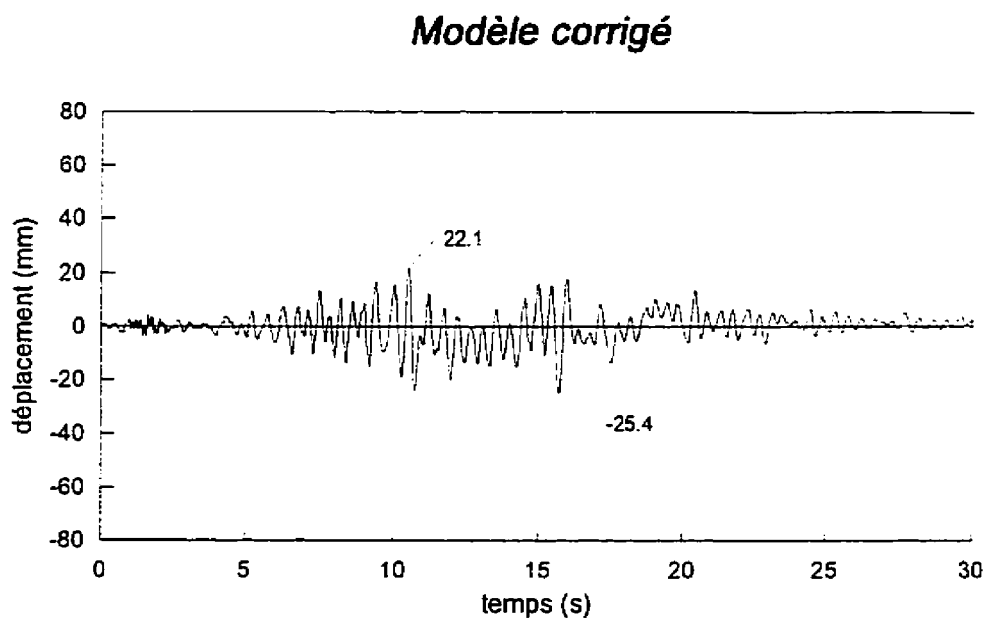
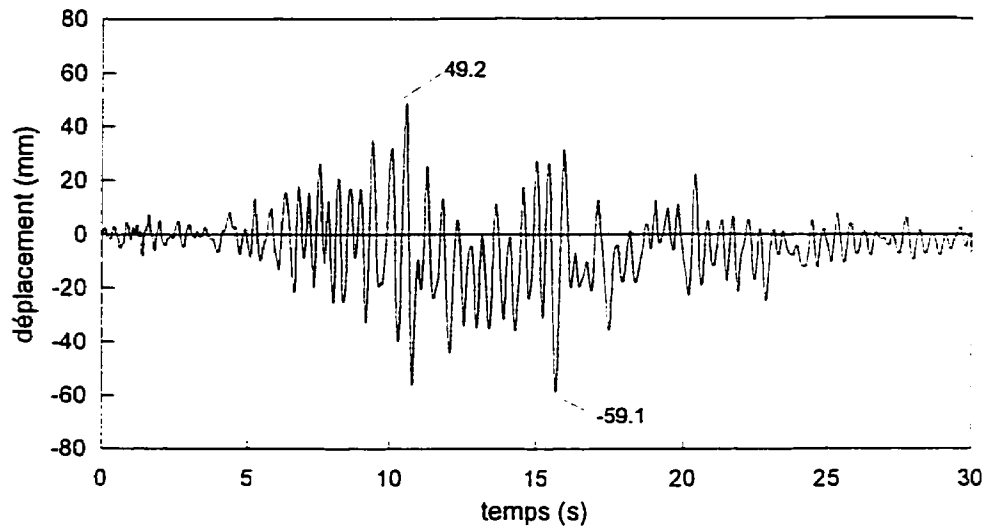


Figure 5.38: Comparaison du déplacement relatif au 1er étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

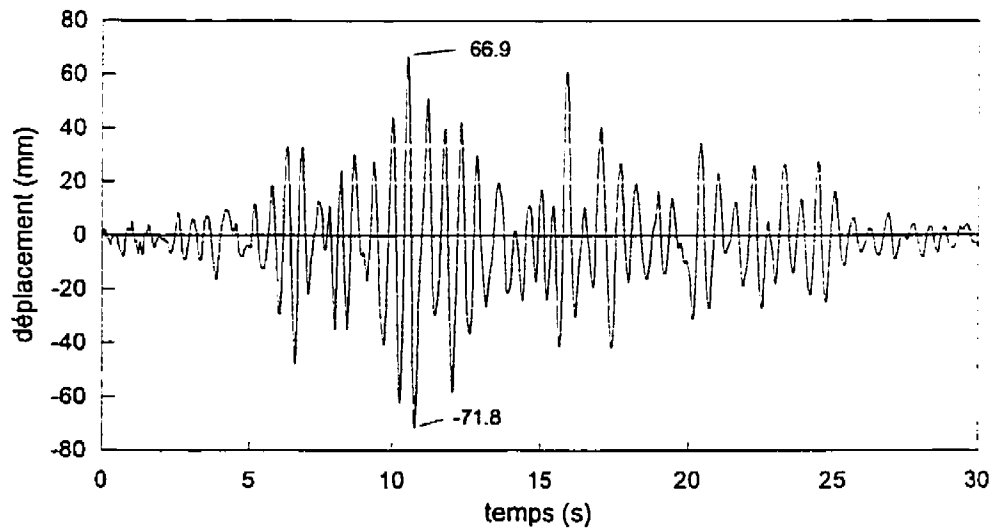


Figure 5.39: Comparaison du déplacement relatif au 2ième étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

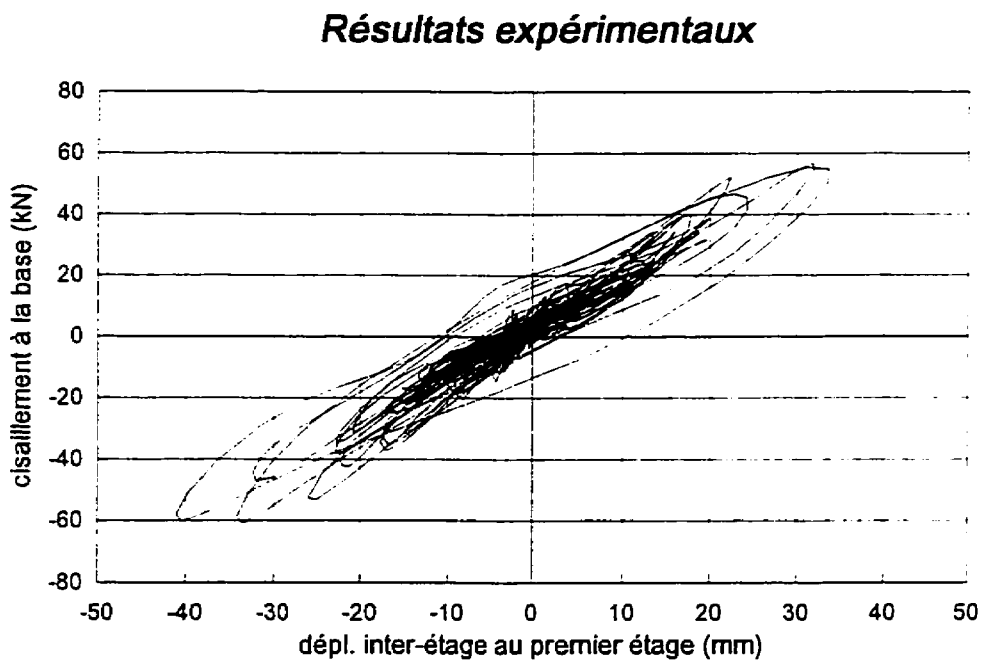
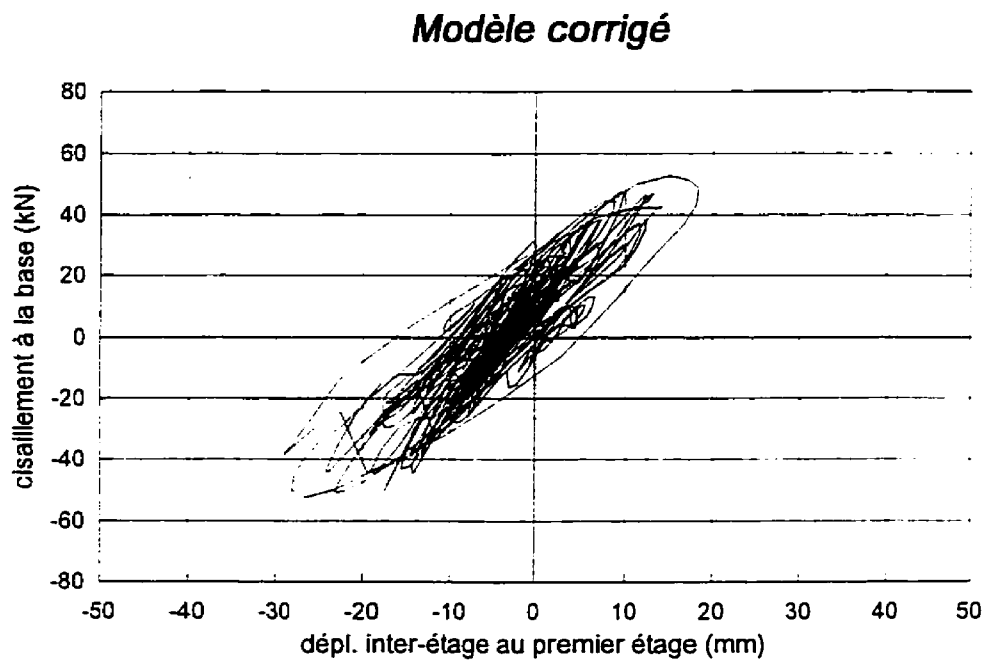


Figure 5.40: Comparaison des courbes d'hystérésis au 1er étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

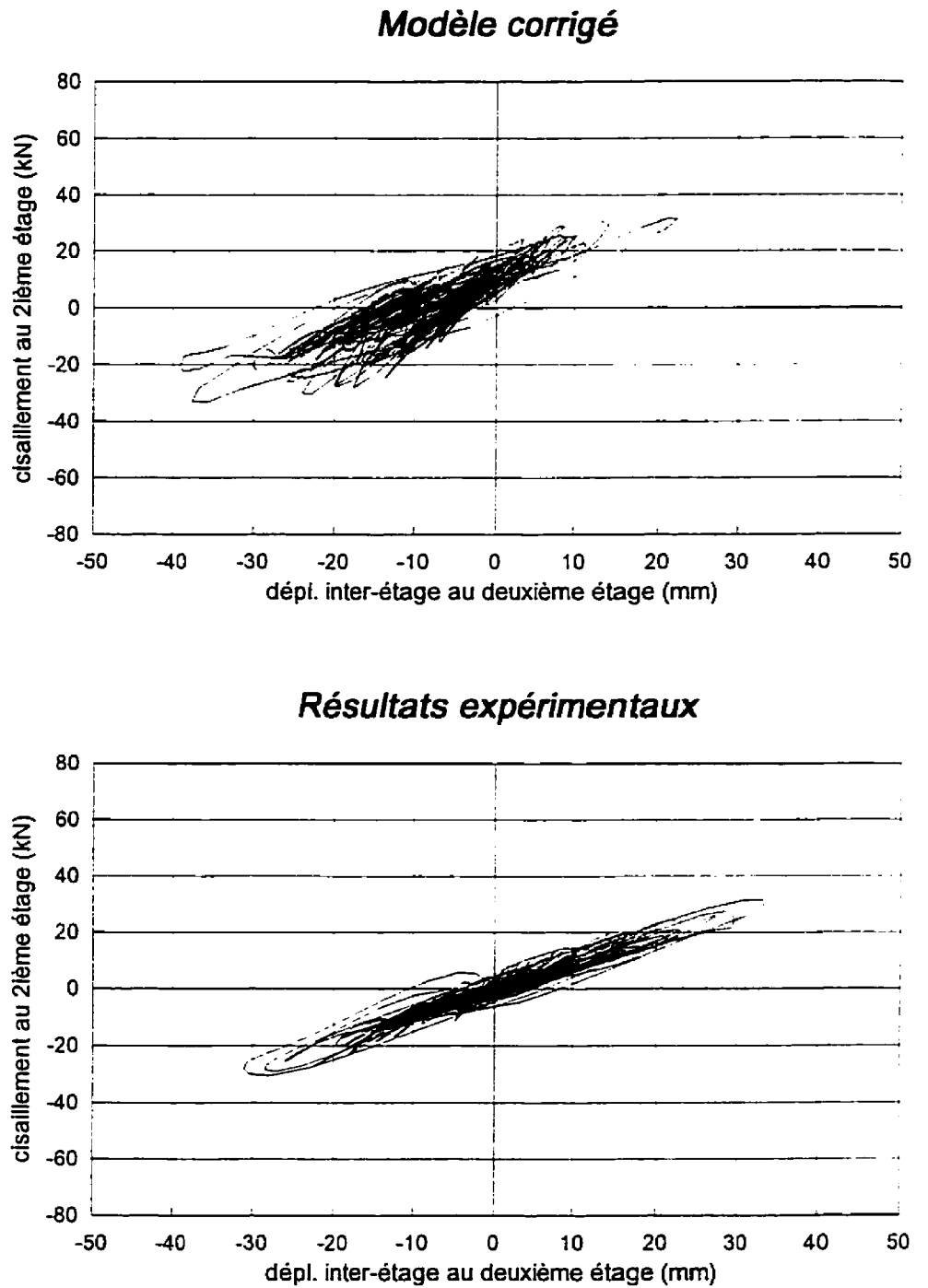


Figure 5.41: Comparaison des courbes d'hystérésis au 2ième étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

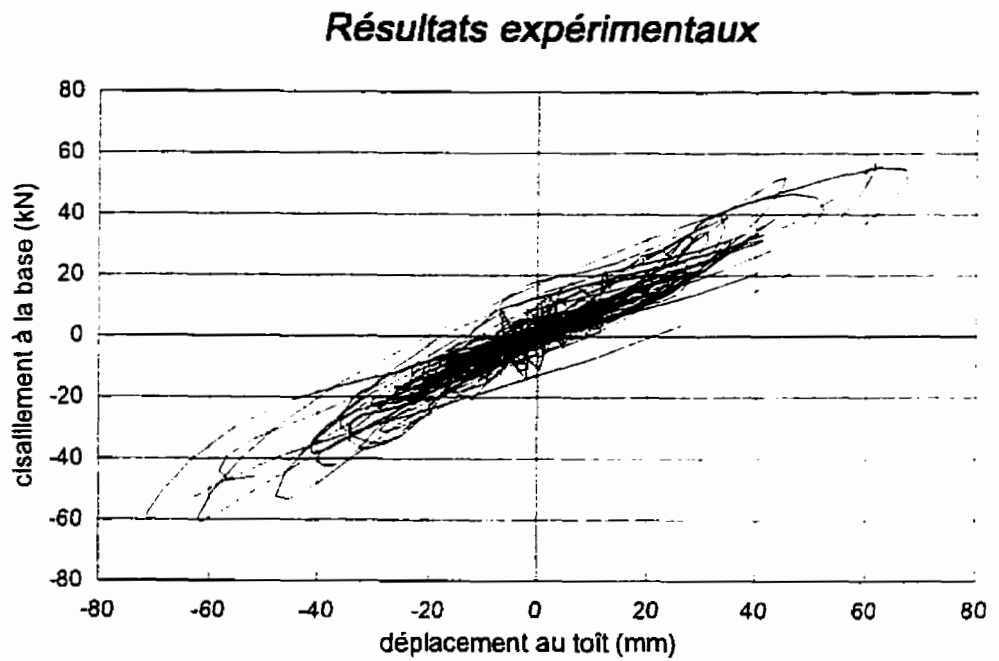
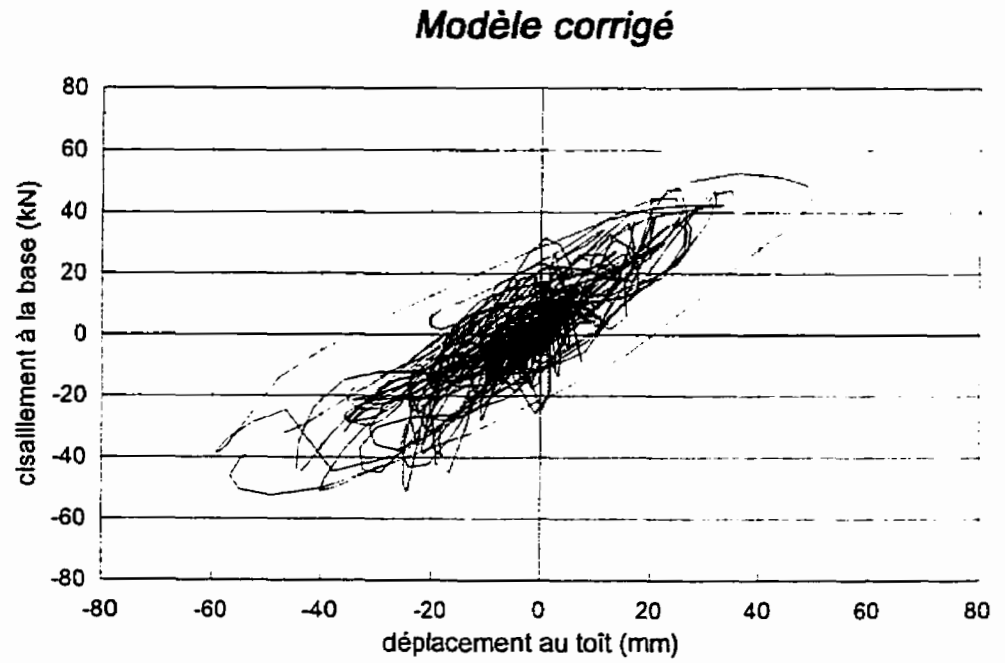
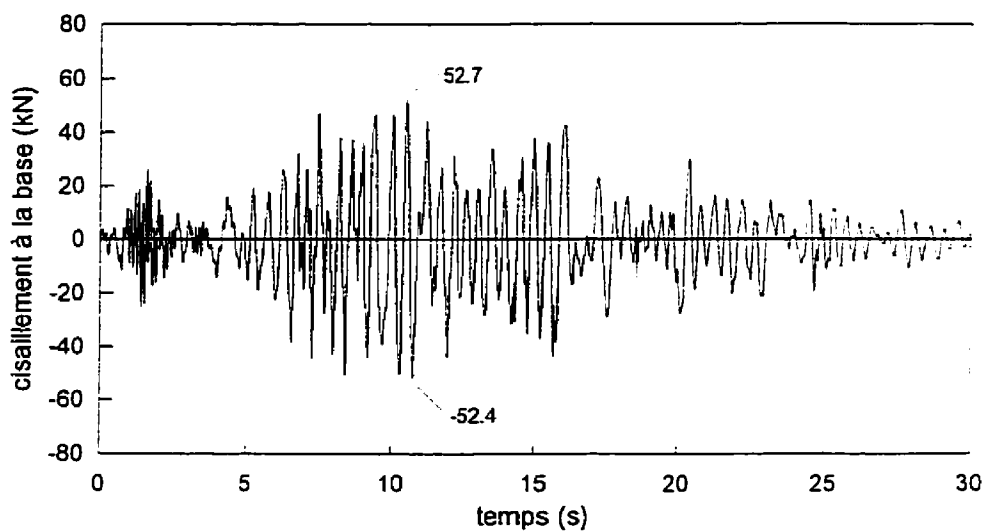


Figure 5.42: Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

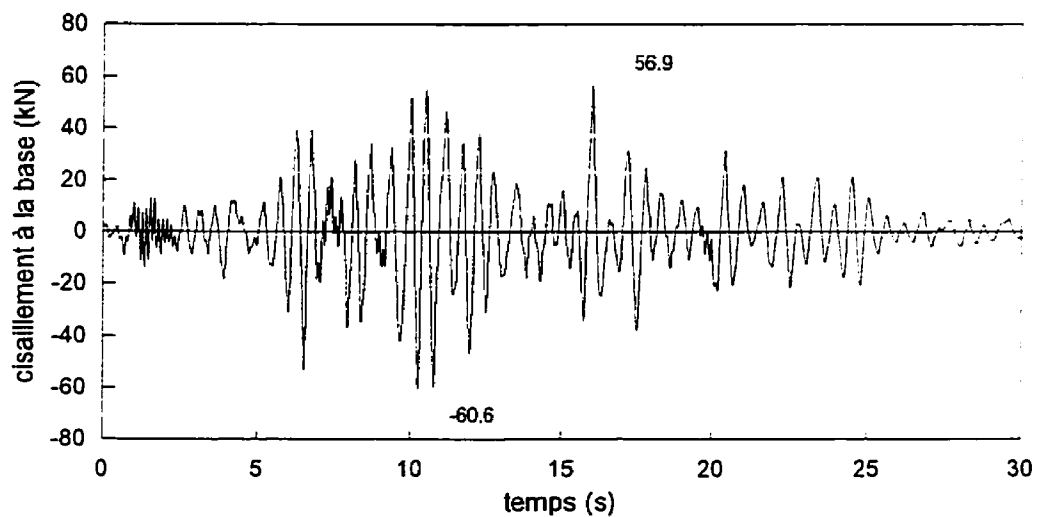
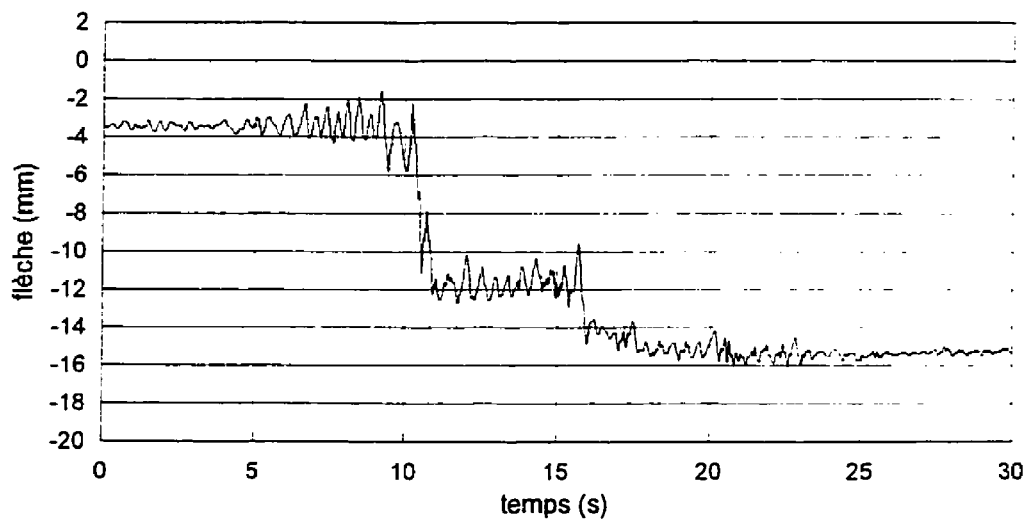


Figure 5.43: Comparaison du cisaillement à la base du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle corrigé



Résultats expérimentaux

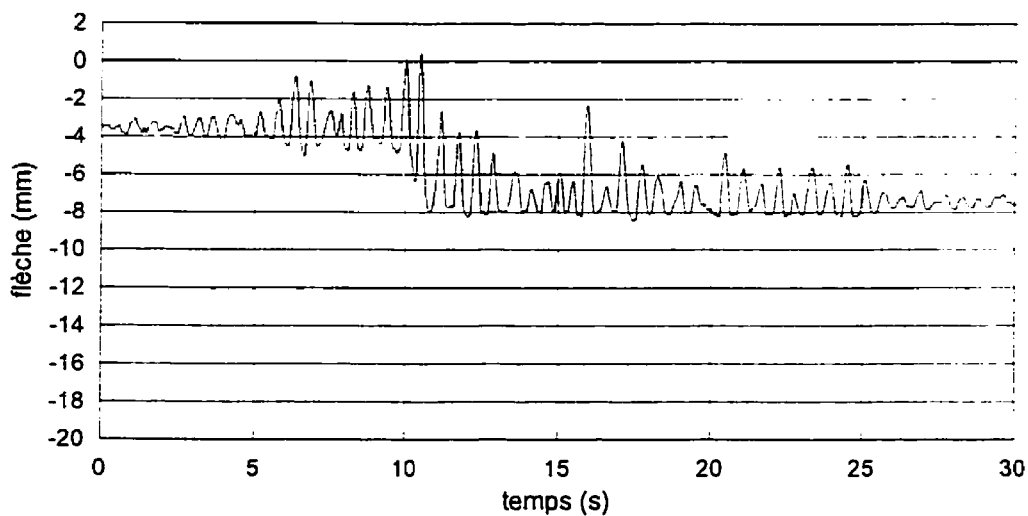


Figure 5.44: Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre du 1er étage du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

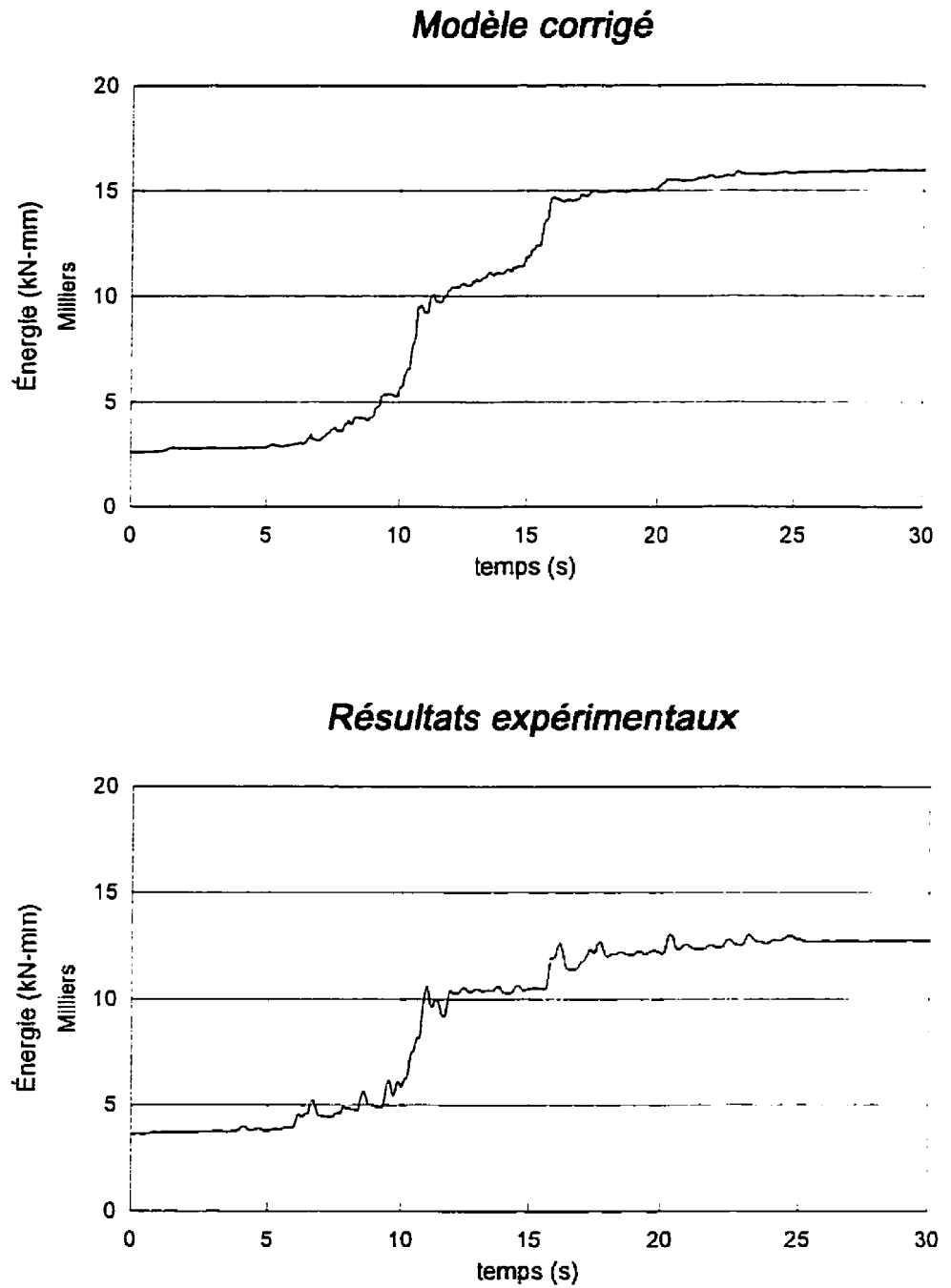


Figure 5.45: Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle corrigé avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

5.9 Discussion des résultats.

En observant les graphiques des figures 5.6 à 5.45, il est évident que le comportement théorique prédit par les deux modèles de l'ossature ne représente pas dans tous les détails le comportement expérimental. Pour débiter, le contenu fréquentiel des historiques d'accélération de l'intensité 1 des deux modèles n'est pas du tout le même; les crêtes maximales sont plus rapprochées et l'allure générale est erratique. Les accélérogrammes de l'intensité 2 se ressemblent davantage quant à leur contenu fréquentiel mais les amplitudes maximales ne se produisent pas au même moment. Il faut noter, cependant, que les valeurs d'amplitudes maximales sont du même ordre de grandeur pour les deux modèles dans les deux intensités. Pour ce qui est des déplacements relatifs aux étages, les deux modèles ne représentent pas très bien la réalité; les amplitudes calculées sont beaucoup plus faibles que celles mesurées expérimentalement. Les mesures expérimentales sont de l'ordre de 1,6 fois plus grande pour les deux intensités. De plus, des déplacements résiduels sont observés pour le modèle préliminaire et le modèle corrigé. Ces mêmes observations concernant les déplacements peuvent être faites en étudiant les courbes d'hystérésis; les déplacements inter-étage sont plus petits que les résultats expérimentaux et les boucles d'hystérésis sont décalées de l'origine. Le cisaillement maximal aux étages est semblable pour les modèles et les résultats expérimentaux, soit environ 50 kN pour l'intensité 1 et 60 kN pour l'intensité 2. Nous pouvons également observer de ces courbes d'hystérésis que la

rigidité de l'ossature réelle est plus faible que celle de l'ossature modélisée: les boucles d'hystérésis obtenues des résultats expérimentaux sont plus inclinées. Pourtant, les inerties équivalentes calculées pour les modèles se situent entre $0,3 I_g$ et $0,4 I_g$ pour les poutres et entre $0,4 I_g$ et $0,5 I_g$ pour les poteaux (voir tableau 5.6). Ces valeurs d'inertie équivalente sont en deçà des valeurs suggérées par la norme A23.3 pour tenir compte de la fissuration des éléments lors d'événements sismiques. Les éléments de l'ossature devraient donc être assez souples pour bien représenter le comportement réel du spécimen. Il se produit donc un phénomène qui n'est pas modélisé, ce phénomène étant relié à la dégradation de l'ossature. En étudiant les figures 5.46 et 5.47 qui montrent la distribution des rotules plastiques pour les deux modèles, nous apercevons que la rotule plastique qui s'est formée à la base du poteau central lors des essais sous l'intensité 1 n'a pas été prédite par les analyses. De plus, les historiques de l'énergie induite dans l'ossature au cours du premier séisme nous montrent que la dégradation de la structure est mal représentée; l'énergie induite expérimentalement est de 22 % plus élevée pour le modèle préliminaire et de 46 % pour le modèle corrigé.

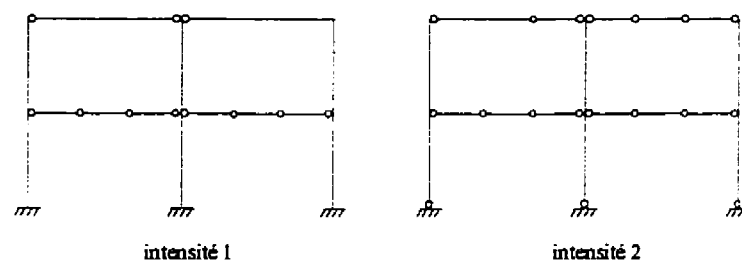


Figure 5.46: Localisation des rotules plastiques pour le modèle préliminaire.

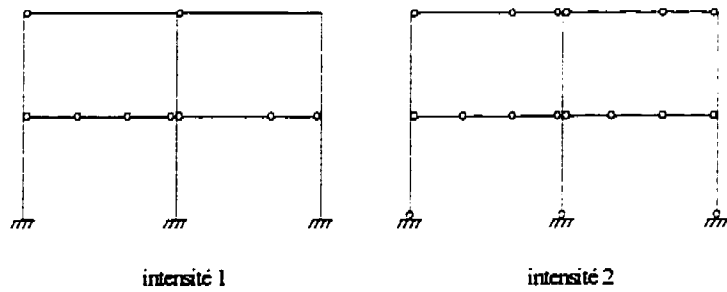


Figure 5.47: Localisation des rotules plastiques pour le modèle corrigé.

La dégradation de l'ossature pour le séisme d'intensité 2 n'est pas très bien représentée non plus. La flèche au 2/3 d'une des poutres au 1^{ier} étage en est un bon exemple. La flèche à cet endroit atteint 18 mm pour le modèle préliminaire et 16 mm pour le modèle corrigé. En réalité, le déplacement vertical de la poutre n'a pas dépassé 9 mm. La localisation des rotules plastiques après le séisme d'intensité 2 semble réaliste mais le niveau d'endommagement des éléments est difficilement comparable aux résultats expérimentaux. De plus, les historiques de l'énergie induite pour l'intensité 2 nous montrent que l'ossature du modèle numérique absorbe beaucoup plus d'énergie que l'ossature réelle. Il y a donc un problème dans la modélisation de l'ossature et cet aspect sera traité au prochain chapitre.

Il faut noter ici qu'une modélisation plus raffinée que les modèles présentés dans ce chapitre ne peut être obtenue qu'à partir de données expérimentales. L'ajout ou la modification de paramètres dans les modèles pourrait résulter en un comportement de l'ossature qui ne saurait être réaliste. La prédiction du comportement à un tel niveau

d'endommagement peut s'avérer hasardeuse, des ruptures fragiles en cisaillement ou des pertes d'ancrage pourraient causer la ruine de la structure.

CHAPITRE 6

MODÈLE NON-LINÉAIRE RAFFINÉ

6.1 Modifications apportées au modèle corrigé.

Comme nous avons pu le voir au chapitre précédent, le modèle corrigé ne représente pas correctement le comportement réel de l'ossature et il est évident qu'un phénomène de dégradation, observé expérimentalement, n'est pas représenté dans le modèle. Il a donc fallu modifier le modèle corrigé en ajustant certains paramètres de la modélisation pour bien représenter le comportement réel de l'ossature. Ces ajustements ont été effectués en visant à reproduire le plus fidèlement les historiques de déplacement aux étages de l'ossature. Les autres éléments du comportement de la structure ont été vérifiés par la suite. En observant les figures 5.28 et 5.29 du chapitre précédent, nous voyons que les déplacements relatifs aux étages pour le modèle corrigé sont faibles entre la 11^{ème} et la 16^{ème} seconde du séisme comparativement aux résultats expérimentaux (les déplacements expérimentaux étant d'environ 40 mm au 2^{ème} étage pour cet intervalle de temps). Nous avons donc varié certains paramètres du modèle corrigé afin d'obtenir les déplacements voulus. Le premier paramètre auquel nous avons porté une attention particulière était le facteur α_0 , facteur contenu dans la loi d'hystérésis. Rappelons que ce facteur permet de calibrer la pente de déchargement de la loi

d'hystérésis *Q-HYST*. Le facteur α_Q avait été fixé à 0,0 pour le modèle corrigé car l'ossature était instable pour d'autres valeurs de α_Q durant le séisme d'intensité 2. Nous avons quand même fait varier la valeur du facteur alpha de 0,0 à 0,5 pour le séisme d'intensité 1. Cependant, les déplacements relatifs aux étages obtenus des analyses n'étaient pas affectés par cette variation. La raison est simple: la pente de déchargement est basée sur la déformation maximale atteinte par l'élément et l'ossature ne s'est que très peu plastifiée sous le séisme d'intensité 1.

Nous avons par la suite tenté de changer les valeurs de l'amortissement visqueux équivalent. Le modèle corrigé était peut être trop amorti et les déplacements ainsi réduits. L'amortissement de Rayleigh a été conservé et les fractions d'amortissement critique qui avaient été fixées à 3,5 % et 4,0 % pour les deux premiers modes ont été diminuées. Des valeurs de fraction d'amortissement critique de 1,0 % à 5,0 % ont été utilisées pour les analyses avec le séisme d'intensité 1. Les analyses avec le séisme d'intensité 2 n'ont pu être effectuées car l'ossature était constamment instable. Lorsque des valeurs d'amortissement de 1,0 % à 2,0 % étaient utilisées, l'ossature était fortement sollicitée et des déplacements résiduels aux étages étaient observés. L'utilisation de valeurs d'amortissement variant de 2,0 % à 3,0 % nous donnait des déplacements raisonnables entre la 11^{ième} et la 16^{ième} seconde du séisme, mais les déplacements suivant cet intervalle étaient beaucoup plus grands que ceux observés expérimentalement. Les historiques de déplacement n'avaient donc pas la même forme générale. Des analyses

ont été faites avec des fractions d'amortissement critique de 5 % et plus, mais les déplacements atteints étaient alors trop faibles. La variation de l'amortissement n'a donc pas l'influence souhaitée sur le comportement général de l'ossature. Le modèle de Rayleigh avec les fractions d'amortissement critique de 3,5 % et de 4,0 % pour le premier et le deuxième mode respectivement a donc été conservé.

Les éléments rigides qui ont été ajoutés pour modéliser l'encastrement des poutres par les masses ont été retirés momentanément pour évaluer leur influence. Aucun effet sur le comportement global n'a été observé et la flèche verticale des poutres a augmenté de 2 mm. Les éléments rigides ont donc été conservés pour le modèle final.

Jusqu'ici, aucun des paramètres étudiés n'a eu l'influence souhaitée sur le comportement général de l'ossature. Il semble que la structure a une réponse différente lors des analyses numériques et la rigidité de l'ossature est mise en cause. Nous avons donc diminué la rigidité équivalente des poteaux afin d'augmenter la période fondamentale du spécimen. Seulement l'inertie des poteaux a été modifiée car ils sont principalement responsables de la rigidité latérale de la structure. Rappelons que la période fondamentale de l'ossature pour le modèle corrigé est de 0,4 seconde, cette valeur étant située entre la valeur de la période fondamentale sous chargement statique (0,279 s) et la période fondamentale après le séisme d'intensité 1 (0,44 s). La rigidité

des poteaux a été diminuée de façon à ce que la période du modèle final soit de 0,44 seconde, soit la période de l'ossature après le séisme d'intensité I. Les analyses avec ces inerties équivalentes réduites nous donnaient des historiques de déplacement très semblables aux résultats expérimentaux. La modification de la période fondamentale était donc une bonne voie pour se rapprocher des valeurs expérimentales. Cependant, l'utilisation d'inertie équivalente aussi faible (0,35 à 0,4 I_g) pour les poteaux n'est pas justifiable; les poteaux se sont peu plastifiés lors des essais et leur rigidité n'a donc pas pu diminuer de beaucoup. De plus, la disposition des rotules plastiques avec des inerties aussi faibles n'est pas représentative puisqu'aucune rotule plastique n'est apparue à la base des poteaux lors de l'analyse avec le séisme d'intensité I.

Une étude sur des assemblages poutre-poteau en béton armé (Pineau et Filiatrault, 1994) démontre que la contribution des déformations causées par le cisaillement dans les joints peut être assez importante pour en tenir compte lors d'analyse de bâtiments en béton armé. Selon cette étude, une ossature ductile peut avoir de 25 à 30 % de ses déplacements inter-étage dus aux déformations en cisaillement dans les joints. Il fallait donc modéliser ce phénomène pour espérer améliorer le comportement théorique de l'ossature. Pour ce faire, nous avons introduit des ressorts rotationnels élastiques aux extrémités des poutres à la face des poteaux à chaque étage. Ces ressorts ne représentent pas exactement les déformations en cisaillement qui se produisent dans les joints mais facilitent la rotation des éléments de poutre à ce niveau,

ce qui entraîne des déplacements latéraux plus grands. La rigidité des ressorts est fixée par les paramètres suivant: le module de cisaillement (G) et la constante de torsion (J). Le module de cisaillement a une valeur fixe qui est déterminée à l'aide du module d'Young du béton (E_c). La constante de torsion (J) du ressort peut être déterminé à l'aide des propriétés flexionnelles des poutres. Il suffit de calculer la pente initiale (k_0) des diagrammes moment-courbure, montrés à l'annexe I, pour les poutres considérées. Lorsque la constante de torsion (J) est calculée selon les caractéristiques équivalentes des poutres, nous obtenons évidemment la même période fondamentale de l'ossature que le modèle corrigé, soit 0,4 seconde. La rigidité des ressorts a donc été diminuée jusqu'à ce que les déplacements obtenus des analyses coïncident avec les résultats expérimentaux. La période fondamentale de l'ossature à ce moment était de 0,44 seconde, soit la même période qui avait été déterminée expérimentalement après le séisme d'intensité 1. Le fait que la période du modèle raffiné soit la même que celle de l'ossature après le premier essai signifie que les joints perdent rapidement de leur rigidité, cette perte étant due à la fissuration. La rigidité des ressorts rotationnels utilisée pour obtenir ces résultats est moins de 1 % de la rigidité initiale déterminée à l'aide des diagrammes moment-courbure de l'annexe I. Notons que la rigidité des ressorts est du même ordre de grandeur que la rigidité des poutres lorsqu'elles se plastifient. Le tableau 6.1 présente les valeurs de rigidité des ressorts pour des périodes fondamentales de 0,4 et 0,44 seconde. Notons finalement que la rigidité des ressorts a été diminuée en gardant

constant le rapport des rigidités des poutres du 1^{ier} et du 2^{ième} étage. Les résultats obtenus des analyses pour le modèle raffiné sont présentés à la prochaine section.

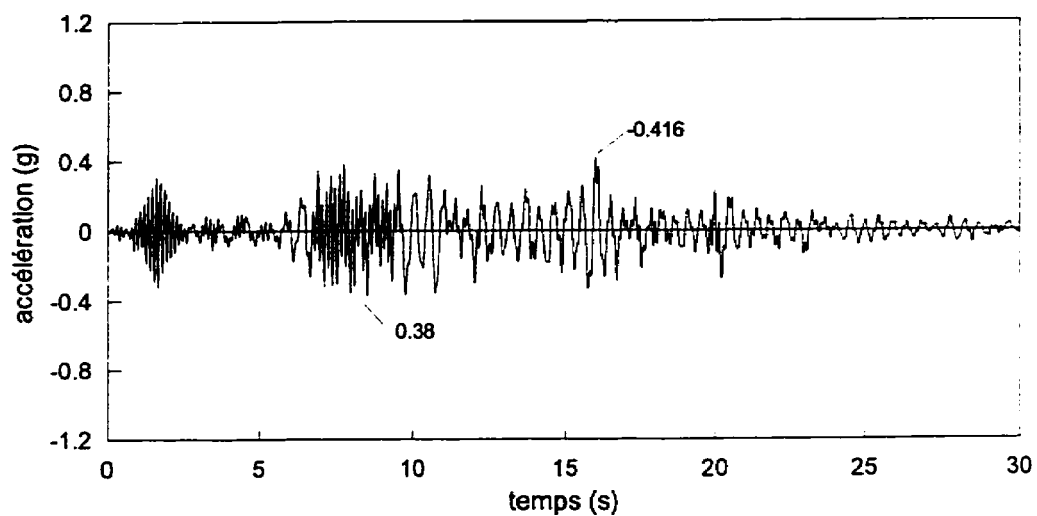
Tableau 6.1: Rigidité rotationnelle des ressorts.

Période (s)	Rigidité (kN-mm ²)	
	1 ^{ier} étage	2 ^{ième} étage
0,40	4,2 E8	3,36 E8
0,44	2,3 E6	1,84 E6

6.2 Comparaison du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux.

Les résultats obtenus à l'aide du logiciel RUAUMOKO pour le modèle raffiné sont comparés aux résultats expérimentaux aux figures 6.1 à 6.20. Nous retrouvons dans ces figures des historiques d'accélération et de déplacements aux étages, des courbes d'hystérésis, un historique du cisaillement à la base, un historique de la flèche d'une des poutres du 1^{ier} étage ainsi que l'historique de l'énergie induite dans l'ossature. La discussion des résultats sera faite à la section 6.3.

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

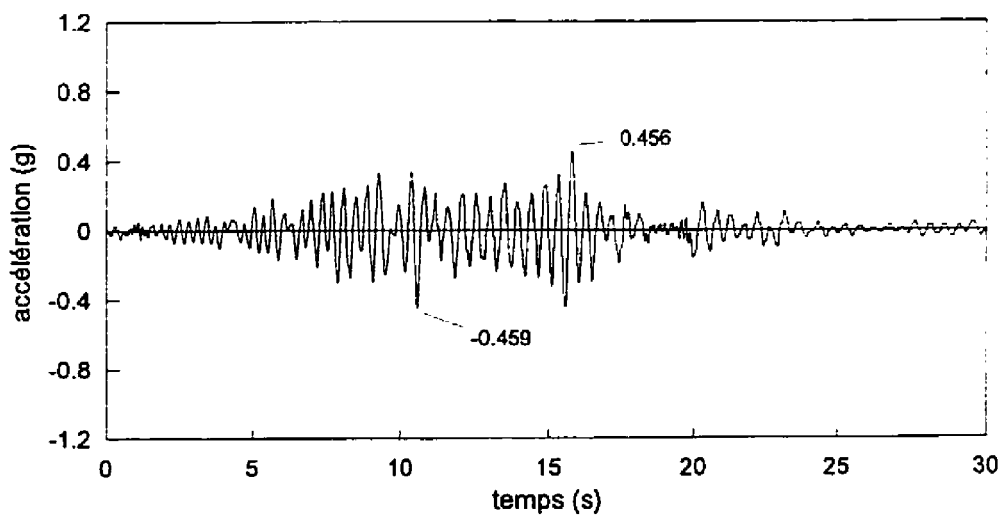
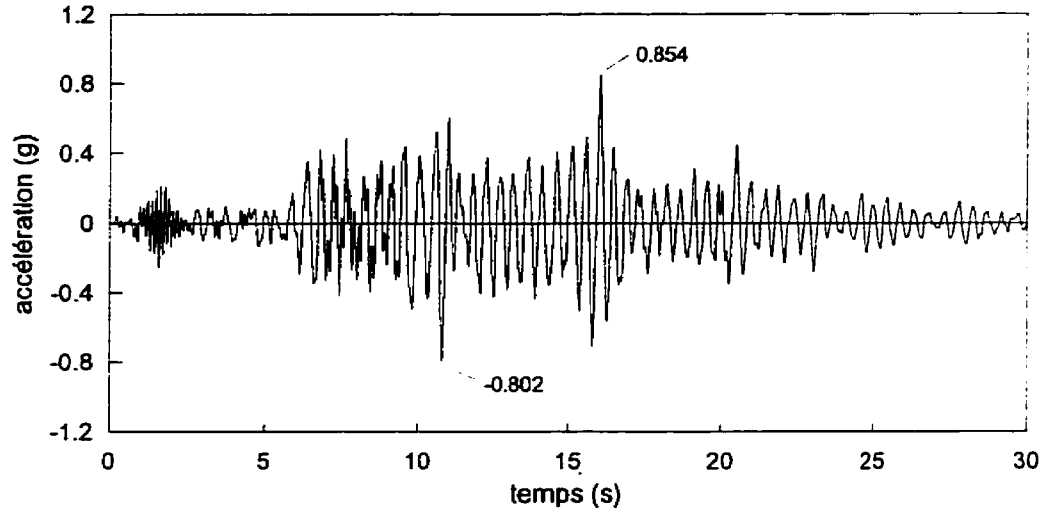


Figure 6.1: Comparaison de l'accélération absolue au 1er étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

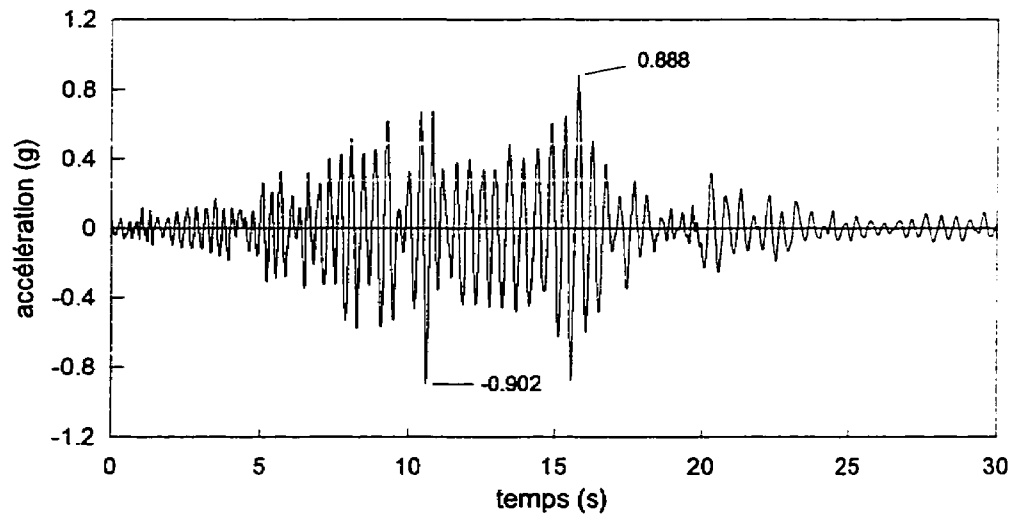
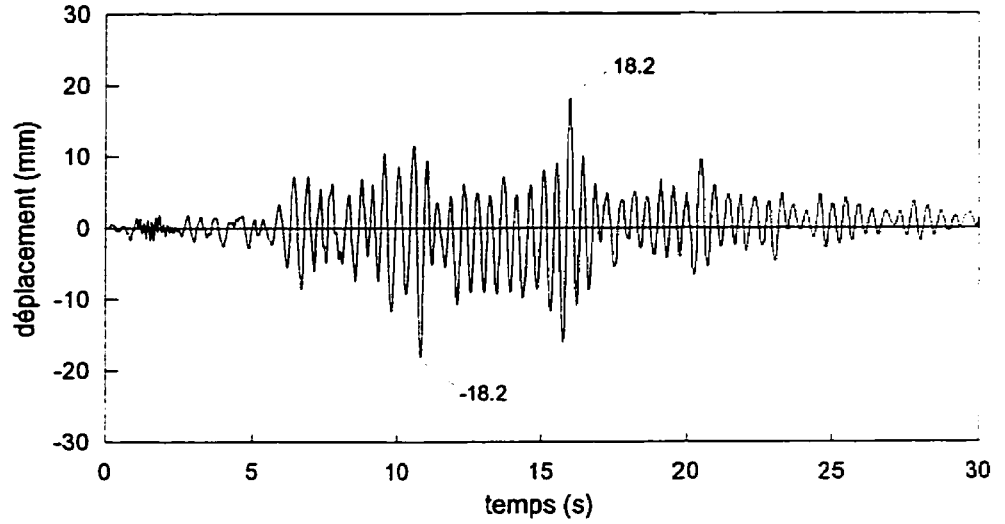


Figure 6.2: Comparaison de l'accélération absolue au 2ⁱème étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

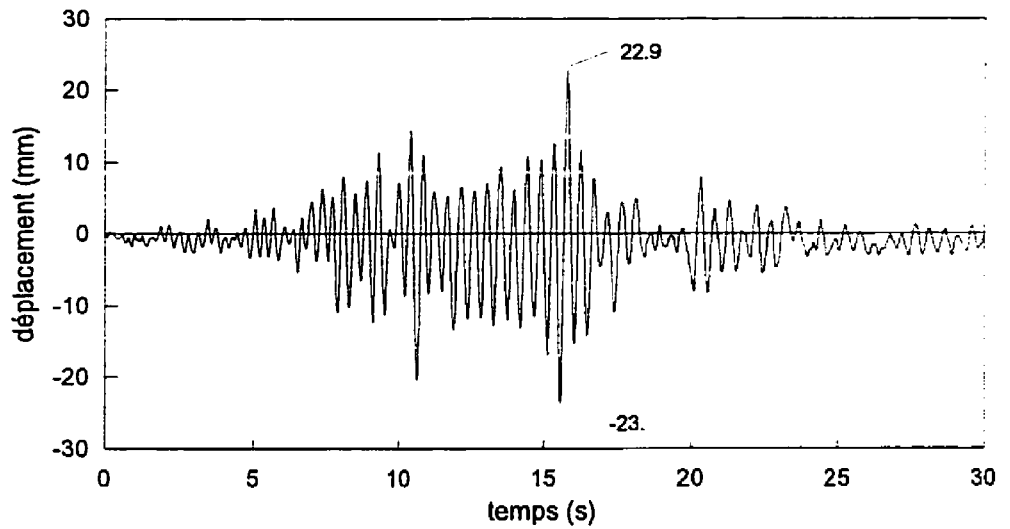
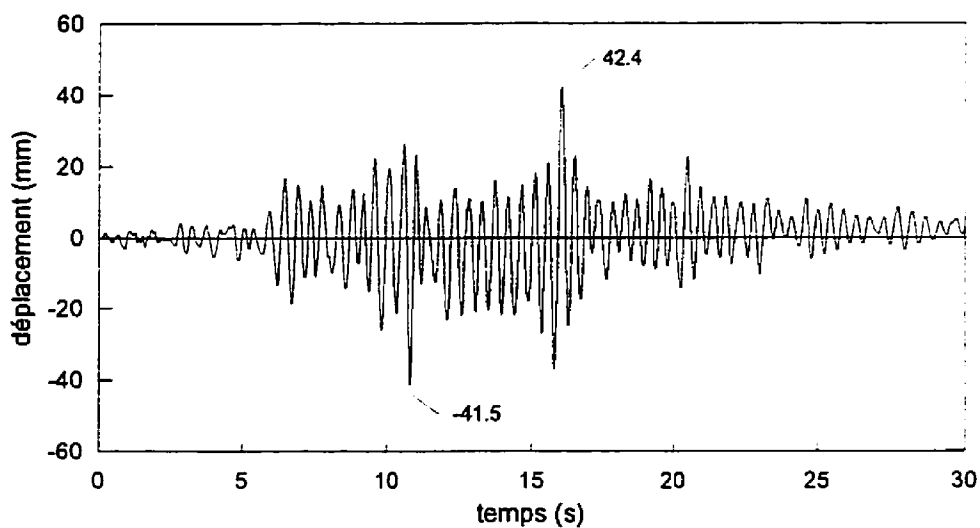


Figure 6.3: Comparaison du déplacement relatif au 1er étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

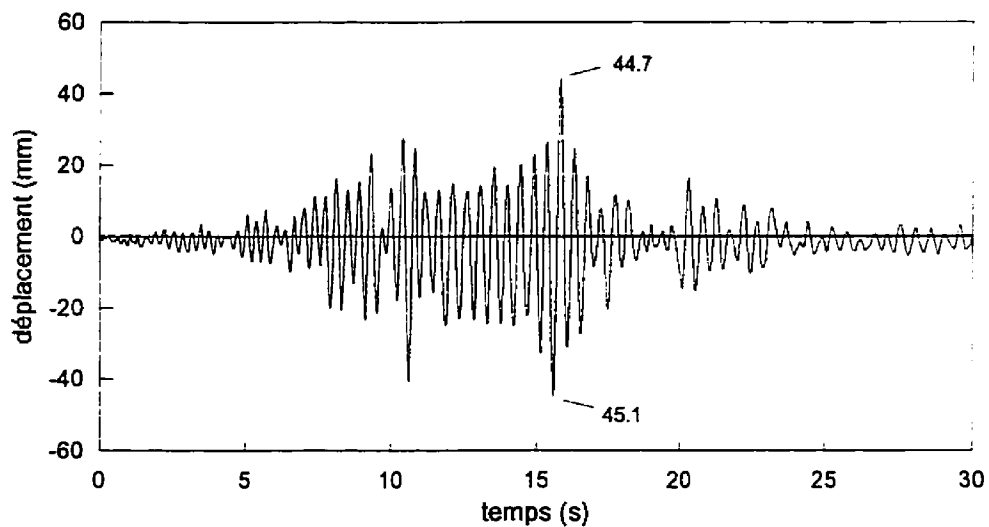


Figure 6.4: Comparaison du déplacement relatif au 2^{ème} étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

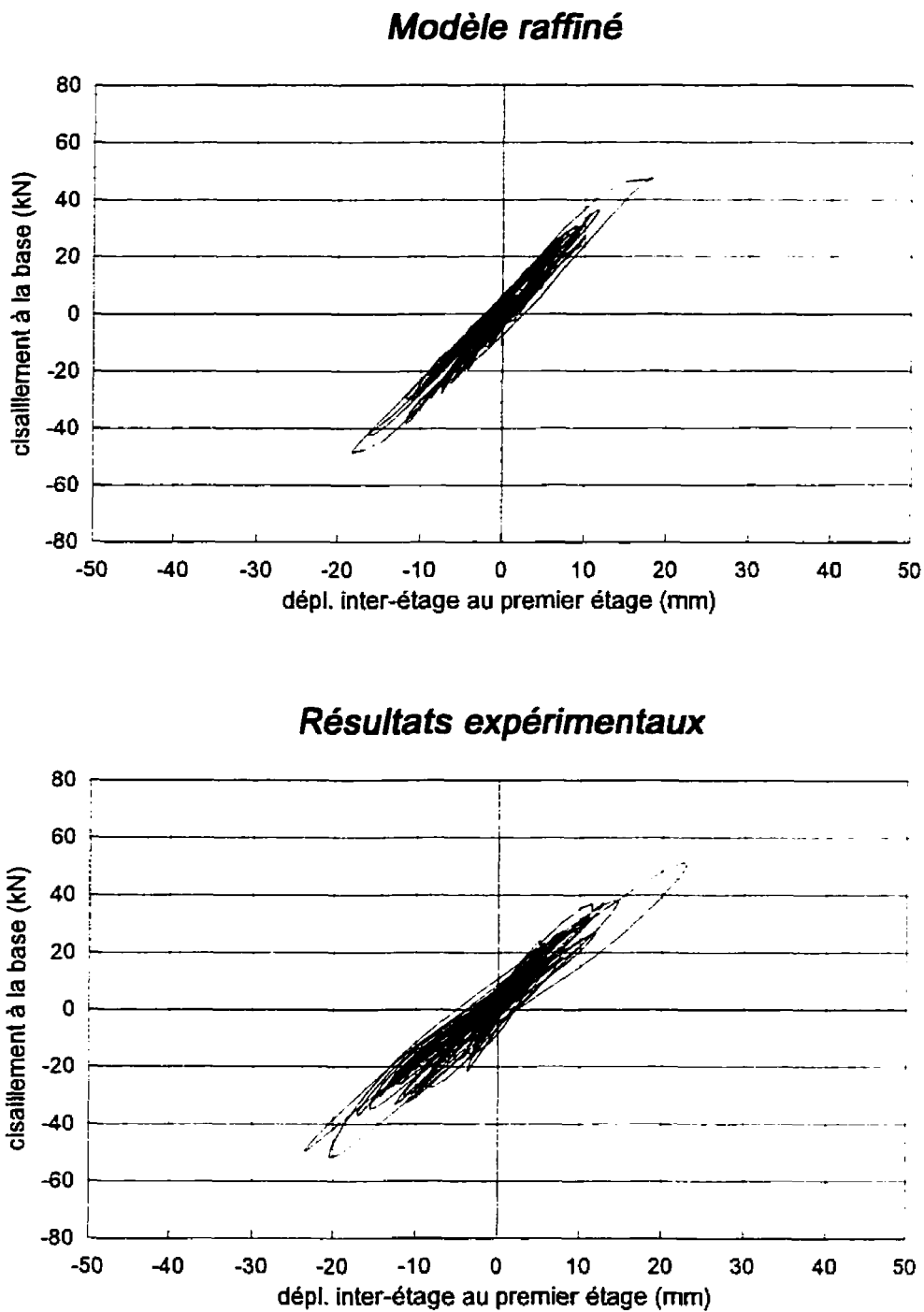
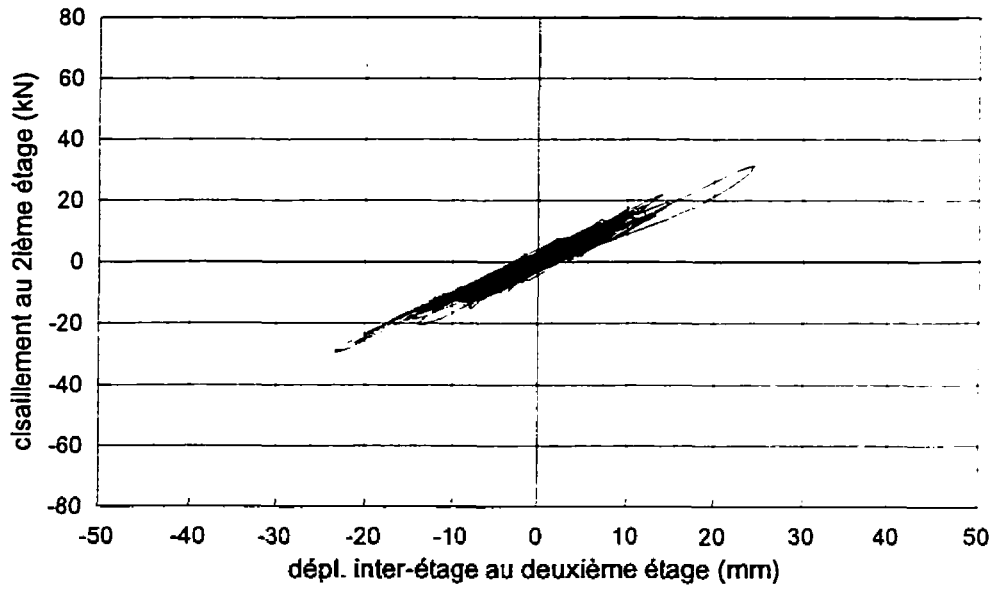


Figure 6.5: Comparaison des courbes d'hystérésis au 1^{er} étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

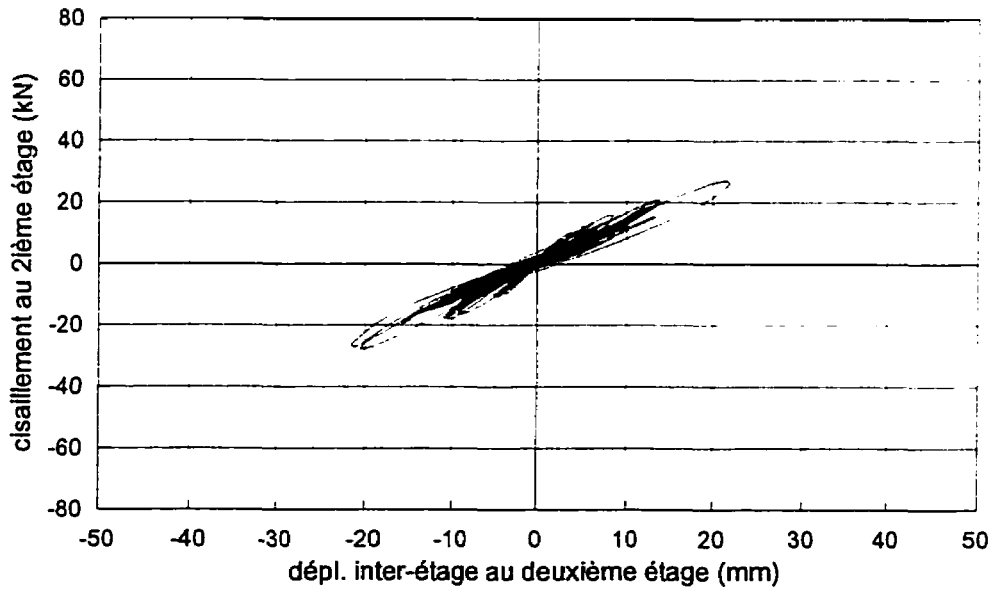


Figure 6.6: Comparaison des courbes d'hystérésis au 2ième étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

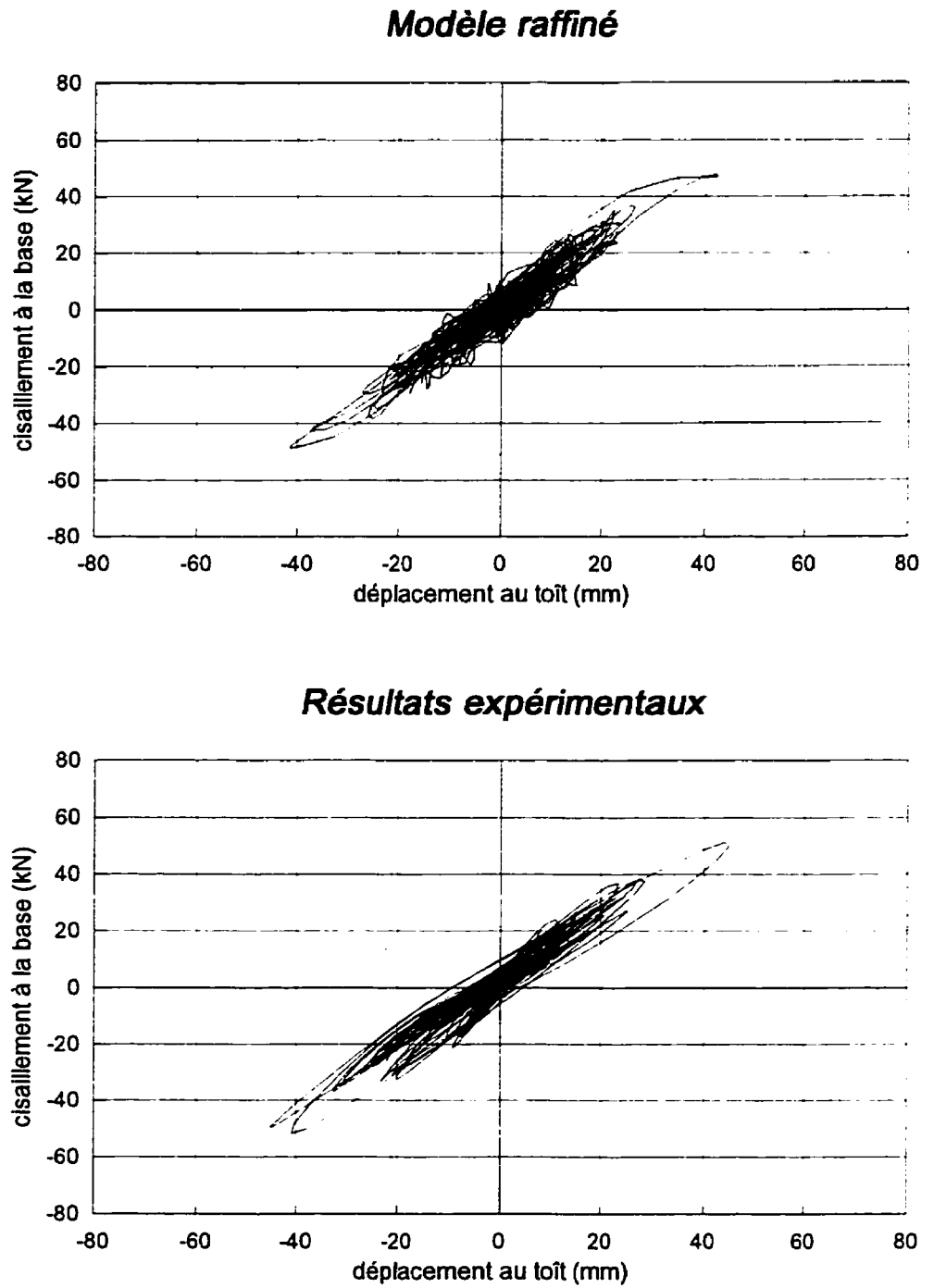
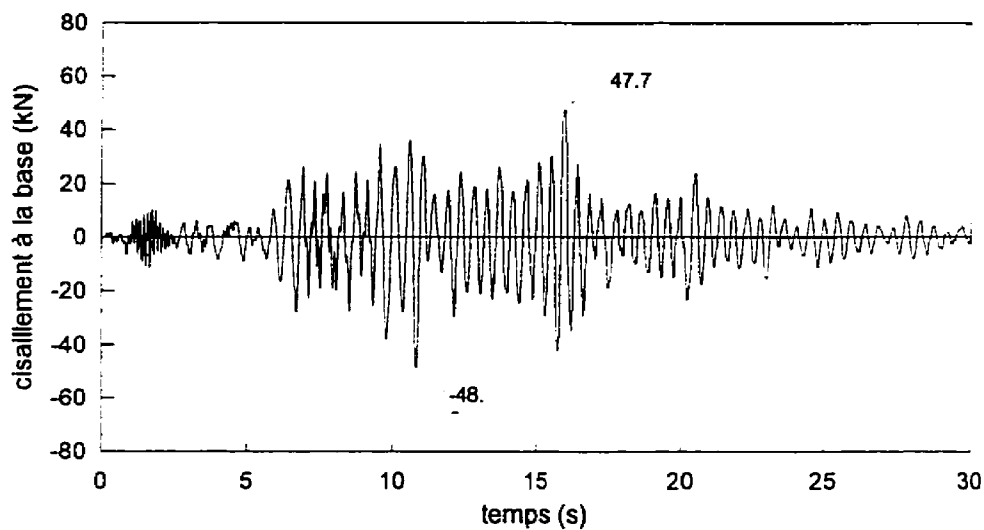


Figure 6.7: Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

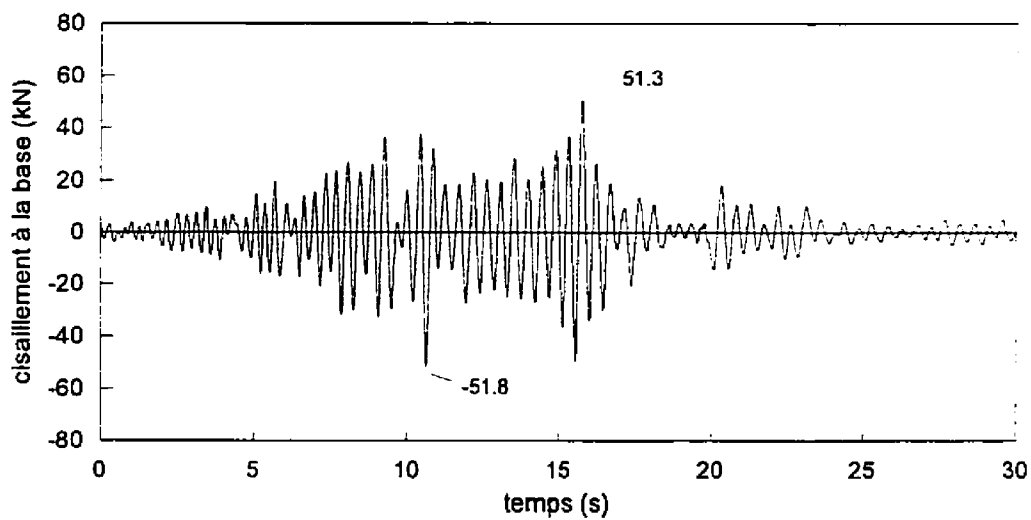
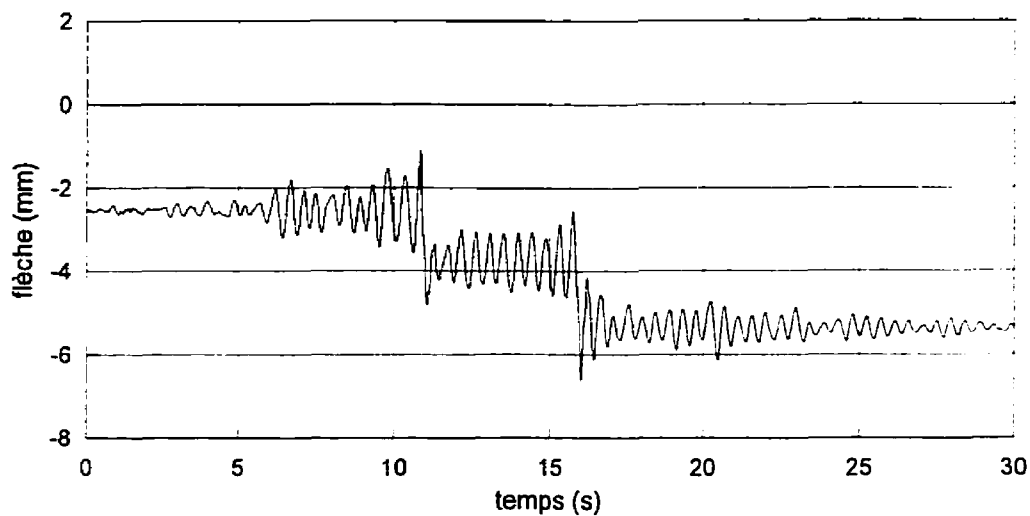


Figure 6.8: Comparaison du cisaillement à la base du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

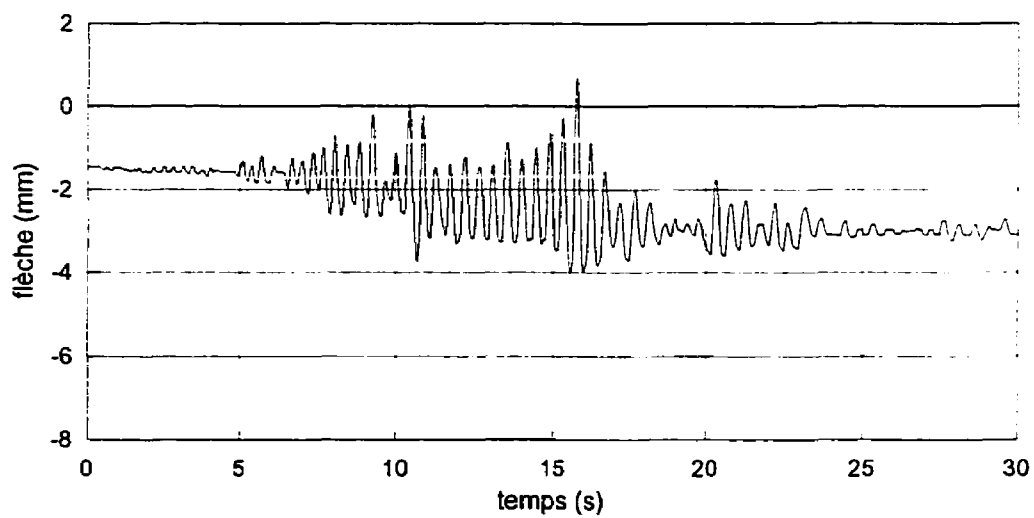


Figure 6.9: Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre du 1er étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

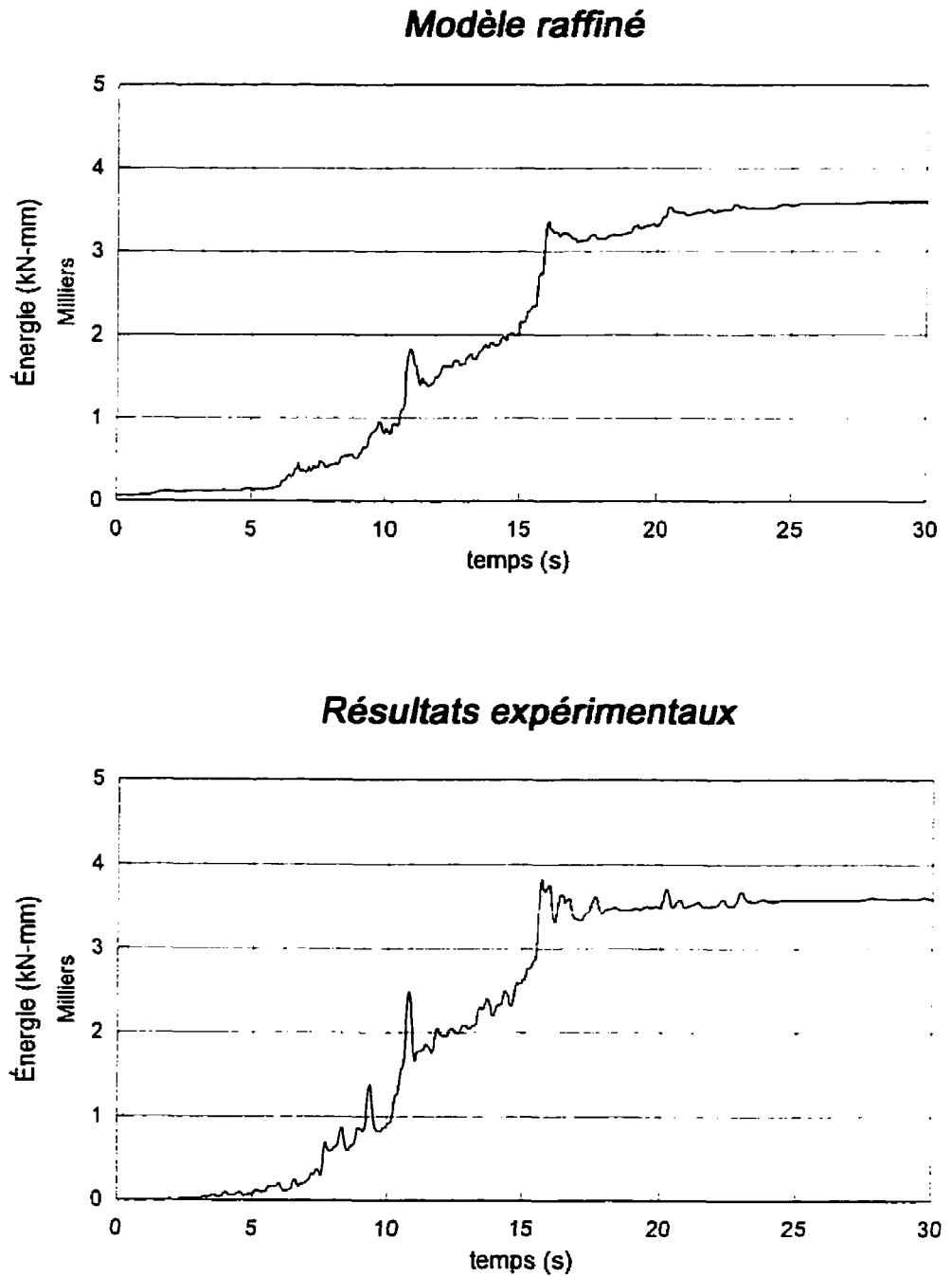
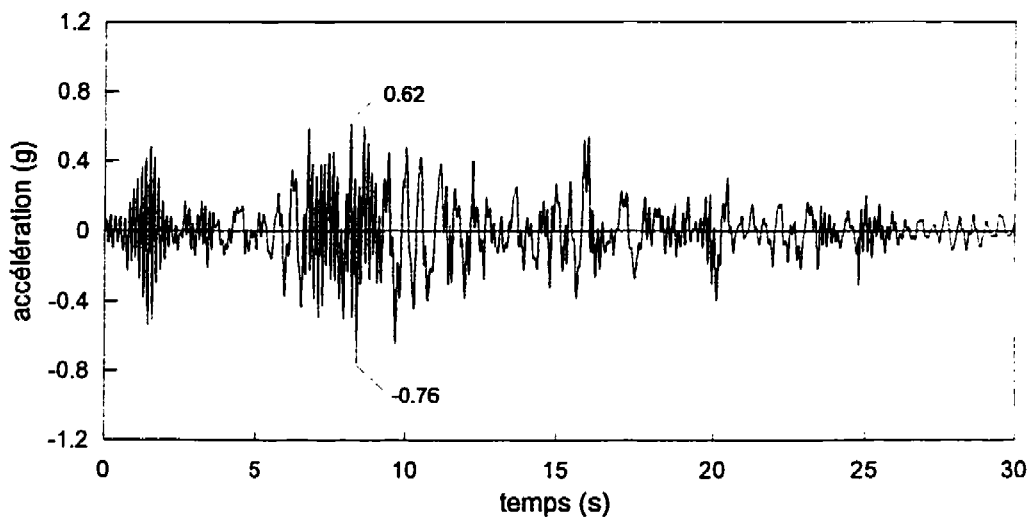


Figure 6.10: Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 1).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

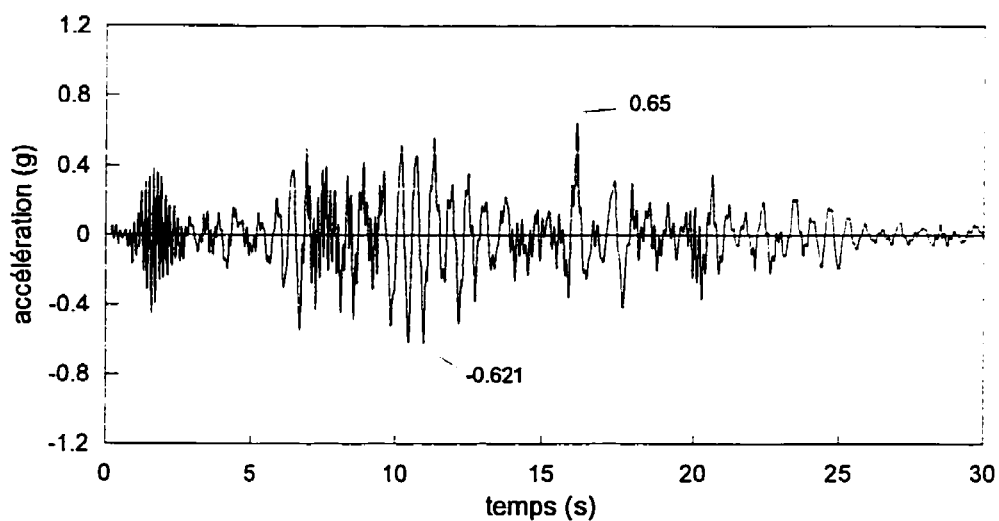
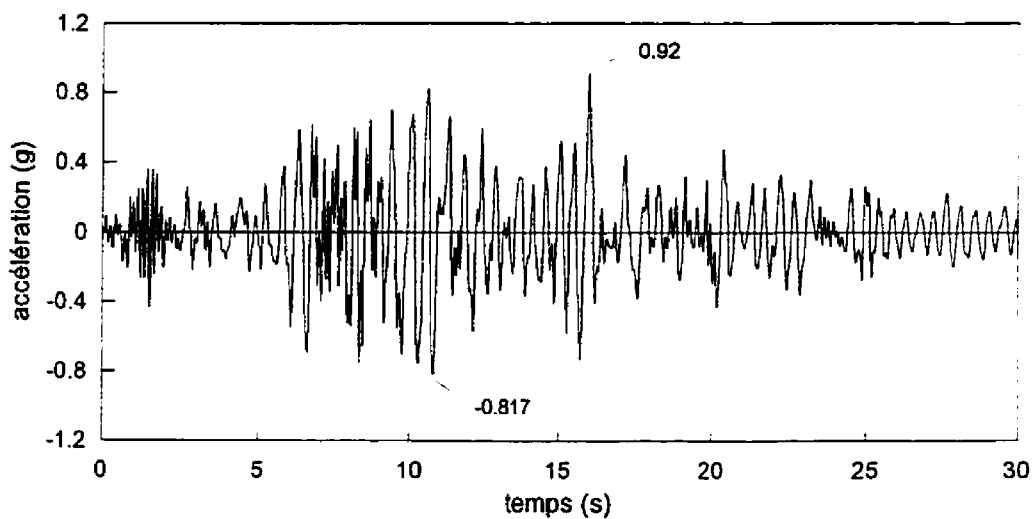


Figure 6.11: Comparaison de l'accélération absolue au 1er étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

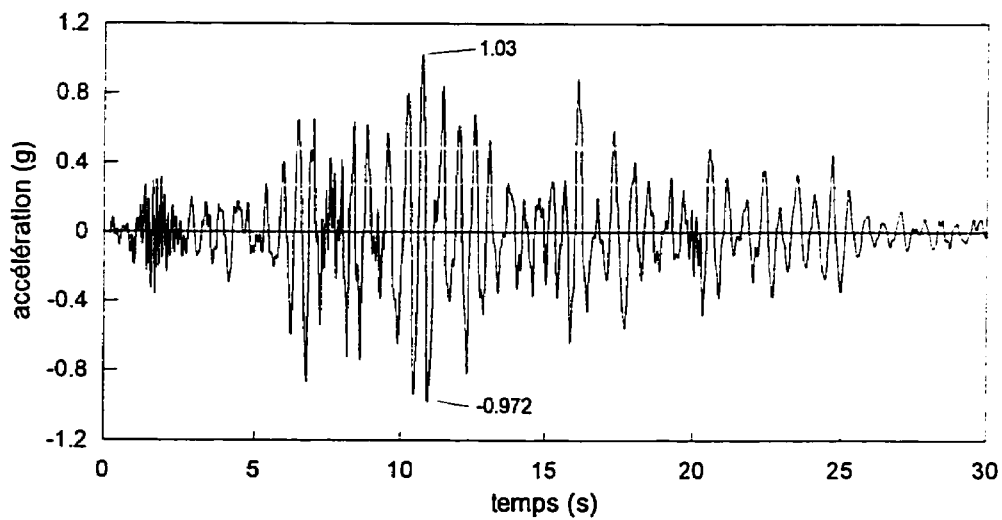
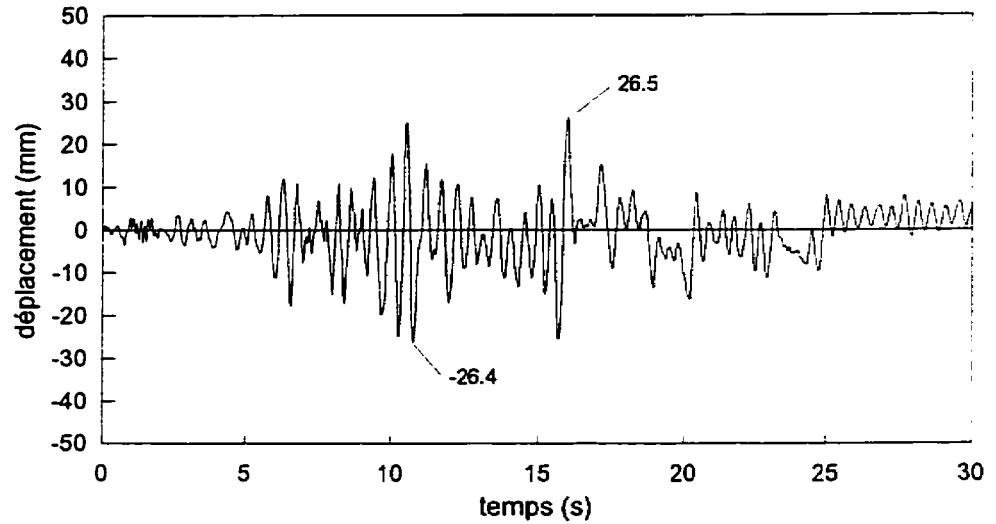


Figure 6.12: Comparaison de l'accélération absolue au 2^{ème} étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

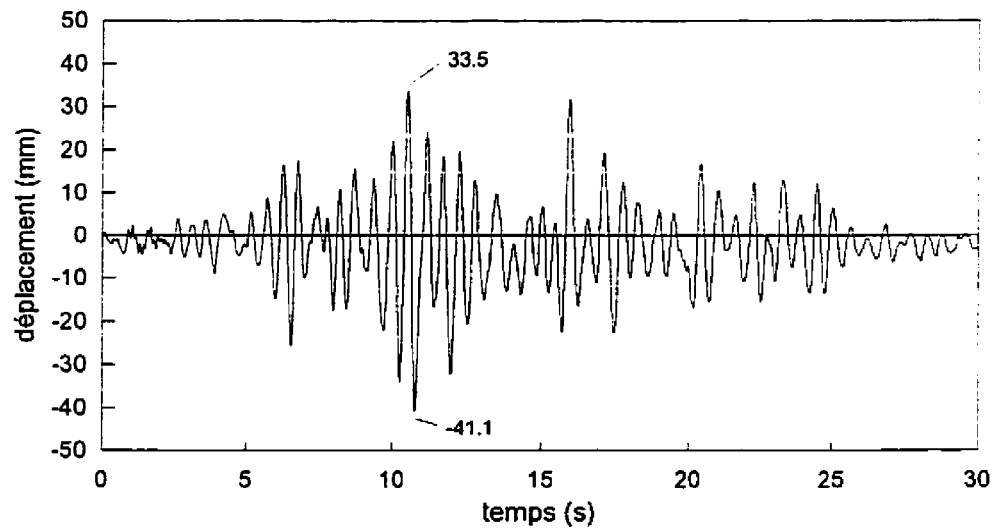
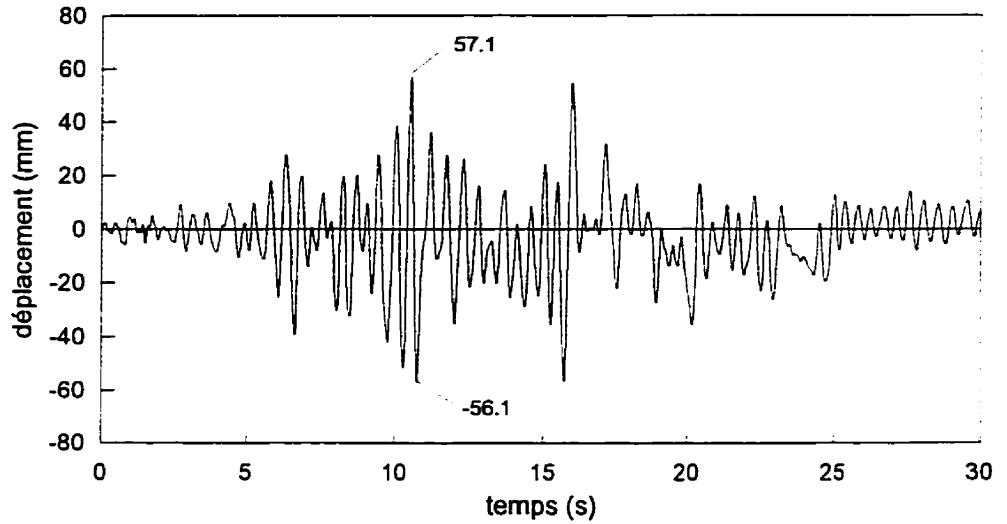


Figure 6.13: Comparaison du déplacement relatif au 1er étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

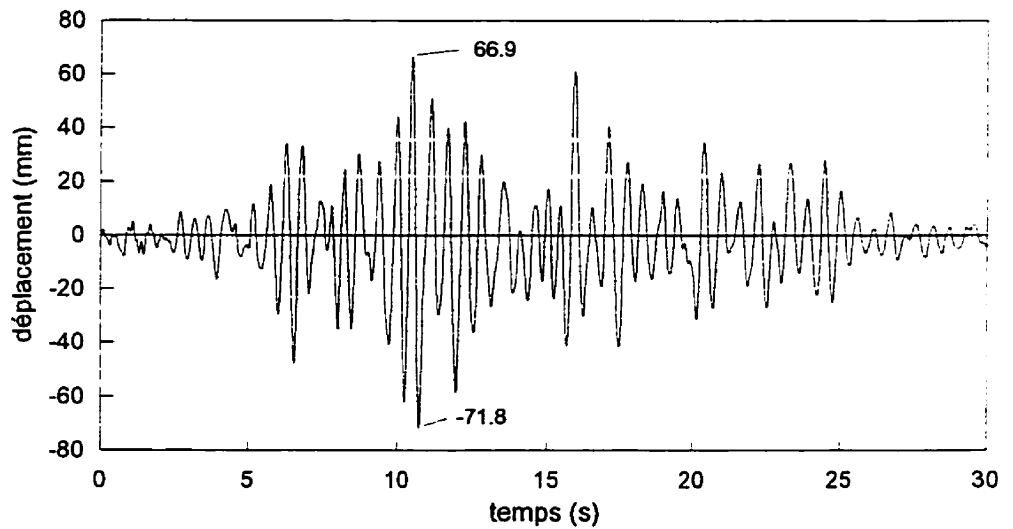


Figure 6.14: Comparaison du déplacement relatif au 2ième étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

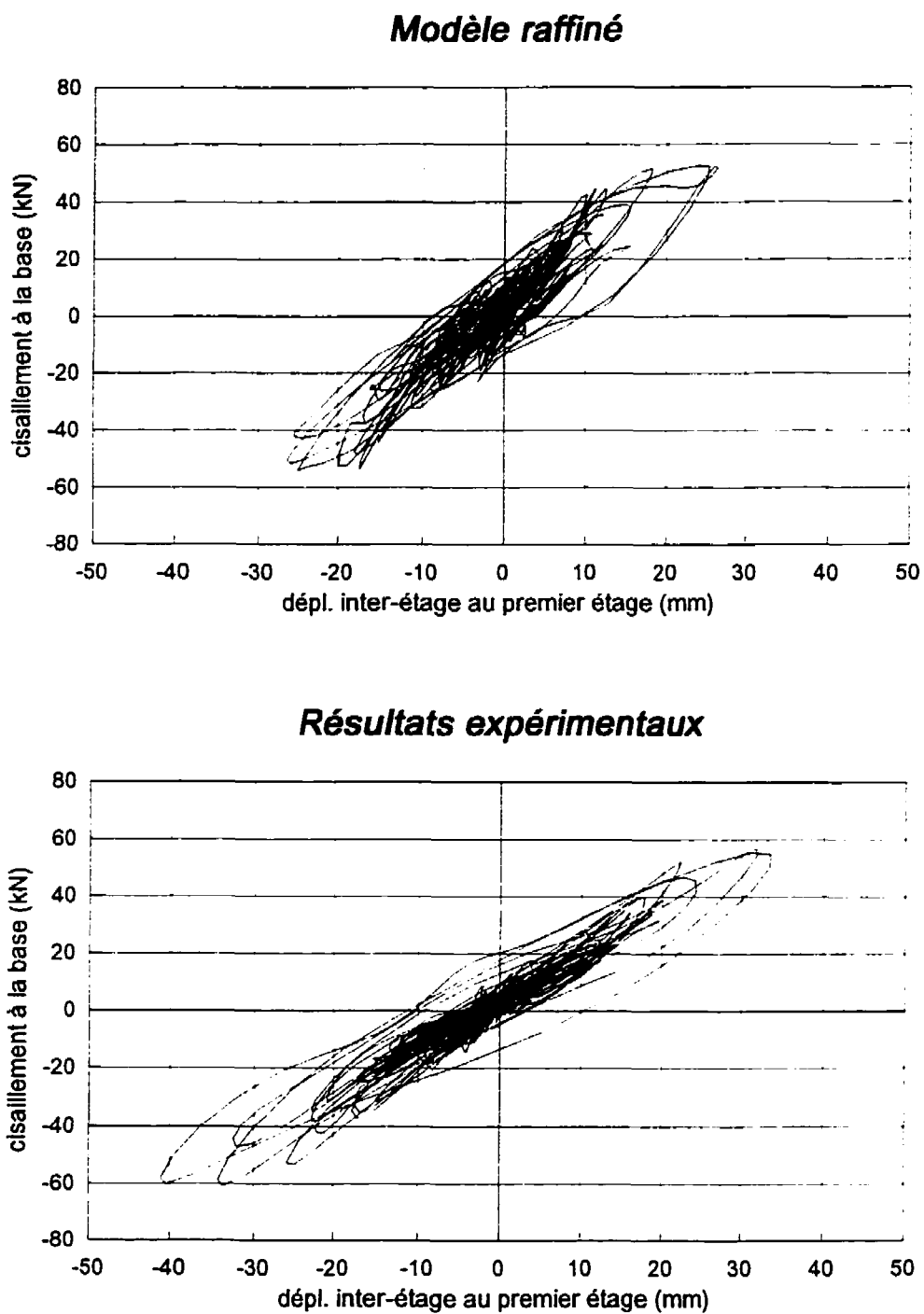
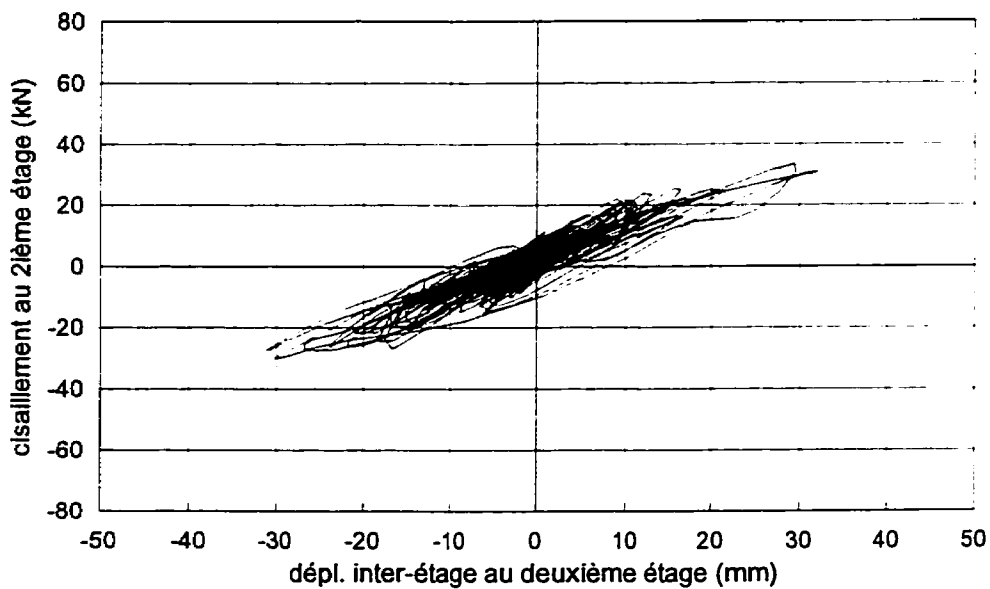


Figure 6.15: Comparaison des courbes d'hystérésis au 1er étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

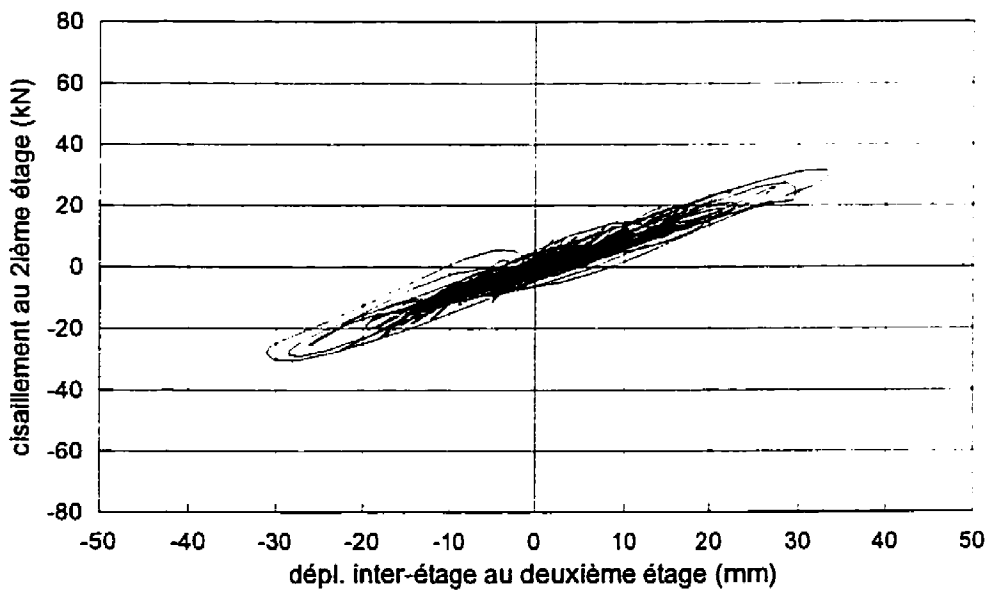


Figure 6.16: Comparaison des courbes d'hystérésis au 2ième étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

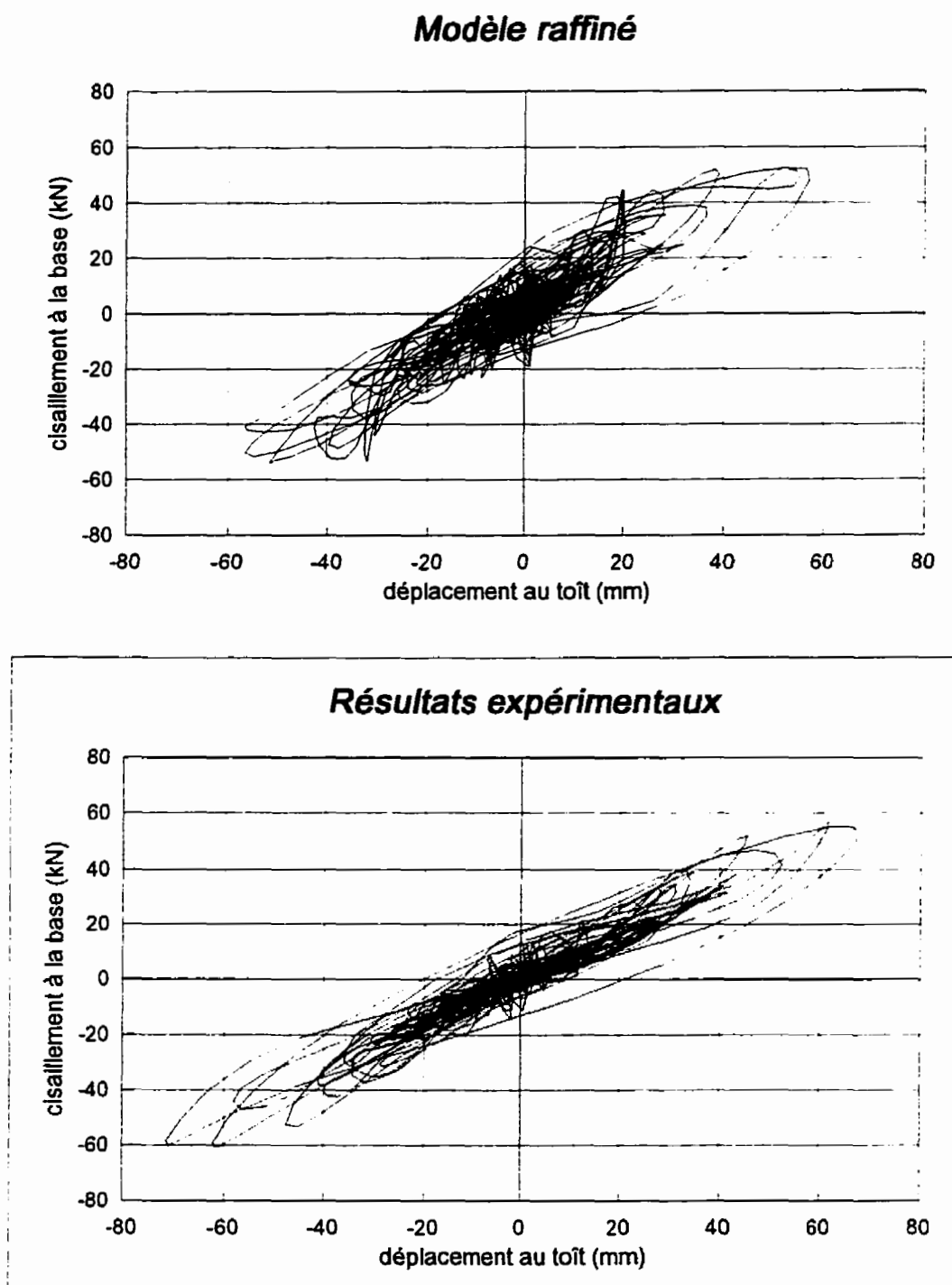
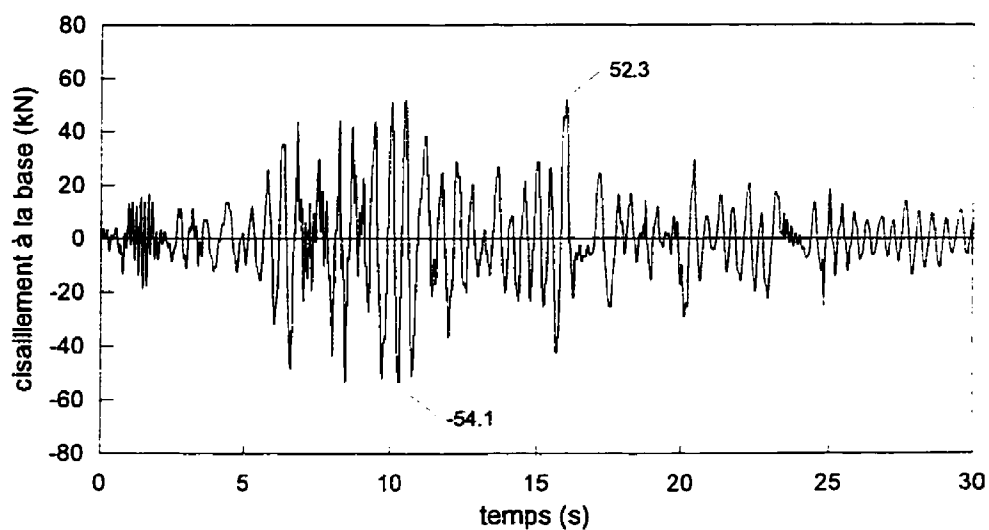


Figure 6.17: Comparaison des courbes d'hystérésis globales du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

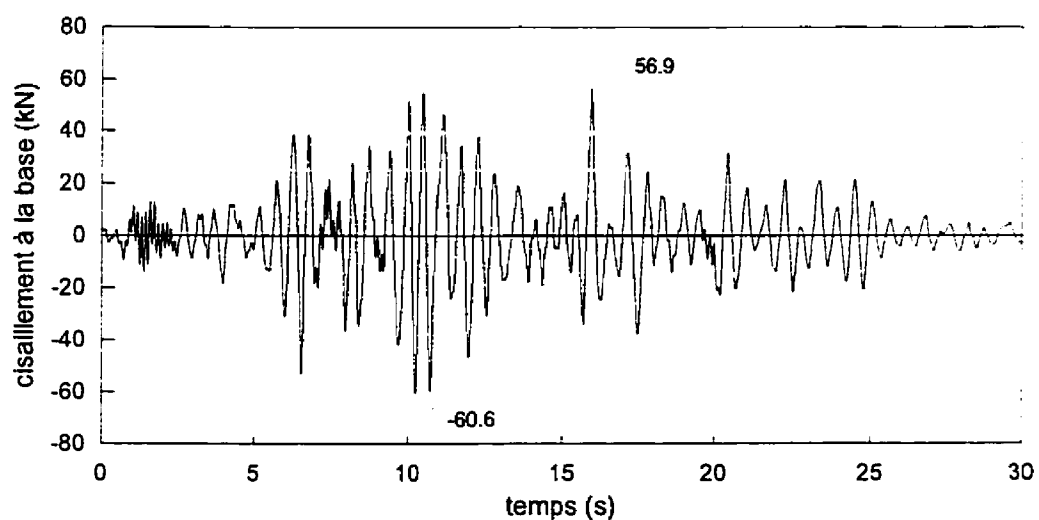
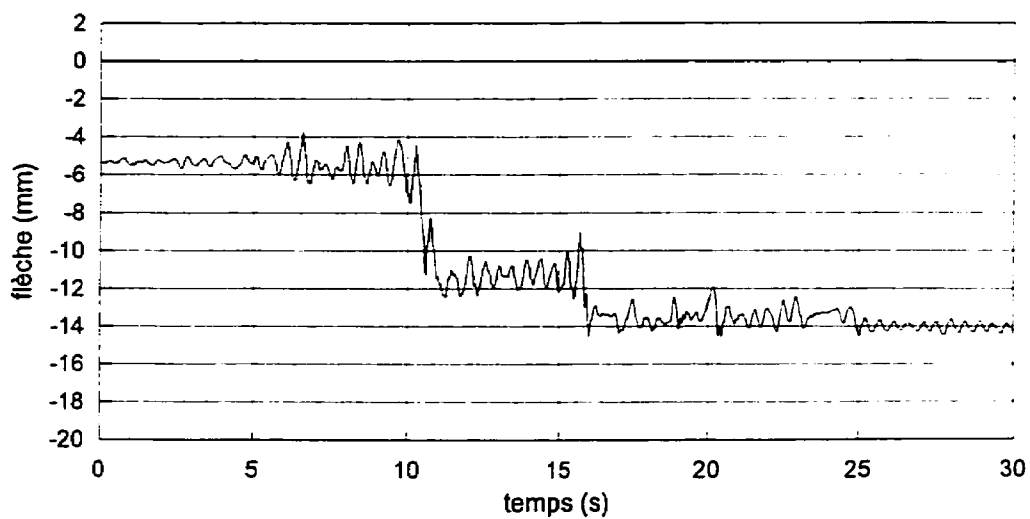


Figure 6.18: Comparaison du cisaillement à la base du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

Modèle raffiné



Résultats expérimentaux

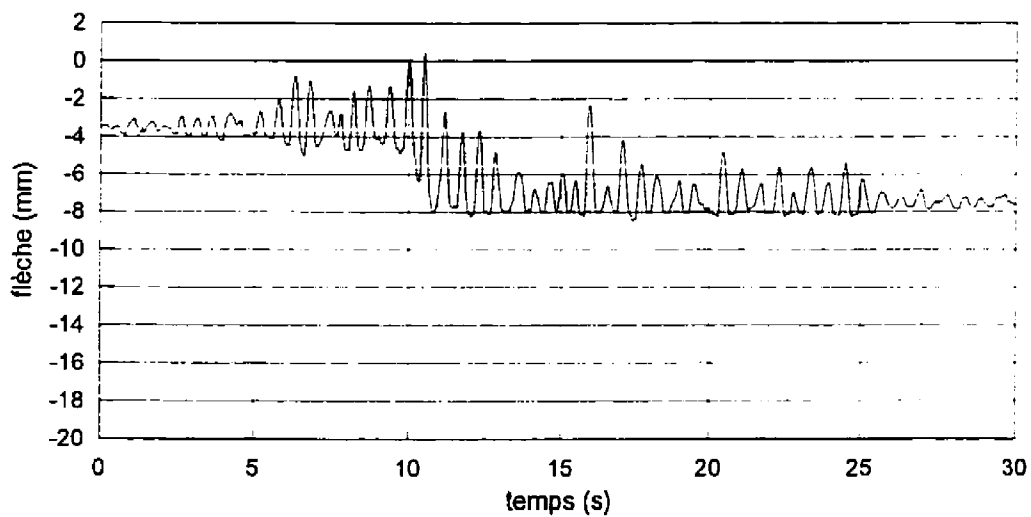


Figure 6.19: Comparaison de la flèche au 2/3 de la poutre du 1er étage du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

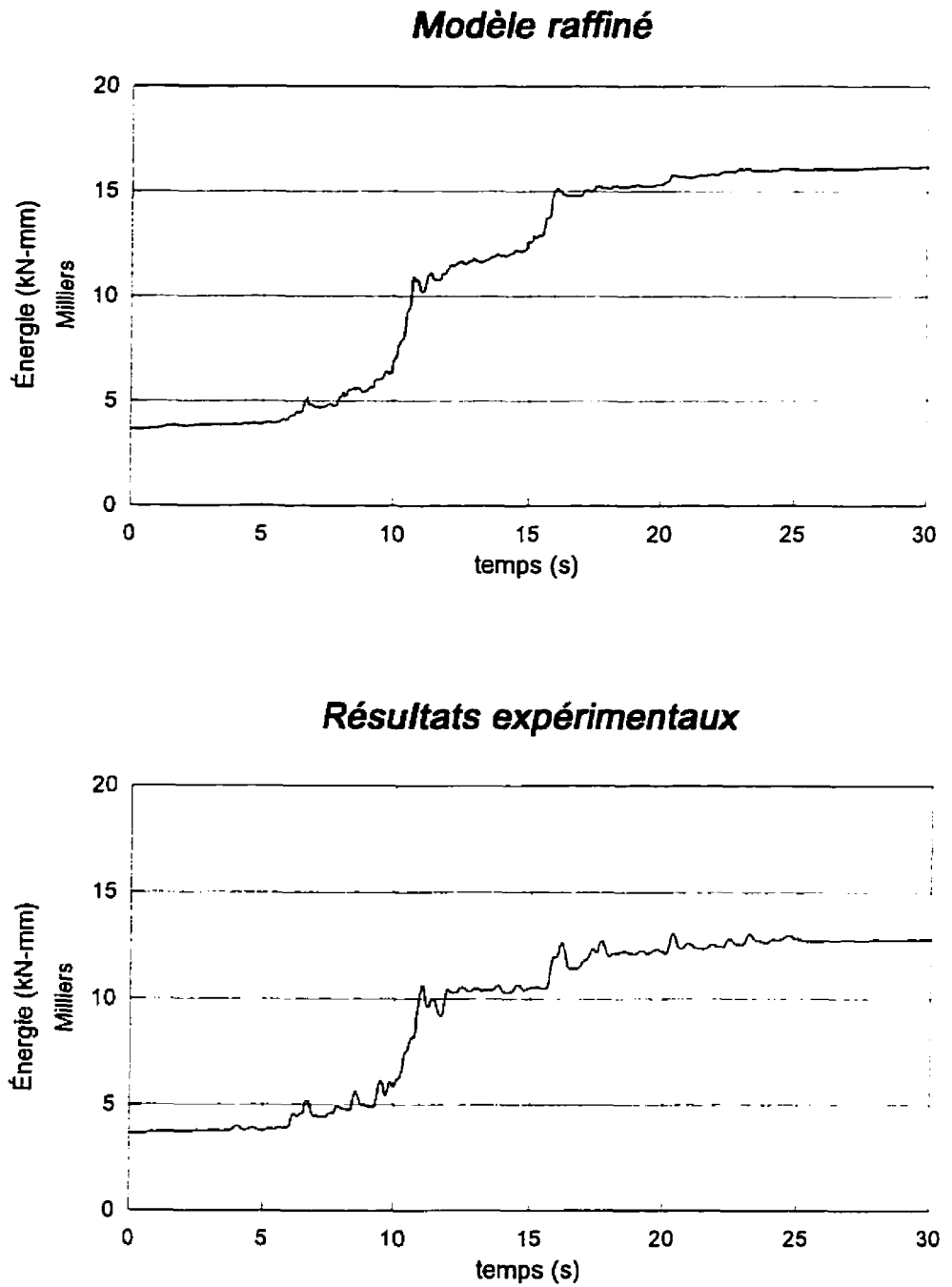


Figure 6.20: Comparaison de l'énergie induite dans l'ossature du modèle raffiné avec les résultats expérimentaux (intensité 2).

6.3 Discussion des résultats.

L'historique de l'accélération au 1^{er} étage pour l'intensité 1 du modèle raffiné (fig. 6.1) ressemble peu à l'historique correspondant pour les résultats expérimentaux. L'allure générale et le contenu fréquentiel de l'historique pour les dix premières secondes sont complètement différents et ce pour des raisons inconnues. Par contre, l'allure générale et les amplitudes maximales sont semblables par la suite. L'historique de l'accélération absolue au deuxième étage pour l'intensité 1 du modèle raffiné (fig. 6.2) représente très bien les résultats expérimentaux. Les amplitudes maximales se produisent aux mêmes temps et la forme des historiques est identique. Pour ce qui est des historiques d'accélération de l'intensité 2 (fig. 6.11 et 6.12), nous retrouvons le même contenu fréquentiel pour les deux séries de résultats ainsi que plusieurs crêtes maximales concordantes.

Les historiques de déplacements relatifs aux étages pour les deux niveaux d'intensité du modèle raffiné (fig. 6.3, 6.4, 6.13 et 6.14) ressemblent beaucoup aux résultats expérimentaux. Les amplitudes des déplacements sont bien définis et le contenu fréquentiel est le même. Nous pouvons cependant remarquer que les amplitudes maximales sont plus faibles pour le modèle analytique, surtout au 1^{er} étage. Ce phénomène pourrait être expliqué par le fait que les poteaux n'étaient pas parfaitement encastres à leur base. L'ossature et la poutre de fondation ont été coulé en deux étapes

et n'étaient donc pas monolithiques. Il se pourrait qu'il y ait eu un peu de glissement à la base des poteaux, mais cette hypothèse n'a pu être vérifiée. Nous pouvons voir des historiques de l'intensité 2 (fig. 6.13 et 6.14) que l'ossature avait tendance à être instable lors des analyses; à la 25^{ième} seconde du séisme, l'ossature se déplace du même côté pendant plus d'une seconde.

Les courbes d'hystérésis obtenues à partir de l'analyse du modèle raffiné pour l'intensité 1 (fig. 6.5, 6.6 et 6.7) sont représentatives des résultats obtenus expérimentalement. À l'exception des déplacements inter-étage de la courbe d'hystérésis au 1^{ier} étage qui sont un peu faibles (18 mm comparativement à 25 mm expérimentalement), le cisaillement aux étages ainsi que les déplacements sont identiques. Les courbes d'hystérésis de l'intensité 2 (fig. 6.15, 6.16 et 6.17) ne sont pas aussi similaires que celles de l'intensité 1 lorsqu'elles sont comparées aux résultats expérimentaux. Bien que le cisaillement aux étages soit du même ordre de grandeur, le déplacement inter-étage au 1^{ier} étage est de 15 mm inférieur à celui obtenu expérimentalement. Par contre, les courbes d'hystérésis du 2^{ième} étage sont identiques. Il est donc encore évident que le déplacement au 1^{ier} étage n'est pas adéquatement représenté par le modèle numérique, cependant aucune autre modification ne sera apportée au modèle raffiné.

La flèche verticale au 2/3 de la poutre est surévaluée dans le modèle numérique pour les deux intensités (fig. 6.9 et 6.19). La raison est simple; l'ajout de ressorts rotationnels qui augmentent la flexibilité de l'extrémité des poutres entraîne plus de plastification en moment positif ainsi que des valeurs de flèches plus élevées. Les historiques de l'énergie induite dans l'ossature pour le modèle raffiné et les résultats expérimentaux (fig. 6.10) au cours du séisme d'intensité 1 sont presque superposés, ce qui démontre que la modélisation est adéquate. Cependant, les historiques de l'intensité 2 (fig. 6.20) divergent à partir de la 10^{ème} seconde. La différence peut provenir de la mauvaise modélisation des déplacements au 1^{er} étage ainsi que de la surévaluation des flèches verticales des poutres. De plus, il faut se rappeler que l'ossature avait une tendance à être instable au cours du séisme d'intensité 2, d'où l'augmentation de l'énergie induite. Il faut mentionner également que l'emplacement des rotules plastiques obtenus du modèle raffiné correspond bien aux emplacements observés expérimentalement. La figure 6.21 montre la disposition des rotules plastiques pour le modèle raffiné.

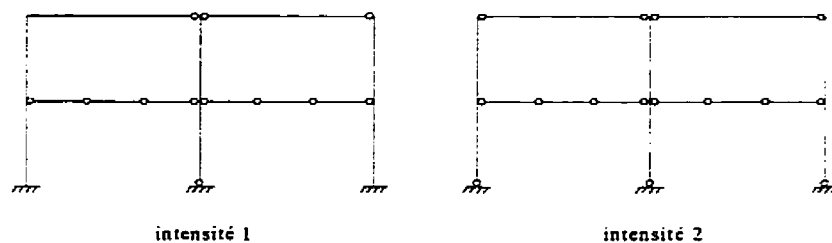


Figure 6.21: Localisation des rotules plastiques pour le modèle raffiné.

Nous pouvons affirmer que les résultats obtenus des analyses avec le modèle raffiné sont satisfaisants compte tenu des difficultés rencontrées avec le logiciel RUAUMOKO. L'ossature était constamment instable lors des analyses pour le séisme d'intensité 2; la variation minimale de certains paramètres comme les longueurs de rotules plastiques pouvait causer l'instabilité de la structure. D'autres modifications auraient pu être apportées au modèle raffiné si aucun problème de simulation ne s'était produit. Un des premiers aspects qui aurait pu être perfectionné est la loi d'hystérésis choisie pour la modélisation des éléments. L'utilisation d'une loi d'hystérésis tri-linéaire aurait permis d'incorporer les inerties brutes des sections au modèle et la fissuration des éléments se serait produite pendant l'analyse numérique. Il existe également des lois d'hystérésis pour les poteaux qui modifient la rigidité de l'élément pour tenir compte de la variation de la charge axiale. Il faut toutefois rappeler que même si ces lois sont plus précises que la loi de *Q-HYST* utilisée au cours de cette étude, elles contiennent de nombreux paramètres qui peuvent être source d'erreurs de modélisation.

Un deuxième aspect qui aurait pu être amélioré est le type de ressort utilisé pour modéliser les déformations en cisaillement dans les joints. Le type de ressort utilisé dans le modèle final est linéaire et représente le phénomène de la déformation en cisaillement du joint une fois fissuré. Un ressort plus raffiné serait composé d'une loi bilinéaire; la pente initiale représenterait la rigidité du joint avant sa fissuration et la deuxième pente sa rigidité après fissuration. À cette loi bilinéaire pourrait être combiné une loi de

dégradation de la résistance. Nous pourrions obtenir avec deux lois semblables une rigidité qui serait fonction de l'endommagement du joint. De plus, nous pourrions observer sur les courbes d'hystérésis de l'intensité 1 du modèle la cassure de la pente due à la fissuration du joint (voir figures 4.18 à 4.20).

Le dernier aspect qui pourrait être amélioré dans le modèle raffiné est l'encastrement des poteaux dans la poutre de fondation. Nous avons pu observer sur bande vidéo qu'il y avait un petit mouvement relatif entre les poteaux et la poutre de fondation. La modélisation de ce phénomène se ferait en introduisant des ressorts rotationnels linéaires qui permettraient une légère rotation à la base des poteaux.

Maintenant que nous possédons un modèle représentatif de l'ossature ductile étudiée, une analyse statique équivalente (pushover) peut être effectuée afin de déterminer l'ordre d'apparition des rotules plastiques. Cette analyse consiste à appliquer sur une structure une force latérale unitaire qui est amplifiée graduellement afin de déterminer sa capacité sous chargement latéral monotone. L'augmentation de la force latérale doit être assez lente pour ne pas causer d'effet dynamique. La force unitaire est distribuée aux étages conformément aux exigences du CNBC 1995 pour la répartition des charges sismiques (voir section 2.2.3). Lors de l'analyse, les charges de gravité étaient équivalentes à $1,0D$. La figure 6.22 montre le résultat de cette analyse en termes du cisaillement à la base de l'ossature calculé en fonction du déplacement relatif

au 2^{icme} étage. Chaque point représenté sur le graphique marque l'apparition d'une ou de plusieurs rotules plastiques. Le trait pointillé indique la valeur du cisaillement de calcul ($V = V_e U / R$) du CNBC 1995. Le schéma de l'ossature représente l'emplacement des rotules plastiques ainsi que leur ordre d'apparition correspondant au graphique de l'analyse statique équivalente. Les signes + et - que l'on retrouve sur le schéma de l'ossature indiquent si l'élément se plastifie en moment positif ou en moment négatif.

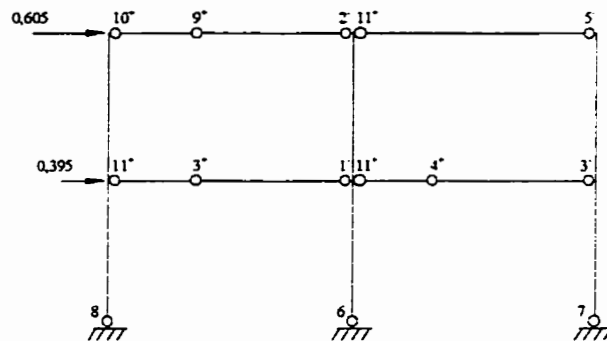
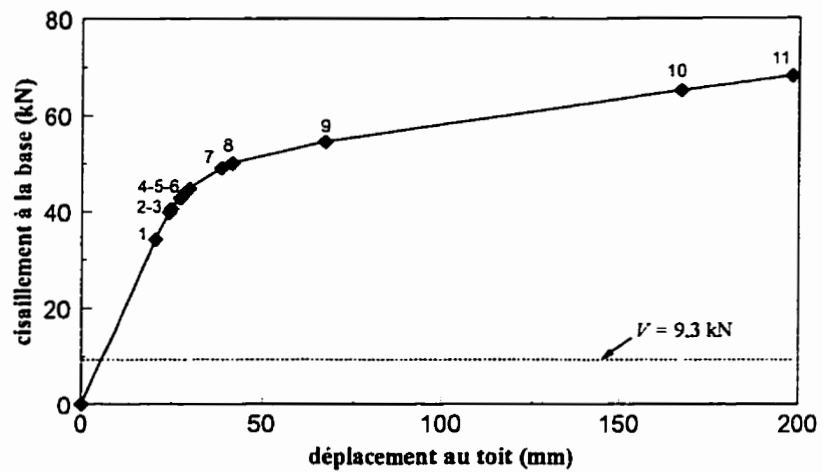


Figure 6.22: Résultats de l'analyse statique équivalente.

L'apparition des rotules plastiques à la base des poteaux correspond aux 6, 7 et 8^{ième} point sur le graphique de la figure 6.22 (à l'exception de l'origine). Nous voyons très clairement que l'ossature perd une bonne partie de sa rigidité lorsque les poteaux se plastifient. Il faut noter également qu'aucune autre rotule plastique ne s'est formée dans les poteaux ailleurs qu'à la base, et ce malgré les grands déplacements.

La ductilité globale atteinte par l'ossature au cours des essais peut être estimée à l'aide de la figure 6.22. La ductilité est le rapport entre le déplacement maximal atteint par l'ossature et le déplacement mesuré lors de la première plastification d'un des éléments de l'ossature. La première plastification qui se produit est dans une poutre au joint central à un déplacement latéral de 20,5 mm. Le déplacement maximal mesuré lors du séisme d'intensité 1 au 2^{ième} étage est de 45,1 mm, la ductilité atteinte est donc de $\mu = 2,2$. Pour le séisme d'intensité 2, l'ossature s'est déplacée de 71,8 mm au toit, soit une ductilité de $\mu = 3,5$. Comme nous pouvons le constater, ces valeurs de ductilité sont loin de la valeur de $\mu = 4$ prévue par le CNBC 1995 pour une ossature ductile dimensionnée avec un facteur de réduction de charges sismiques de $R = 4$. De plus, lorsque nous comparons le cisaillement à la base de l'ossature lors de la première plastification (V_y) au cisaillement de calcul ($V = V_e U / R$) du CNBC (1995), il est encore plus évident que la structure possède un niveau de résistance plus élevé que prévue. La valeur de V_y est de 34,1 kN comparativement à 9,3 kN pour le cisaillement de calcul (V). Plusieurs raisons sont à la source du surplus de résistance aux charges latérales. Une partie de ce surplus

vient du fait que l'ossature ne supportait qu'une charge équivalente à $1,0D$ lors des essais alors que $D + L$ ($1,25D + 1,5L$ ou $D + 0,5L + E$) avaient été considérés dans la conception. Une autre contribution à ce surplus provient du fait que la résistance des matériaux excède la résistance nominale. Le reste vient du fait que les charges sismiques ne gouvernaient pas pour le dimensionnement des poteaux; les poteaux étaient plutôt dimensionnés pour répondre à la philosophie «poutres faibles et poteaux forts», d'où leur plus grande capacité et leur niveau de plastification plus faible.

Il serait bon de mentionner que la prédiction du comportement sismique de structures ne peut se faire qu'en observant seulement les valeurs maximales des différents paramètres étudiés (déplacements, accélérations, etc...). Nous pouvons prendre comme exemple les résultats obtenus du modèle préliminaire. Bien souvent les valeurs maximales obtenues des analyses laissaient croire que les valeurs de déplacement ou d'accélération étaient représentatives de la réalité. Ce n'était cependant pas le cas et il a fallu étudier davantage le comportement global de l'ossature afin de vérifier la validité des résultats. Notons finalement que la prédiction du comportement dynamique des structures par des modèles raffinés est efficace, mais l'utilisation de ces modèles devrait être faite avec prudence. De nombreux facteurs sont impondérables lors d'une analyse dynamique non-linéaire et une variation minimale d'un de ces facteurs peut changer de façon significative la réponse de la structure.

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les essais sismiques réalisés sur l'ossature ductile en béton armé ($R = 4$) ont permis de démontrer que ce genre de structure possède un niveau de résistance élevé en ce qui attrait aux événements sismiques. L'ossature testée au cours de cette étude a été soumise à un séisme d'intensité deux fois plus élevée que celle prescrite par le CNBC 1995 pour le dimensionnement parasismique. Malgré cette forte sollicitation, la structure n'a subi que des dommages limités; des rotules plastiques se sont formées à la base des poteaux ainsi que dans les poutres aux étages. La philosophie de «poutres faibles et poteaux forts» a donc été respectée. Les joints ont perdu une bonne partie de leur rigidité mais leur intégrité n'a pas été mise en danger, le confinement du joint par de nombreuses frettes ayant permis leur survie.

Des analyses dynamiques non-linéaires ont permis de démontrer qu'il était difficile de reproduire le comportement réel d'une structure à l'aide de modèles numériques simples. Les déformations en cisaillement dans les joints ont dû être modélisées afin d'obtenir un modèle plus représentatif. Des ressorts rotationnels ont été utilisés pour représenter ce phénomène. Il faut noter, cependant, qu'une telle modification dans un modèle numérique afin de prédire le comportement dynamique non-

linéaire d'une structure peut s'avérer hasardeuse si des données expérimentales ne sont pas disponibles. Bref, un bon dimensionnement de la structure est de loin préférable à toutes analyses dynamiques non-linéaires.

Pour ce qui est de la procédure expérimentale, on pourrait recommander l'utilisation de spécimens à échelle réelle pour diminuer l'incertitude sur les résultats expérimentaux. De plus, pour l'étude de comportement sismique d'ossatures en béton armé, il serait bon d'incorporer la dalle qui a pour effet d'augmenter la résistance flexionnelle des poutres.

La conception parasismique de l'ossature selon le CNBC 1995 et la norme A23.3 a permis d'obtenir une structure plus résistante que prévue. La philosophie «poutres faibles et poteaux forts» gouvernait pour le dimensionnement des poteaux et les charges sismiques n'influençaient pas. Le niveau de ductilité prévu par le CNBC 1995 pour un séisme équivalent à celui de l'intensité 1 est de 4,0 ($\mu = 4,0$). Au cours des essais, nous avons atteint une ductilité de seulement 2,2 ($\mu = 2,2$) pour le séisme d'intensité 1 et une ductilité de 3,5 ($\mu = 3,5$) pour le séisme d'intensité 2.

La conception parasismique avec un facteur de réduction des charges sismiques de 4 ($R = 4$) nous permet d'obtenir des structures efficaces pour résister aux tremblements de terre de forte amplitude. Cependant, à partir des observations faites au

cours de cette étude, il semble que les ossatures ductiles possèdent une trop grande réserve de capacité à certaines occasions. Ce surplus de capacité peut donner lieu à une structure non-économique. De plus, l'installation de nombreuses frettes afin d'assurer un bon confinement, en particulier celui des joints, fait que le temps de fabrication et le niveau de difficulté d'installation des cages d'armatures sont très élevés. Il serait bon de définir une catégorie d'ossature qui serait hybride entre les systèmes actuels conçus avec des facteurs de réduction des charges sismiques de $R = 2$ et $R = 4$. On pourrait baser la conception de cet hybride sur son surplus de résistance aux charges latérales. Ce surplus pourrait être approximé en calculant le rapport V_y / V , où V_y est le cisaillement à la base lors de la 1^{ière} plastification de l'ossature et V le cisaillement à la base déterminé à l'aide du CNBC 1995. Lorsque, par exemple, ce rapport serait plus grand que 3,0 ($V_y / V \geq 3,0$), des modifications pourraient être apportées à l'ossature ductile pour obtenir cet hybride. Les modifications apportées se situeraient au niveau du confinement des éléments et de la quantité d'armature dans les poteaux. Pour ce qui est du confinement, deux endroits seraient modifiés, soit les joints et les poteaux du 1^{ier} étage. La quantité d'armatures transversales de confinement dans les joints pourraient être diminuée tout en gardant un confinement adéquat. Pour ce qui est des poteaux, une clause parasismique exige que les poteaux du 1^{ier} étage d'une structure soit confinés sur toute la hauteur de l'étage. Cette exigence semble quelque peu sévère car nous avons observé des résultats expérimentaux que les rotules plastiques dans les poteaux étaient localisées aux extrémités et avaient une longueur en deçà de $0,55 d$. Une disposition d'armatures

transversales dans les zones de rotules tel qu'exigé pour les poteaux des étages supérieurs serait probablement satisfaisant. Pour ce qui est des armatures longitudinales des poteaux, il semble que leur quantité pourrait être diminuée quelque peu. Une clause exigeant que la résistance flexionnelle des poteaux soit plus grande que 15 % de la résistance flexionnelle des poutres semblerait adéquate. Notons finalement que l'hybride proposé est plutôt suggéré pour des régions ayant un aléa sismique faible et qu'une ossature ductile ($R = 4$) est requise dans les zones de sismicité élevée.

Nous insistons encore une dernière fois sur l'intérêt de trouver une solution pratique aux problèmes engendrés par la conception d'ossatures ductiles. On doit élaborer des normes qui tiennent compte des difficultés de réalisation au chantier et des coûts impliqués.

BIBLIOGRAPHIE

- ASTM C-39. (1986). Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimen, ASTM, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, vol. 04.02, Concrete and Aggregates.
- BASE, G.D., and READ, J.B. (1985). Effectiveness of Helical Binding in the Compression Zone of Concrete beams, ACI Journal, Vol 62, pp. 763-781.
- BAZERGUI, A., BUI-QUOC, T., McINTYRE, G. and LABERGE, C. (1987). Résistance des matériaux, Éditions de l'École Polytechnique, Montréal, 477p.
- BRACCI, J.M., REINHORN, A.M. and MANDER, J.B. (1995). Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed for Gravity Loads: Performance of Structural System, ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 5, Sept.-Oct., pp.597-608.
- CARR, A.J. (1994). Dynamic Analysis of Structures. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. Vol. 27, no. 2, p. 129-146.
- CARR, A.J. (1995). RUAUMOKO. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 130p.
- CLOUGH, R.W. and PENZIEN, J., (1993). Dynamics of Structures - Second Edition, Mc Graw Hill, New York.

- CNBC, (1990) Code national du bâtiment du Canada et supplément. Conseil national de la recherche du Canada, Ottawa, Ontario.
- CNBC, (1995) Code national du bâtiment du Canada et supplément. Conseil national de la recherche du Canada, Ottawa, Ontario.
- COLLINS, M.P. and MITCHELL, D., (1991). Prestressed Concrete Structures, Prentice Hall, Toronto, 766p.
- CORLEY, W.G., (1966). Rotational capacity of reinforced Concrete Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, 92(ST5), pp. 121-146.
- COSENZA, E., MANFREDI, G. and RAMASCO, R. (1993). The Use of Damage Functionals in Earthquake Engineering: A Comparaison Between Different Methods, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, pp. 855-868.
- CPCA, (1984). Concrete Design Handbook, First Edition, Canadian Portland Cement Association, Ottawa.
- CPCA, (1994). Concrete Design Handbook, Second Edition, Canadian Portland Cement Association, Ottawa.
- CSA, (1984). Norme CAN3-A23.3-M84: Calcul des ouvrages en béton dans les bâtiments, Association Canadienne de Normalisation, Rexdale, Ontario, 485p.
- CSA, (1994). Norme CAN3-A23.3-M94: Calcul des ouvrages en béton dans les bâtiments, Association Canadienne de Normalisation, Rexdale, Ontario, 220p.

- D'ARONCO, D. (1993). Évaluation du cisaillement sismique des murs ductiles en béton armé au Canada, Département de Génie Civil, École Polytechnique de Montréal.
- EDI Ltd. (1993). U2 & V2 Manual, Experimental Dynamic Investigation Ltd., Vancouver, B.C., Canada.
- EL-ATTAR, A.G., WHITE, R.N., GERGELY, P. and BOND, T.K. (1991). Shake table tests of a one-eighth scale three-story reinforced concrete frame building designed primarily for gravity loads, Proceedings of the 6th Canadian Conf. Earthquake Engineering, Toronto, pp. 639-646.
- FELBER, A.J. (1990). RESPONSE: A program to determine the load deformation response of reinforced concrete sections, M.Sc.A, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Ontario, 148p.
- FILIATRAULT, A. (1996). Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures, Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, 505p.
- FILIPPOU, F.C. and ISSA, A. (1990). Nonlinear Static and Dynamic Response of Reinforced Concrete Frames, Proceedings of the 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.2, Palm Springs, California, pp. 239-248.
- KATZENSTEINER, B., MINDESS, S., FILIATRAULT, A. and BANTHIA, N. (1994). Dynamic Tests of Steel-Fiber Reinforced Concrete Frames, M.Sc.A, University of British Columbia.

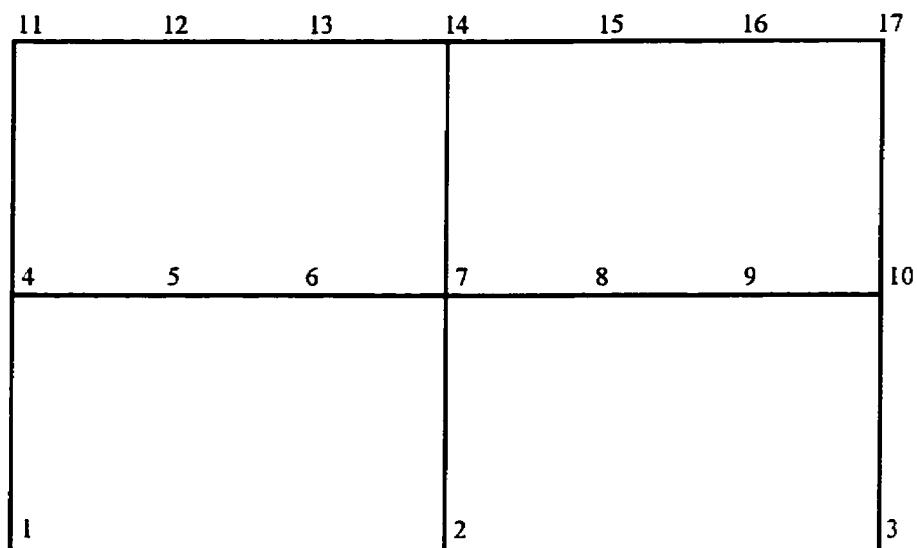
- NEWMARK, N.M. et VELETOS, A.S. (1960). Effect of Behaviour of Simple Systems to Earthquake Ground Motion, Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, pp. 895-912.
- OTANI, S. (1980). Nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete building structures, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 7, pp. 333-344.
- PANTAZOPOULOU, S.J. and BONACCI, J.F. (1994). On Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Frame Connections, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 21, pp. 307-328.
- PARK, R. (1989). Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol. 22, no. 3, pp. 155-166.
- PARK, R. and PAULAY, T. (1975). Reinforced Concrete Structures, Wiley-Interscience, 769p.
- PARK, R., PRIESTLY, N.J.M., and GILL, W.D. (1982). Ductility of Square Confined Concrete columns, Journal of the Structural Division, ASCE, 108(ST4), pp. 929-950.
- PARK, Y.-J., ANG, A.H.-S (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of the Structural Engineering, Vol. 111, No. 4, April, pp. 723-739.

- PARK, Y.-J., ANG, A.H.-S and WEN, Y.K. (1985). Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Journal of the Structural Engineering, Vol. 111, No. 4, April, pp. 740-757.
- PAULAY, T. and PRIESTLY, N.J.M., (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons inc., 744p.
- PAULTRE, P. and Mitchell, D. (1989). Seismic Response of Reinforced Concrete Frame Subassemblages - a Canadian Code Perspective. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 16, pp. 627-649.
- PAULTRE, P. and MITCHELL, D. (1991). Assessment of some Canadian Seismic Code Requirements for Concrete Frame Structures, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 18, pp. 343-357.
- PINEAU, S. et FILIATRAULT, A. (1994). Étude expérimentale du comportement séismique d'assemblages poutre-colonne en béton renforcé de fibres. M.Sc.A, École Polytechnique de Montréal, 215p.
- PRIESTLY, N.J.M., (1995). Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings, ACI Fall Convention, Denver, Colorado.
- ROW, L.W. (1989). An Earthquake Strong-Motion Data Catalog for Personal Computers, National Geophysical Data Center, Colorado, pp. 47.
- SARRAZIN, M. et FILIATRAULT, A. (1993). Manuel d'utilisation du programme Resas (version 1,03), Département de génie civil, École Polytechnique de Montréal.

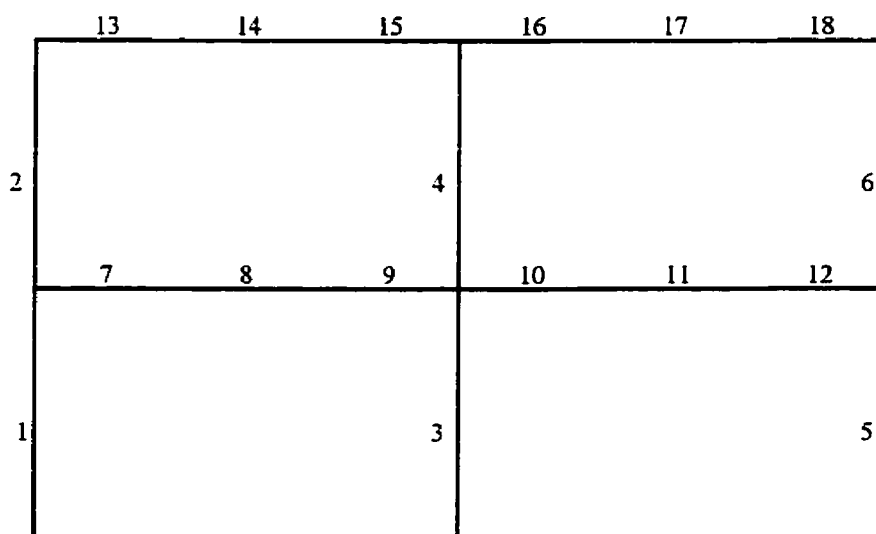
- SAATCIOGLU, M. (1992). Modeling Hysteretic Force-Deformation Relationships for Reinforced Concrete Elements, ACI Special Publication, SP 127-5, Detroit, Michigan, pp. 153-198.
- SAIDI, M. and SOZEN, M.A. (1979). Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures, Report UILU-ENG-79-2031, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana.
- SCHULTZ, A.E. (1990). Experiments on Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames with Hinging Columns, Journal of the Structural Engineering, Vol. 116, No. 1, January, pp. 125-145.
- SHAHROOZ, B.M., MOEHLE, J.P. (1990). Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames, Journal of the Structural Engineering, Vol. 116, No. 5, May, pp. 1403-1421.
- SHAHROOZ, B.M., MOEHLE, J.P. and PANTAZOPOULOU, S.J. (1987). Shaking table tests of six-story R/C frame with setback, Proceedings of the 5th Canadian Conf. Earthquake Engineering, Ottawa, pp. 857-865.
- TREMBLAY, R., STIEMER, S.F. and FILIATRAULT, A. (1992). Overview of seismic provision changes in National Building Code of Canada 1990, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 20, July, pp. 334-339.
- WILSON, E.L., HABIBULLAH, A. (1992). SAP90 Structural Analysis Users Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA.

ANNEXE A

Modélisation linéaire de l'ossature



NOEUDS



ÉLÉMENTS

Figure A.1: Disposition des noeuds et des éléments.

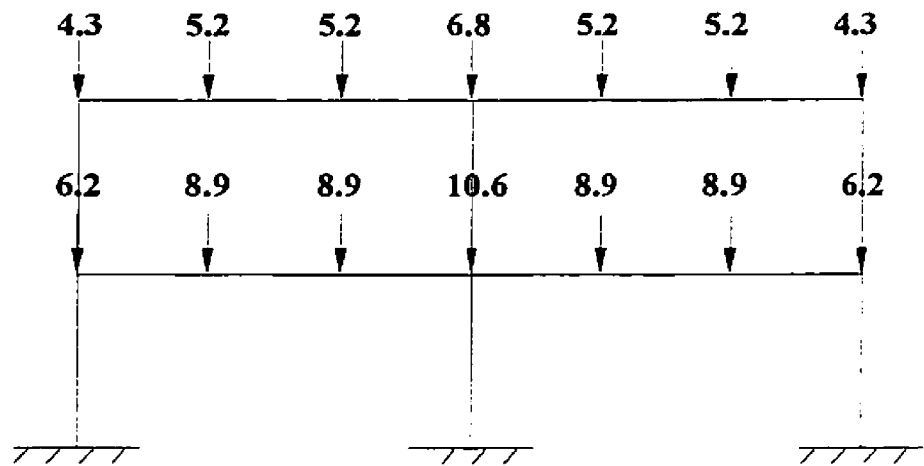


Figure A.2: Distribution des charges mortes non-pondérées (D) (kN).

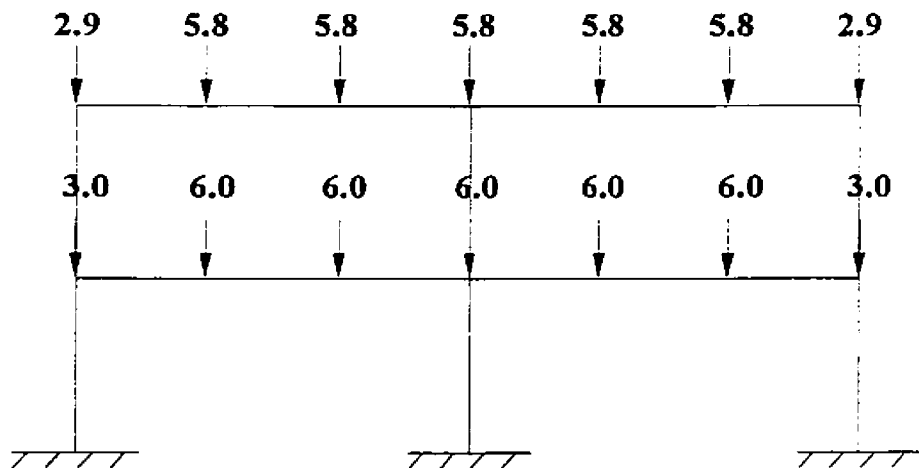


Figure A.3: Distribution des charges vives non-pondérées (L) (kN).

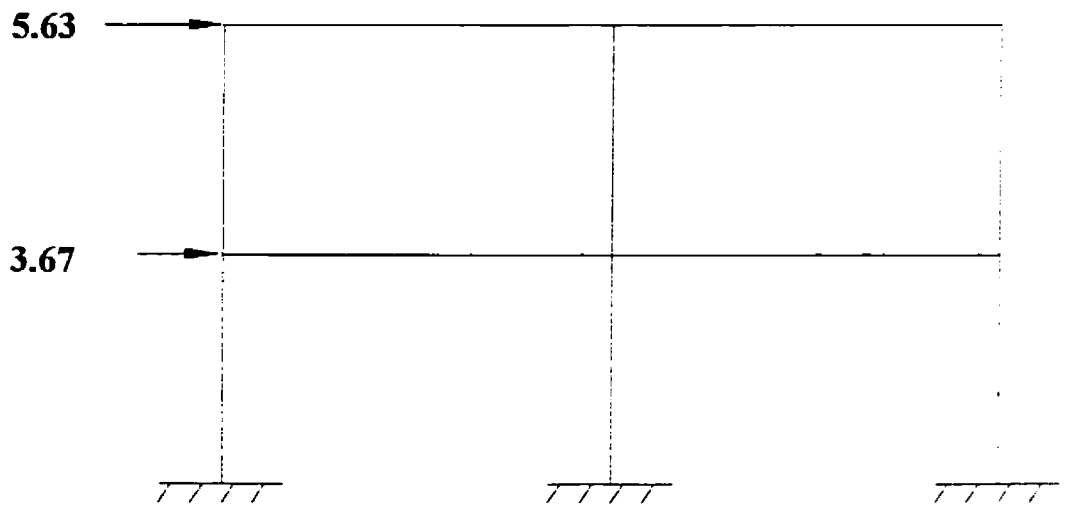


Figure A.4: Distribution des charges latérales non-pondérées (E) (kN).

EFFORTS DANS LES POUTRES DU 1ier ÉTAGE

Tableau A.1: Moments fléchissants amplifiés dans les poutres du 1ier étage.

MOMENTS AU 1ier ÉTAGE AMPLIFIÉS (kN-m)						
	COMBINAISONS	NOEUDS				
		4	5	6	7G	7D
1	1.0D	-3.91	2.52	2.11	-4.91	-4.91
2	0.5L	-1.4	0.82	0.72	-1.62	-1.62
3	1.0E	1.9	0.65	-0.68	-1.87	1.87
4	1.25D+1.5L	-9.0875	5.61	4.7975	-10.9975	-10.9975
5	1.0D+0.5L+1.0E	-3.16572	4.073571	2.062572	-8.64043	-4.41957
6	1.0D+0.5L-1.0E	-7.45428	2.606429	3.597428	-4.41957	-8.64043
7	0.85D+1.0E	-1.27926	2.841346	1.061876	-6.18547	-2.16153
8	0.85D-1.0E	-5.36774	1.442654	2.525124	-2.16153	-6.18547

Tableau A.2: Moments fléchissants redistribués dans les poutres du 1ier étage.

MOMENTS AU 1ier ÉTAGE APRÈS REDISTRIBUTION (20%) (kN-m)						
	COMBINAISONS	NOEUDS				
		4	5	6	7G	7D
1	1.0D	-3.128	3.402	2.992	-3.928	-3.928
2	0.5L	-1.12	1.122	1.022	-1.296	-1.296
3	1.0E	1.9	0.65	-0.68	-1.87	1.87
4	1.25D+1.5L	-7.27	7.6185	6.806	-8.798	-8.798
5	1.0D+0.5L+1.0E	-2.10372	5.257571	3.246572	-7.33443	-3.11357
6	1.0D+0.5L-1.0E	-6.39228	3.790429	4.781428	-3.11357	-7.33443
7	0.85D+1.0E	-0.61456	3.591046	1.811576	-5.35077	-1.32683
8	0.85D-1.0E	-4.70304	2.192354	3.274824	-1.32683	-5.35077

Tableau A.3: Efforts tranchants dans les poutres du 1ier étage.

EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES DU 1ier ÉTAGE (kN)				
	COMBINAISONS	ÉLÉMENTS		
		7	8	9
1	1.0D	8.5	-0.5	-9.45
2	0.5L	2.9	-0.13	-3.13
3	1.0E	-1.6	-1.6	-1.6
4	1.25D+1.5L	19.325	-1.015	-21.2025
5	1.0D+0.5L+1.0E	0.18	-1.84	3.16
6	1.0D+0.5L-1.0E	13	0.97	-10.98
7	0.85D+1.0E	5.625	-2.025	-9.6325
8	0.85D-1.0E	8.825	1.175	-6.4325

EFFORTS DANS LES POUTRES DU 2^{ème} ÉTAGE

Tableau A.4: Moments fléchissants amplifiés dans les poutres du 2^{ème} étage.

MOMENTS AU 2 ^{ème} ÉTAGE AMPLIFIÉS (kN-m)						
	COMBINAISONS	NOEUDS				
		11	12	13	14G	14D
1	1.0D	-2.22	1.47	1.22	-2.84	-2.84
2	0.5L	-1.17	0.86	0.68	-1.62	-1.62
3	1.0E	1.13	0.4	-0.42	-1.14	1.14
4	1.25D+1.5L	-6.285	4.4175	3.565	-8.41	-8.41
5	1.0D+0.5L+1.0E	-2.18125	2.757874	1.450732	-5.67944	-3.24056
6	1.0D+0.5L-1.0E	-4.59875	1.902126	2.349268	-3.24056	-5.67944
7	0.85D+1.0E	-0.71307	1.66505	0.600672	-3.59832	-1.22968
8	0.85D-1.0E	-3.06093	0.83395	1.473328	-1.22968	-3.59832

Tableau A.5: Moments fléchissants redistribués dans les poutres du 2^{ème} étage.

MOMENTS AU 2 ^{ème} ÉTAGE APRES REDISTRIBUTION (kN-m)						
	COMBINAISONS	NOEUDS				
		11	12	13	14G	14D
1	1.0D	-1.776	1.976	1.726	-2.272	-2.272
2	0.5L	-0.936	1.139	0.959	-1.296	-1.296
3	1.0E	1.13	0.4	-0.42	-1.14	1.14
4	1.25D+1.5L	-5.028	5.887	5.0345	-6.728	-6.728
5	1.0D+0.5L+1.0E	-1.50325	3.542874	2.235732	-4.78744	-2.34856
6	1.0D+0.5L-1.0E	-3.92075	2.687126	3.134268	-2.34856	-4.78744
7	0.85D+1.0E	-0.33567	2.09515	1.030772	-3.11552	-0.74688
8	0.85D-1.0E	-2.68353	1.26405	1.903428	-0.74688	-3.11552

Tableau A.6: Efforts tranchants dans les poutres du 2^{ème} étage.

EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES DU 2 ^{ème} ÉTAGE (kN)				
	COMBINAISONS	ÉLÉMENTS		
		13	14	15
1	1.0D	4.84	-0.3	-5.46
2	0.5L	2.66	-0.22	-3.1
3	1.0E	-1	-1	-1
4	1.25D+1.5L	14.03	-1.035	-16.125
5	1.0D+0.5L+1.0E	-5.9	0.85	-2.6
6	1.0D+0.5L-1.0E	8.5	0.48	-7.56
7	0.85D+1.0E	3.114	-1.255	-5.641
8	0.85D-1.0E	5.114	0.745	-3.641

MOMENTS FLÉCHISSANTS DANS LES POTEAUX

Tableau A.7: Moments fléchissants amplifiés dans le poteau central.

MOMENTS AMPLIFIÉS DANS LES POTEAUX (KN-M)					
	COMBINAISONS	NOEUDS			
		2	7 BAS	7 HAUT	14
1	1.0D	0	0	0	0
2	0.5L	0	0	0	0
3	1.0E	-4.9	1.85	-1.6	2.24
4	1.25D+1.5L	0	0	0	0
5	1.0D+0.5L+1.0E	-5.54	2.1	-1.71	2.4
6	1.0D+0.5L-1.0E	5.54	-2.1	1.71	-2.4
7	0.85D+1.0E	-5.3	2	-1.6	2.33
8	0.85D-1.0E	5.3	-2	1.6	-2.33

Tableau A.8: Moments fléchissants amplifiés dans les poteaux extérieurs.

MOMENTS AMPLIFIÉS DANS LES POTEAUX (KN-M)					
	COMBINAISONS	NOEUDS			
		1	4 BAS	4 HAUT	11
1	1.0D	0.9	-1.7	2.44	-2.3
3	0.5L	0.24	-0.43	0.97	-1.24
4	1.0E	-2.34	0.9	-0.8	1.1
5	1.25D+1.5L	1.845	-3.415	5.96	-6.595
8	1.0D+0.5L+1.0E	-1.5	-1.11	2.55	-2.36
9	1.0D+0.5L-1.0E	3.78	-3.15	4.27	-4.72
10	0.85D+1.0E	-1.76	-0.47	1.24	-0.81
11	0.85D-1.0E	3.29	-2.42	2.91	-3.1

Tableau A.9: Facteurs d'amplification

FACTEURS D'AMPLIFICATION DES EFFORTS			
	COMBINAISONS	étage	
		1	2
4	1.25D+1.5L	1.244551	1.134297
5	1.0D+0.5L+1.0E	1.12857	1.069686
6	1.0D+0.5L-1.0E	1.12857	1.069686
7	0.85D+1.0E	1.075917	1.038875
8	0.85D-1.0E	1.075917	1.038875

EFFORTS DANS LES POTEAUX

Tableau A.10: Efforts tranchants dans les poteaux.

EFFORTS TRANCHANTS (KN)					
	COMBINAISONS	POTEAUX EXT.		POTEAU INT.	
		étage 1	étage 2	étage 1	étage 2
1	1.0D	-1.8	-3.52	0	0
2	0.5L	-0.5	-1.64	0	0
3	1.0E	2.28	1.4	4.76	2.83
4	1.25D+1.5L	-3.75	-9.32	0	0
5	1.0D+0.5L+1.0E	-0.02	-3.76	4.76	2.83
6	1.0D+0.5L-1.0E	-4.58	-6.56	-4.76	-2.83
7	0.85D+1.0E	0.75	-1.592	4.76	2.83
8	0.85D-1.0E	-3.81	-4.392	-4.76	-2.83

Tableau A.11: Efforts axiaux dans les poteaux.

EFFORTS AXIAUX (KN)					
	COMBINAISONS	POTEAUX EXT.		POTEAU INT.	
		étage 1	étage 2	étage 1	étage 2
1	1.0D	-23.8	-9.2	-47.2	-17.7
2	0.5L	-8.5	-4.11	-18.3	-9.1
3	1.0E	2.5	1	0	0
4	1.25D+1.5L	-55.25	-23.83	-113.9	-49.425
5	1.0D+0.5L+1.0E	-29.8	-12.31	-65.5	-26.8
6	1.0D+0.5L-1.0E	-34.8	-14.31	-65.5	-26.8
7	0.85D+1.0E	-17.73	-6.82	-40.12	-15.045
8	0.85D-1.0E	-22.73	-8.82	-40.12	-15.045

ANNEXE B

Dessins d'atelier

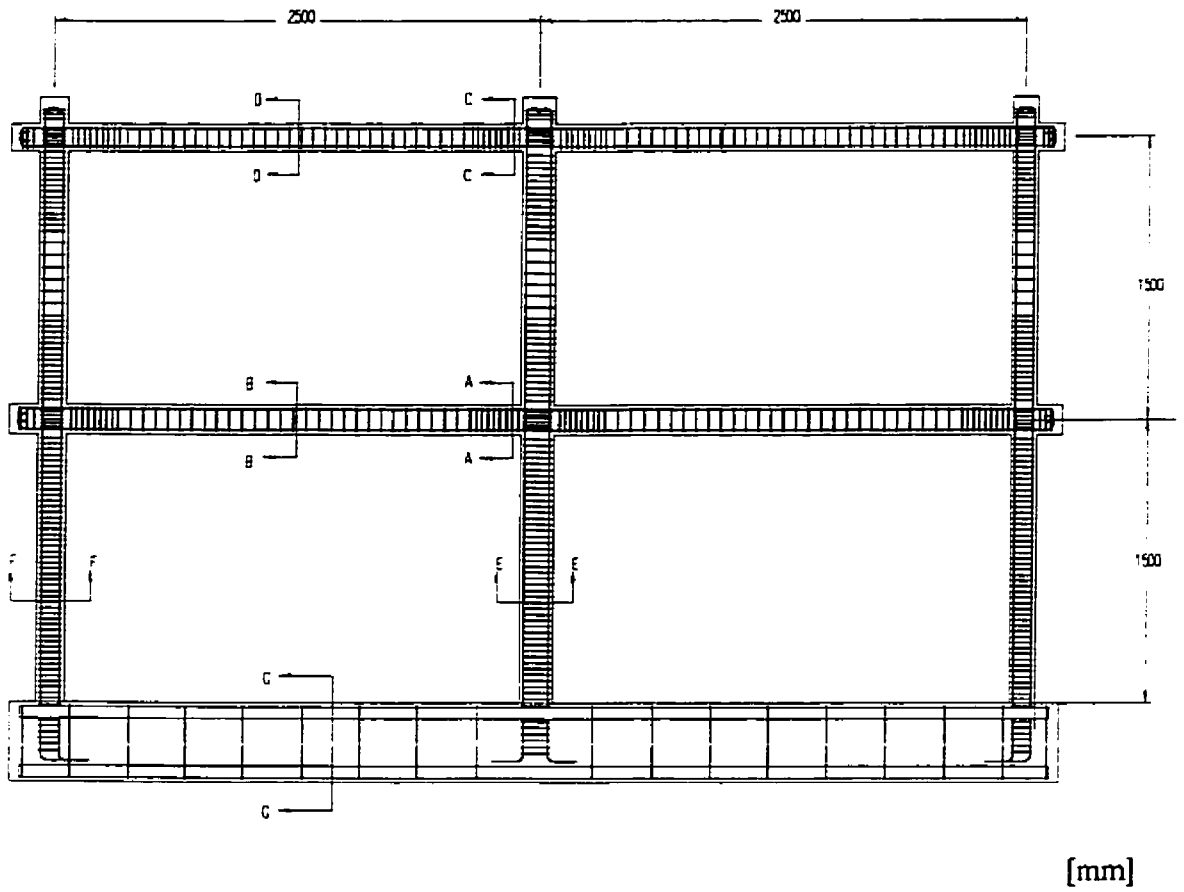
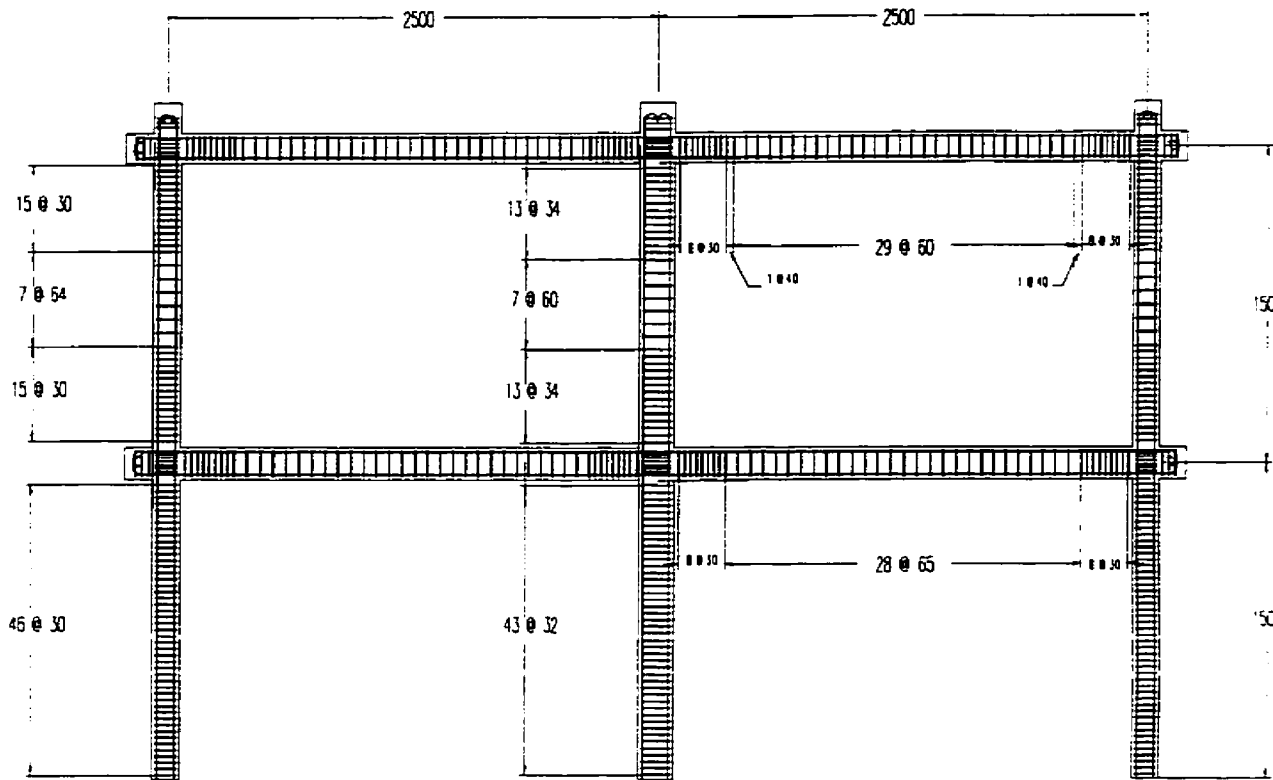
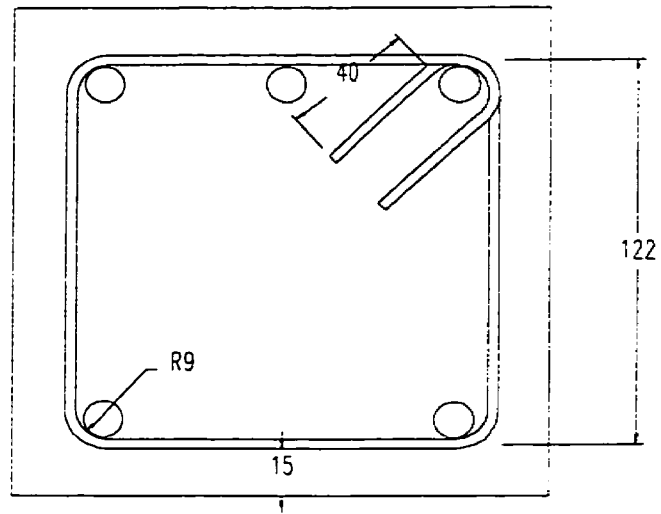


Figure B.1: Ossature finale.



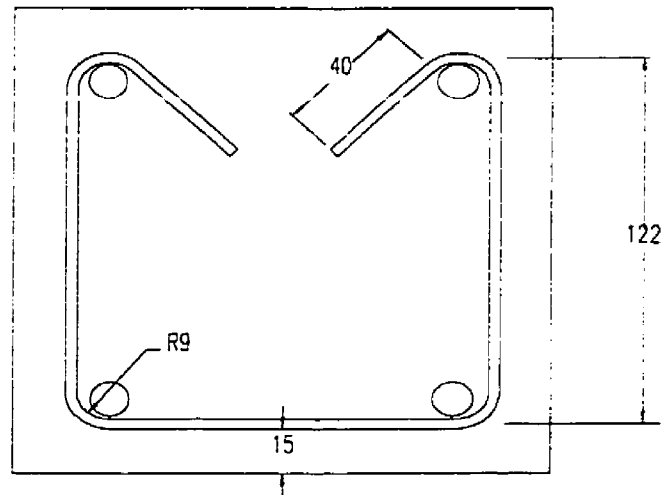
[mm]

Figure B.2: Disposition des frettes dans l'ossature.



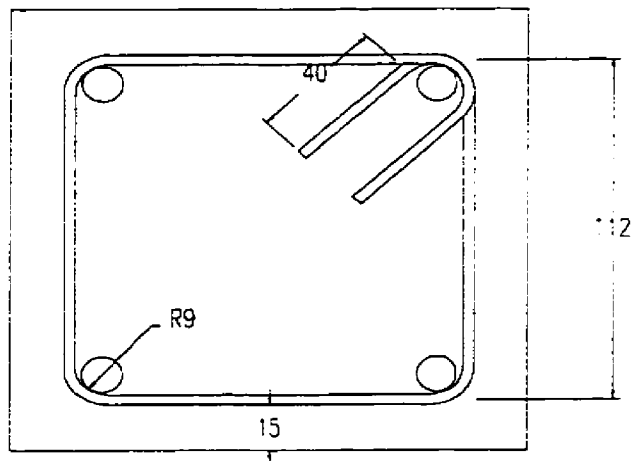
COUPE A-A [mm]

Figure B.3: Poutre 155 X 155 (région confinée)



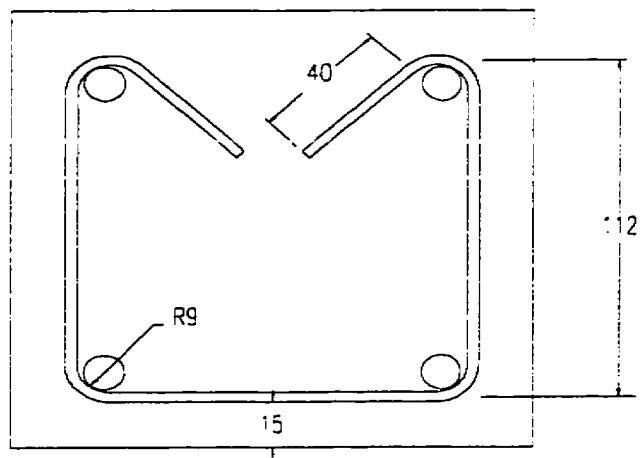
COUPE B-B [mm]

Figure B.4: Poutre 155 X 155 (région non-confinée)



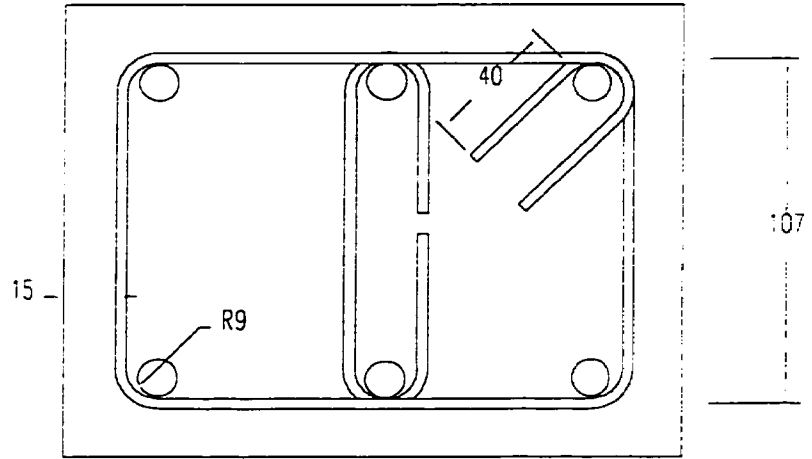
COUPE C-C [mm]

Figure B.5: Poutre 145 X 145 (région confinée)



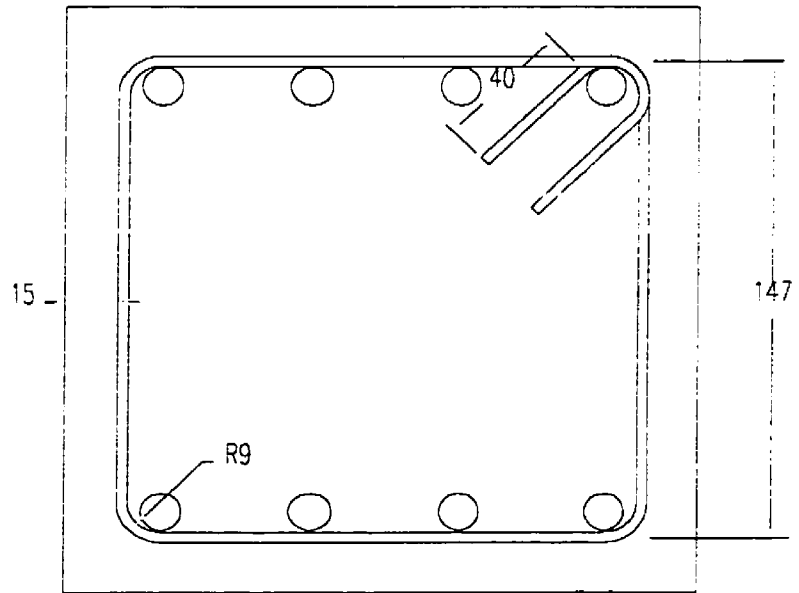
COUPE D-D [mm]

Figure B.6: Poutre 145 X 145 (région non-confinée)



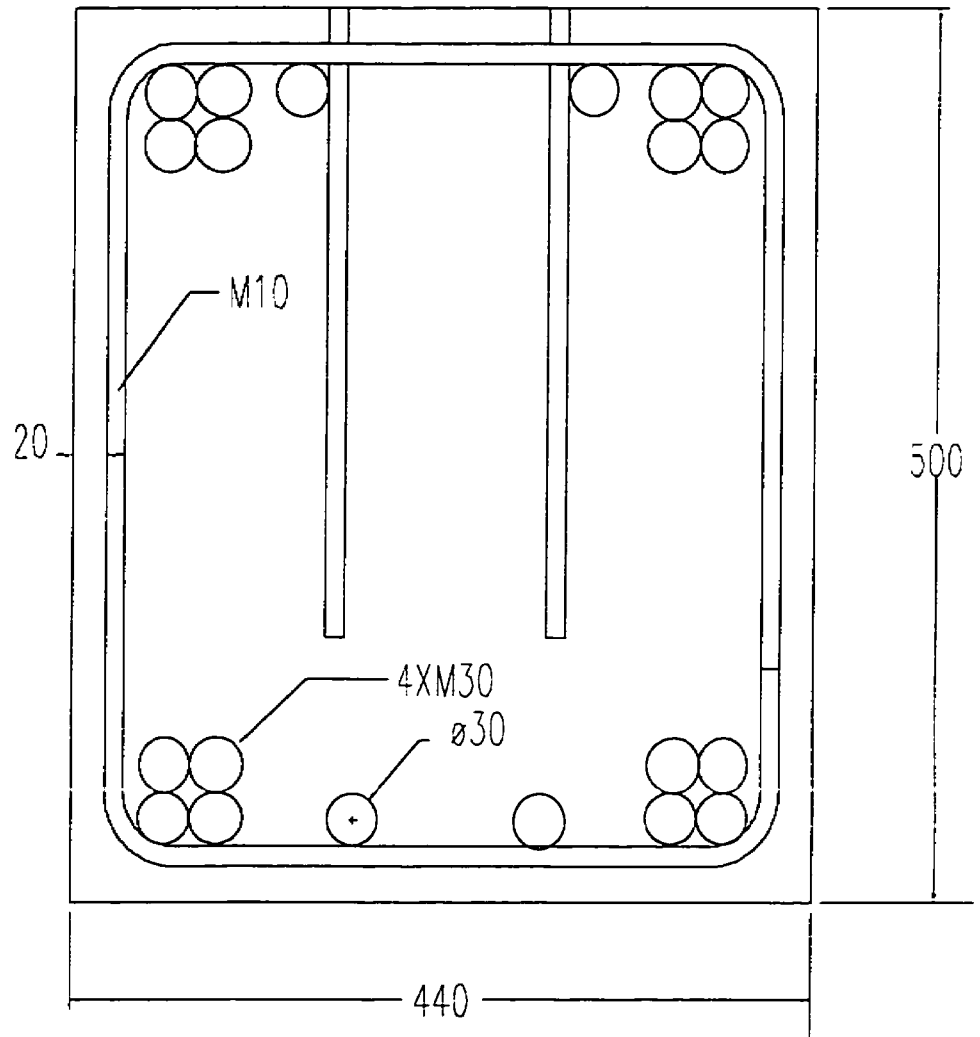
COUPE F-F [mm]

Figure B.7: Poteau 140 X 180



COUPE E-E [mm]

Figure B.8: Poteau 180 X 180



COUPE G-G [mm]

Figure B.9: Poutre de fondation (420 x 500).

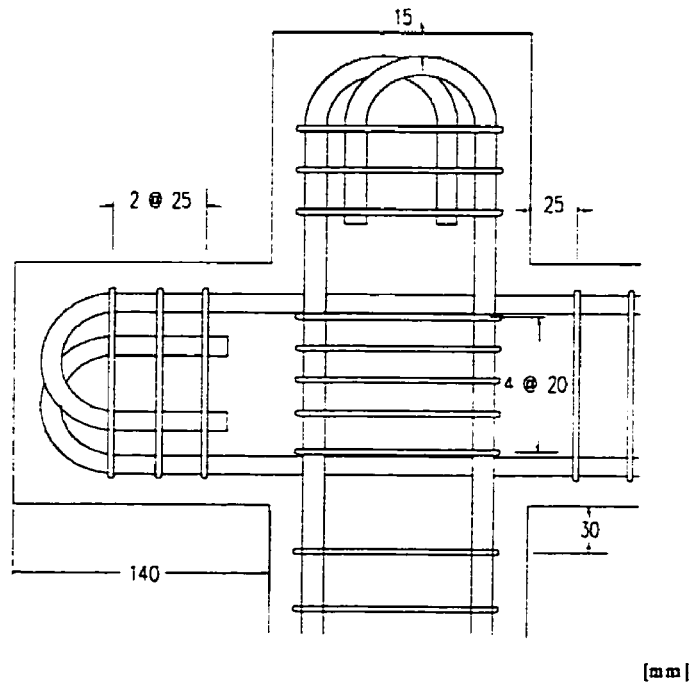


Figure B.10: Joint extérieur au 2^{ème} étage.

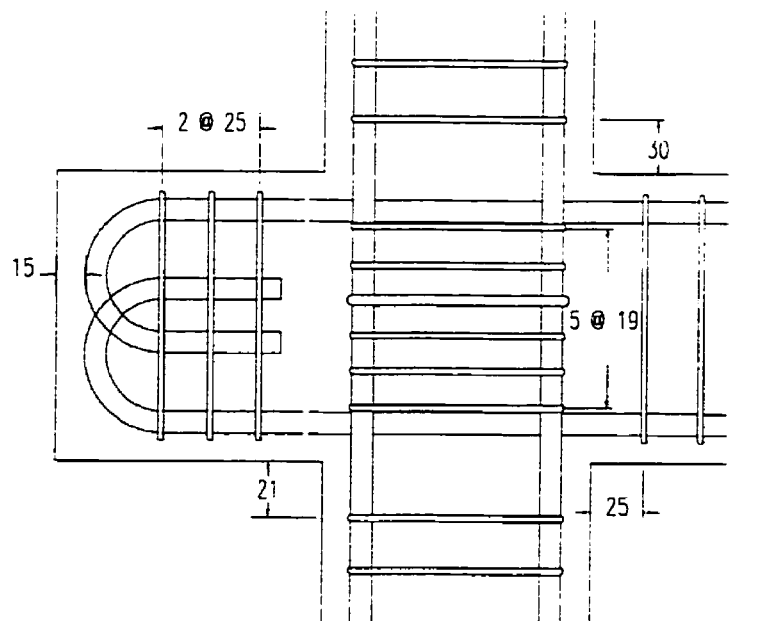


Figure B.11: Joint extérieur au 1^{er} étage.

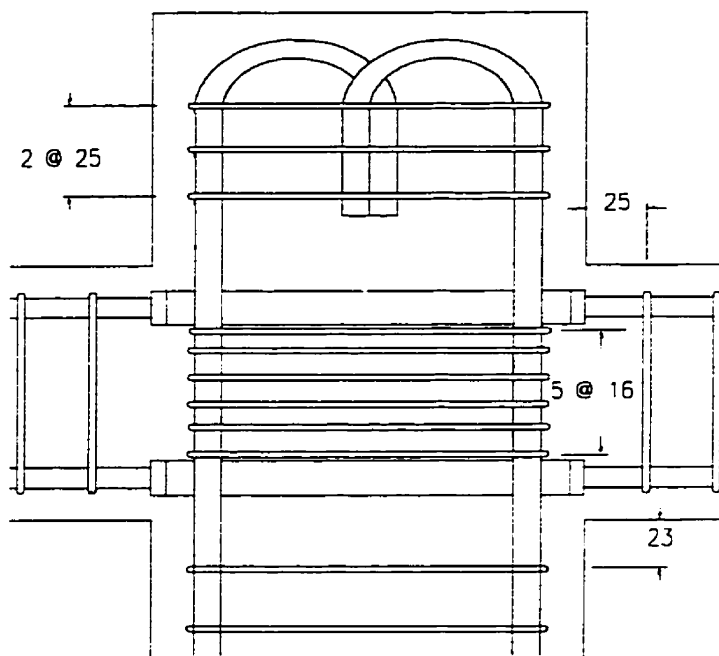


Figure B.12: Joint intérieur au 2^{ième} étage. [mm]

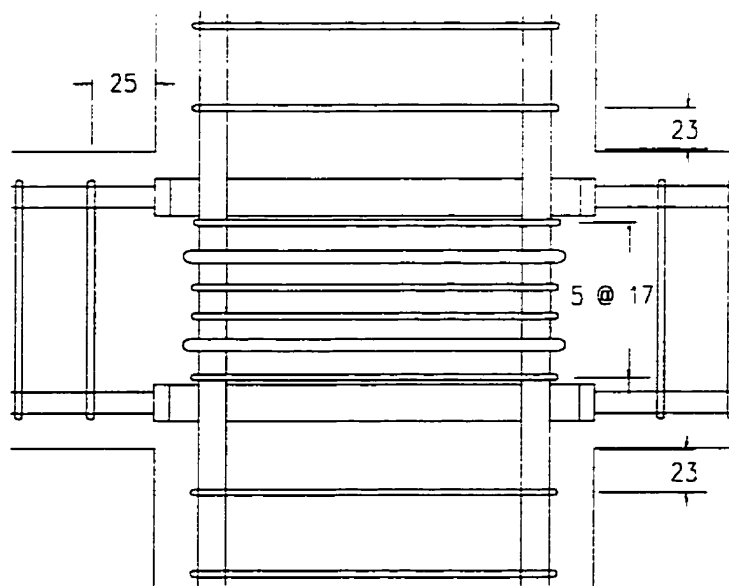
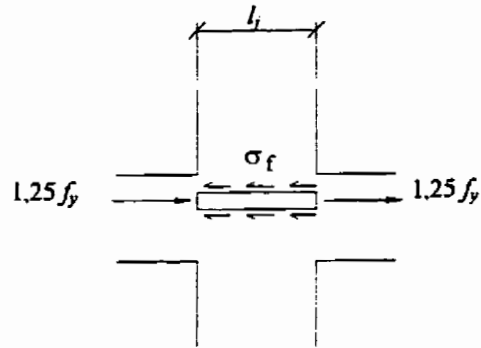


Figure B.13: Joint intérieur au 1^{ier} étage. [mm]

ANNEXE C

Calcul des manchons

Calcul du diamètre des manchons pour le joint central au 1^{ier} étage.



f_y : Limite élastique de l'acier longitudinal;

σ_f : Contrainte de contact (friction) moyenne nécessaire.

Par équilibre:

$$(2)(1,25 f_y) \pi D^2 / 4 = \sigma_f \pi D l_j \quad (1)$$

où D : Diamètre nominale de l'armature longitudinale.

Donc,

$$\sigma_f = \frac{2,5 f_y D}{4 l_j} \quad (2)$$

Selon la norme CSA (1994):

$$D \leq l_j / 24 \quad \Rightarrow \quad l_j \geq 24 D \quad (3)$$

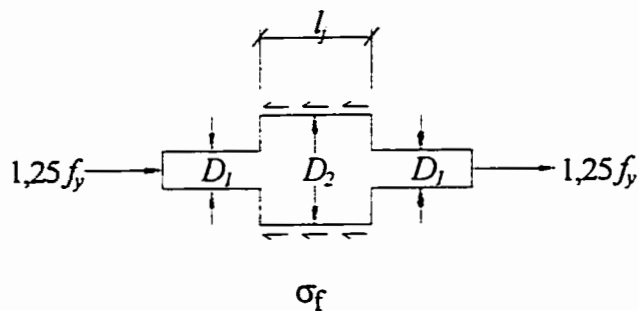
En remplaçant (3) dans (2), on obtient:

$$\sigma_f \leq 2,5 f_y / 96 \quad (4)$$

Avec $f_y = 400$ MPa

$$\sigma_f \leq 10,42 \text{ MPa}$$

Considérons maintenant une barre ayant un plus grand diamètre dans la région du joint.



NOTE: Néglige les contraintes de contact aux extrémités de D_2 .

Par équilibre:

$$(2)(1,25 f_y) \pi D_1^2 / 4 = \sigma_f \pi D_2 l_f \quad (5)$$

Donc,

$$D_2 = \frac{2,5 f_y D_1^2}{4 \sigma_f l_f} \quad (6)$$

Si nous considérons le poteau central (180 X 180).

$$D_2 = (2,5) (400 \text{ MPa}) (11,3 \text{ mm})^2 / (4) (10,42 \text{ MPa}) (180 \text{ mm})$$

$$\underline{D_2 = 17,0 \text{ mm}}$$

Nous fabriquons un manchon de 180 mm de longueur à partir d'une barre M20 ($D_2 = 19,5$ mm).

ANNEXE D

Modes de déformation de l'ossature

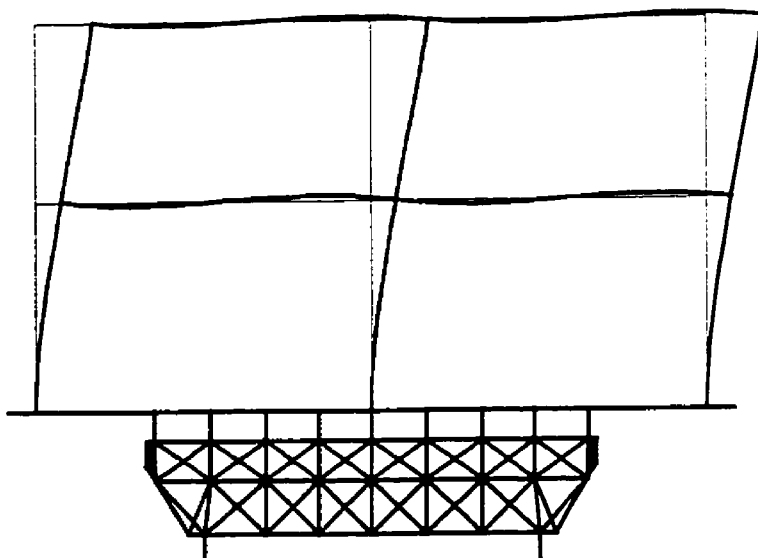


Figure D.1: Mode 1

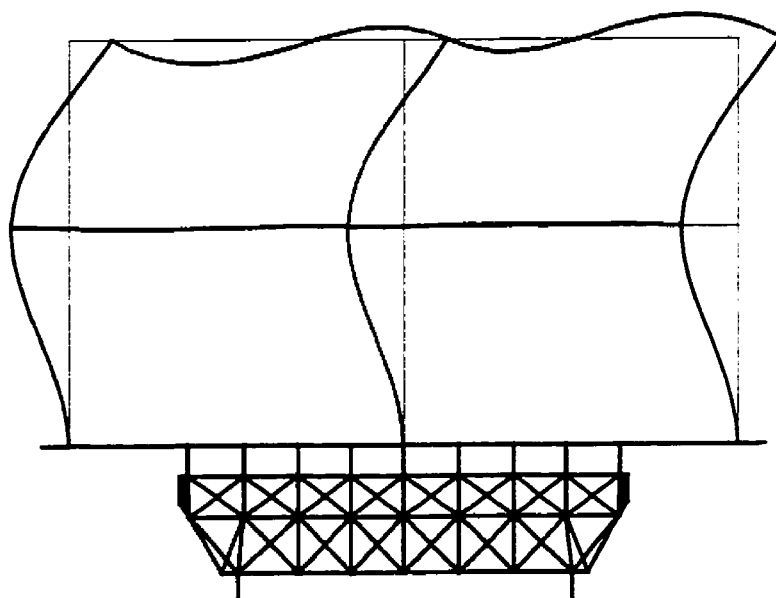


Figure D.2: Mode 2

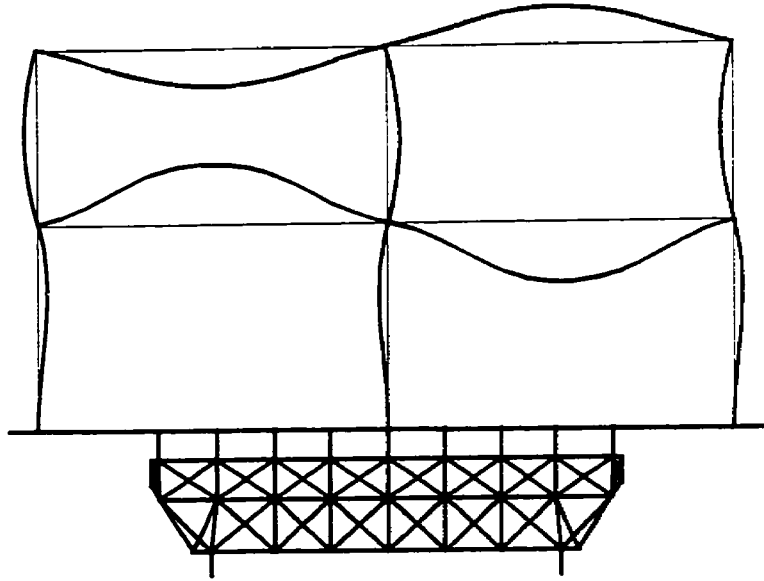


Figure D.3: Mode 3

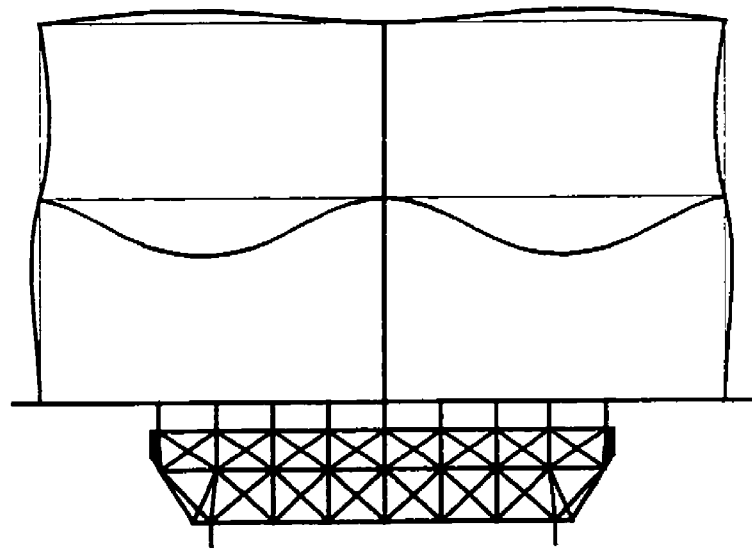


Figure D.4: Mode 4

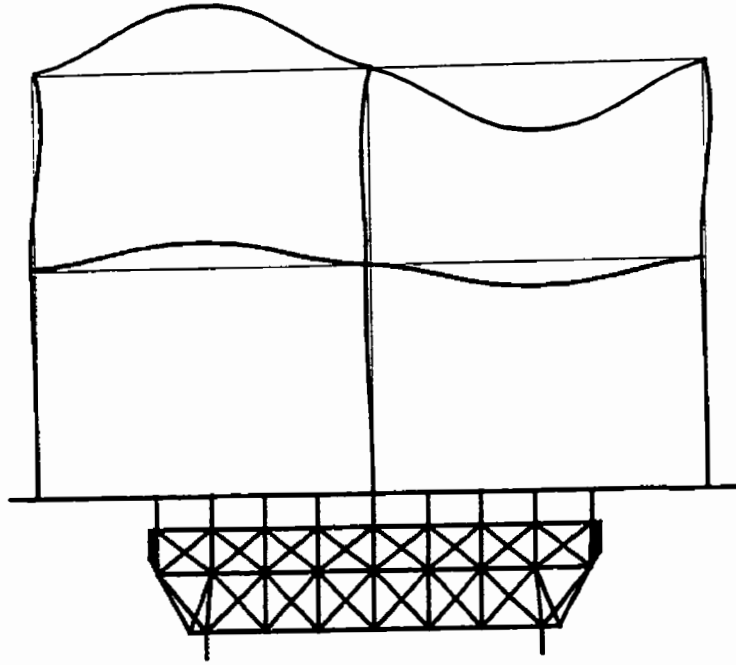


Figure D.5: Mode 5

ANNEXE E

***Accélérogrammes et spectres d'accélération
des séismes considérés (AHM = 0,21 g)***

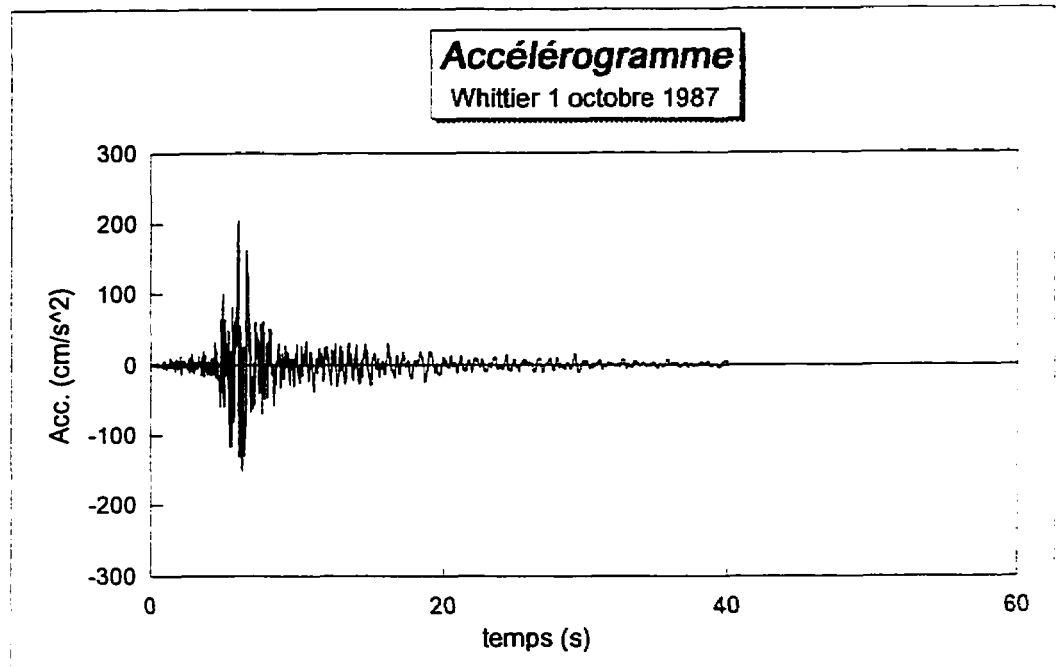


Figure E.1: Accélérogramme du séisme de Whittier (1er octobre 1987).

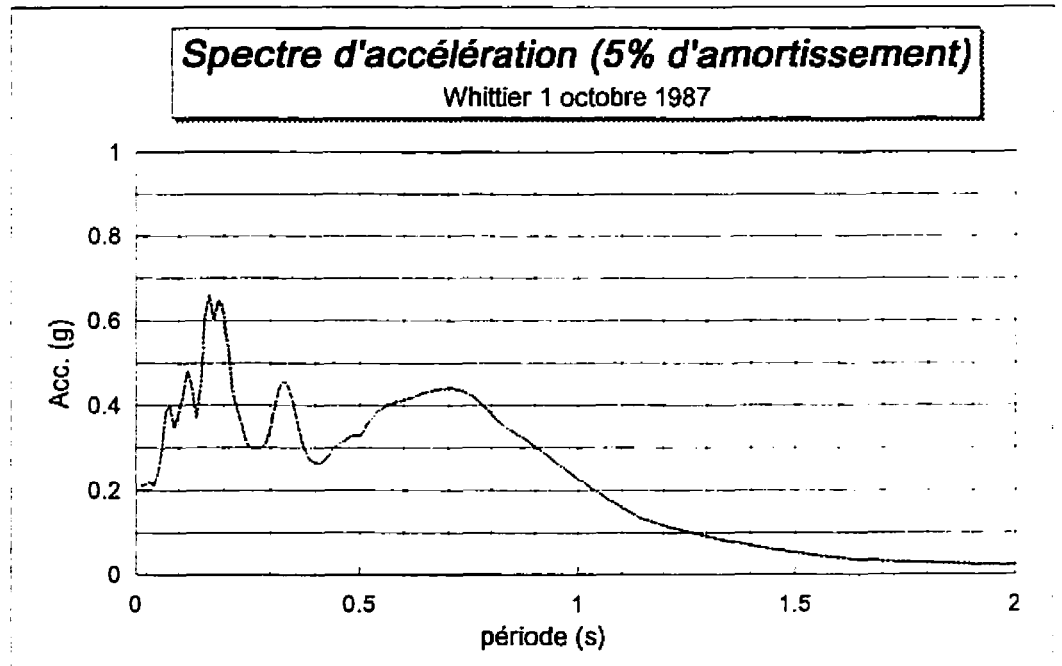


Figure E.2: Spectre d'accélération du séisme de Whittier (1er octobre 1987).

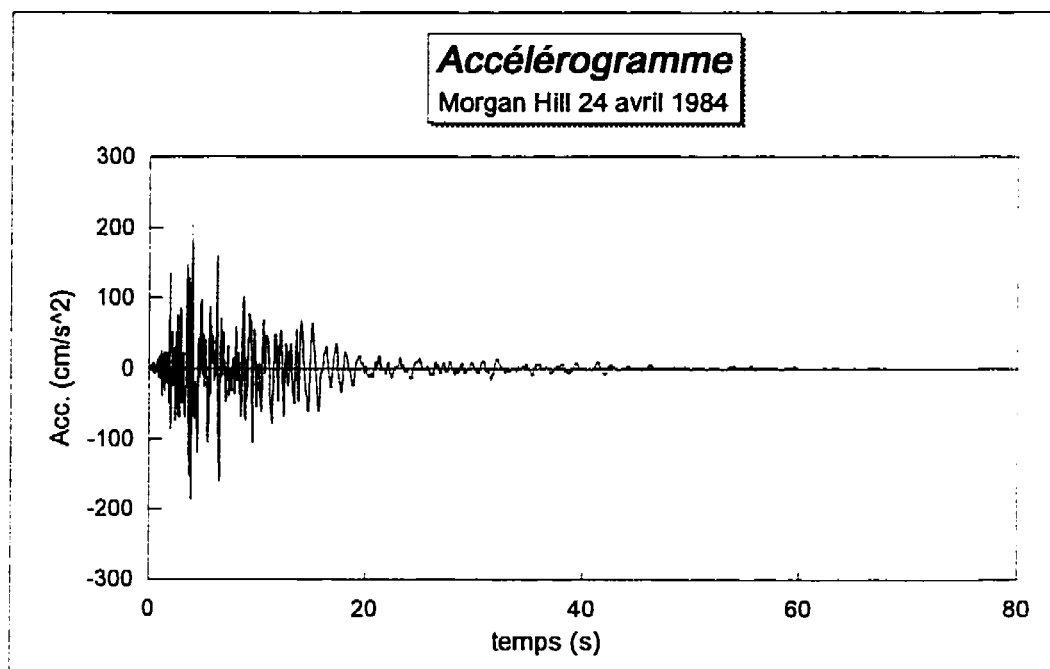


Figure E.3: Accélérogramme du séisme de Morgan Hill (24 avril 1984).

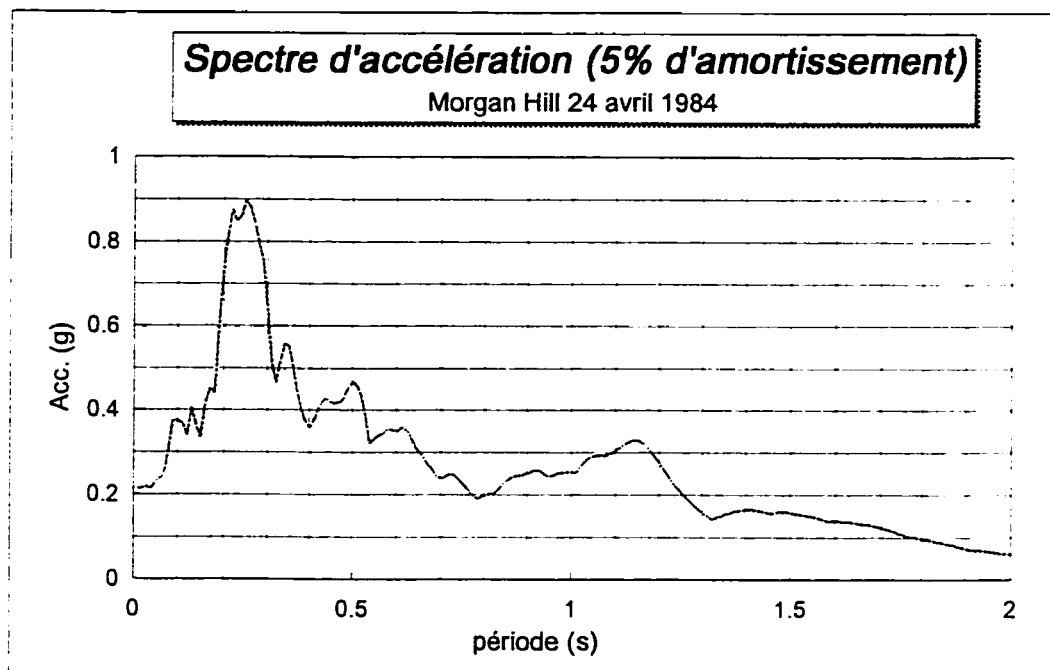


Figure E.4: Spectre d'accélération du séisme de Morgan Hill (24 avril 1984).

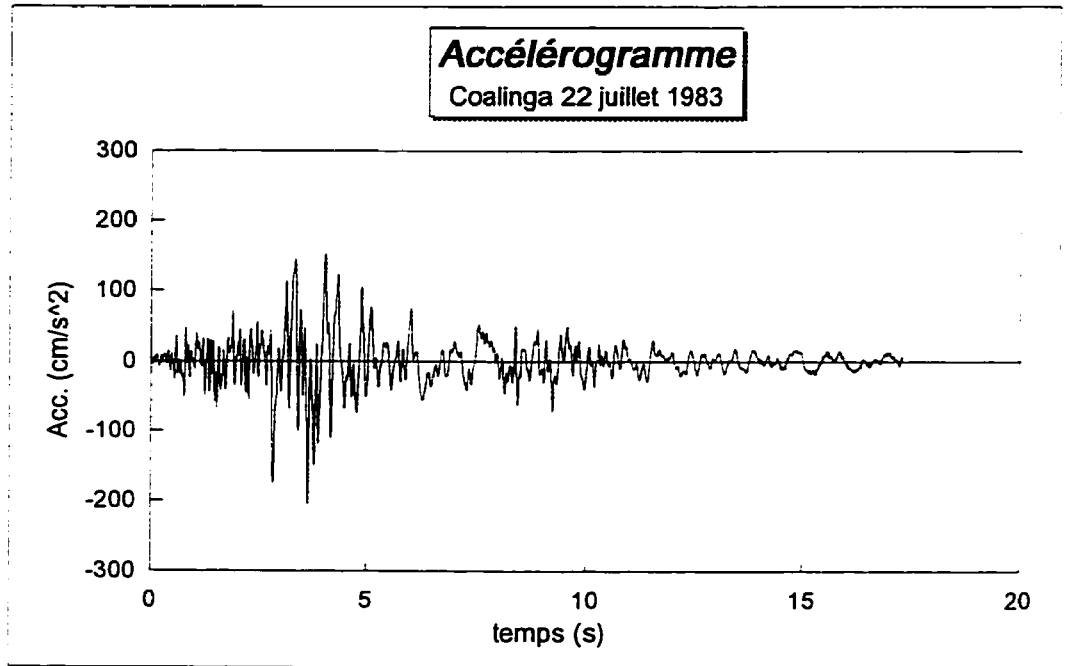


Figure E.5: Accélérogramme du séisme de Coalinga (22 juillet 1983).

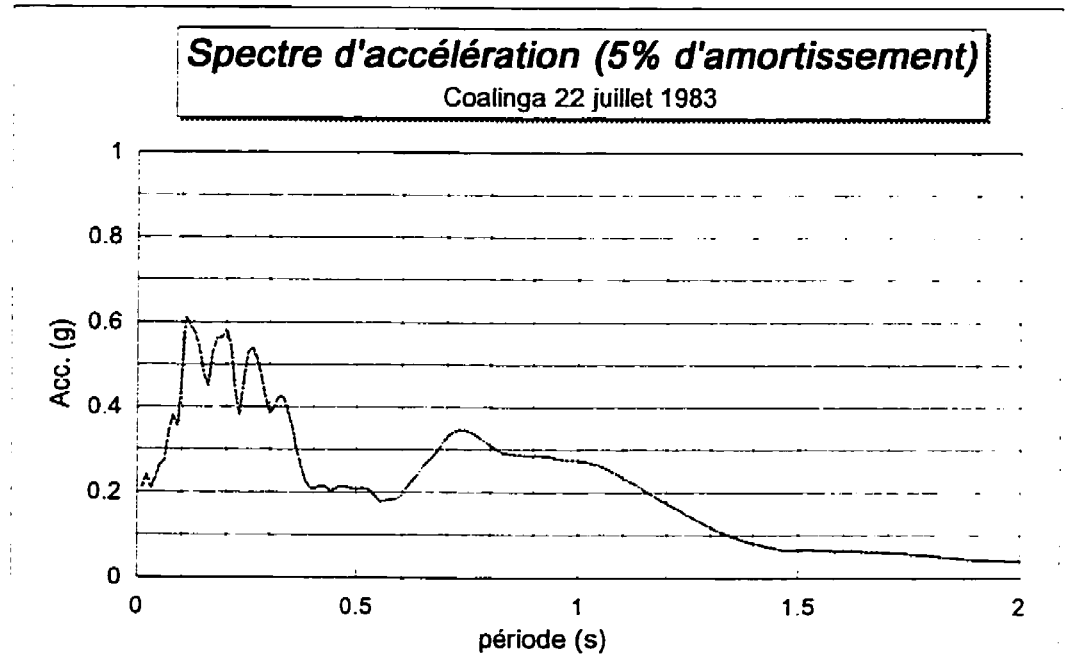


Figure E.6: Spectre d'accélération du séisme de Coalinga (22 juillet 1983).

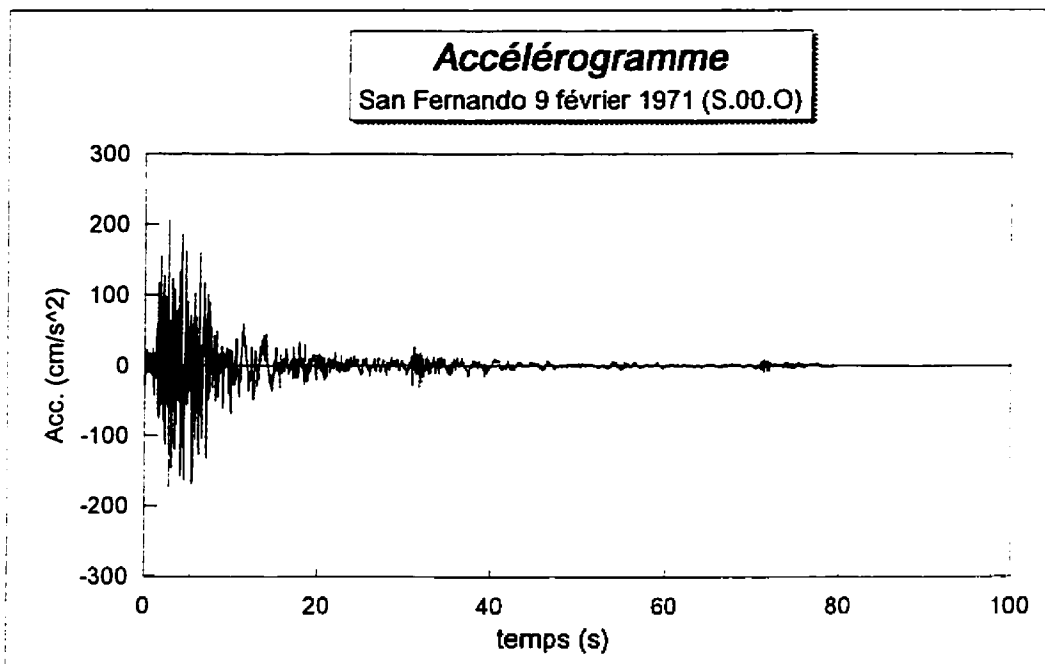


Figure E.7: Accélérogramme du séisme de San Fernando (9 février 1971, S.00.O).

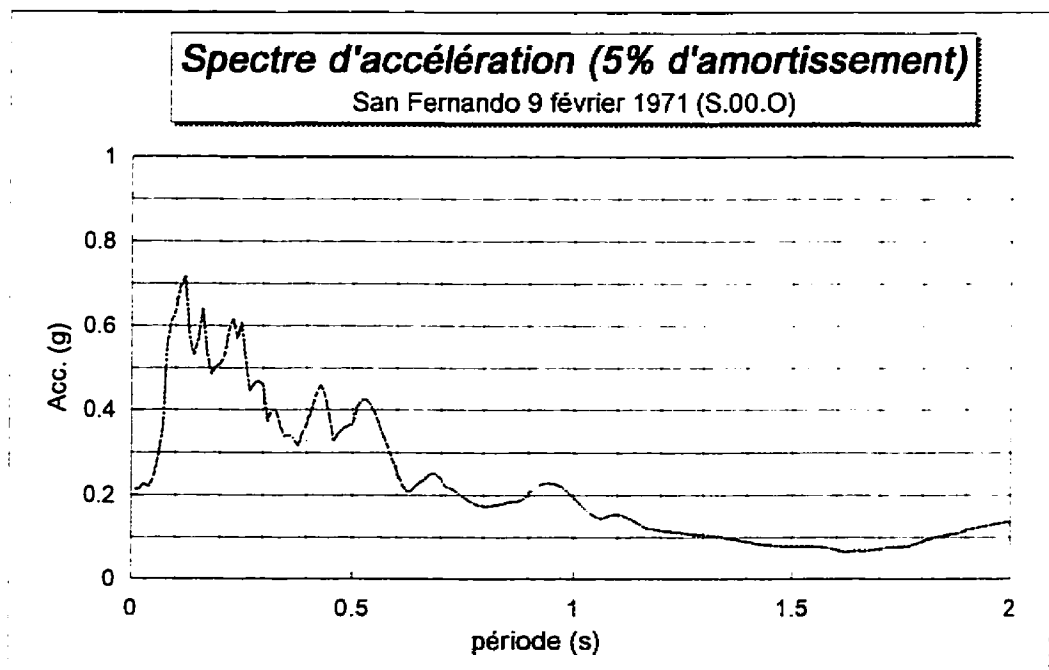


Figure E.8: Spectre d'accélération du séisme de San Fernando (9 février 1971, S.00.O)

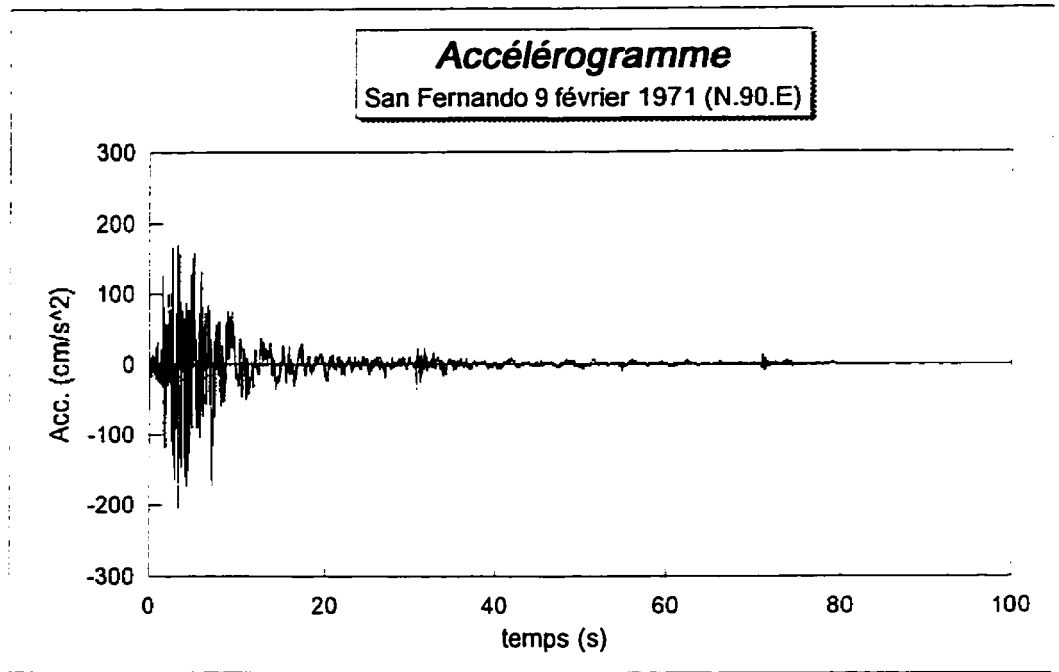


Figure E.9: Accélérogramme du séisme de San Fernando (9 février 1971, N.90.E).

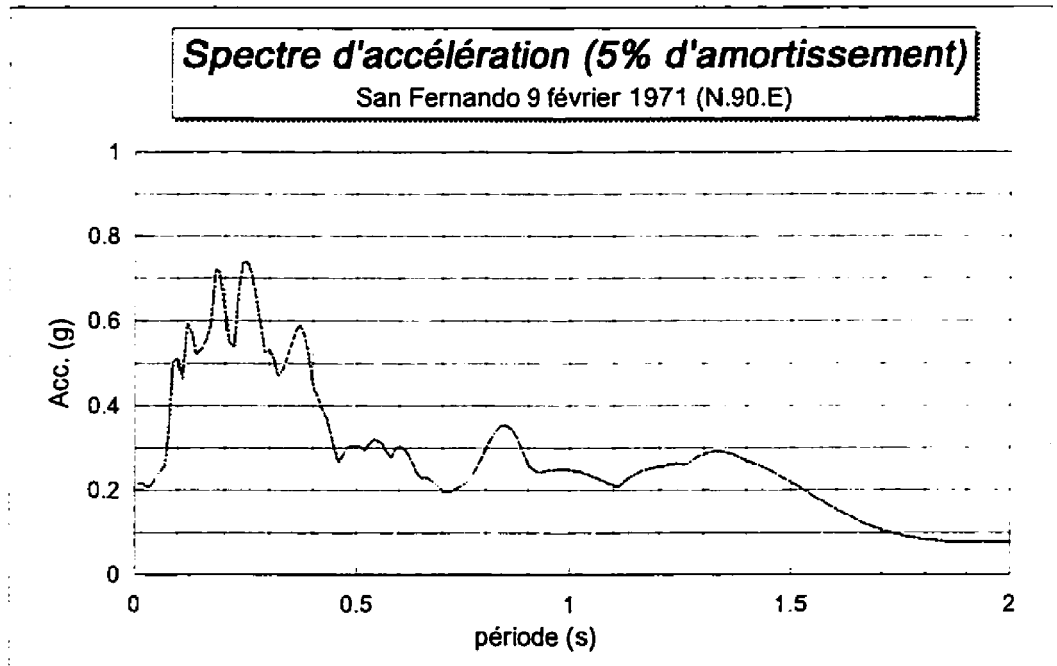


Figure E.10: Spectre d'accélération du séisme de San Fernando (9 février 1971, N.90.E).

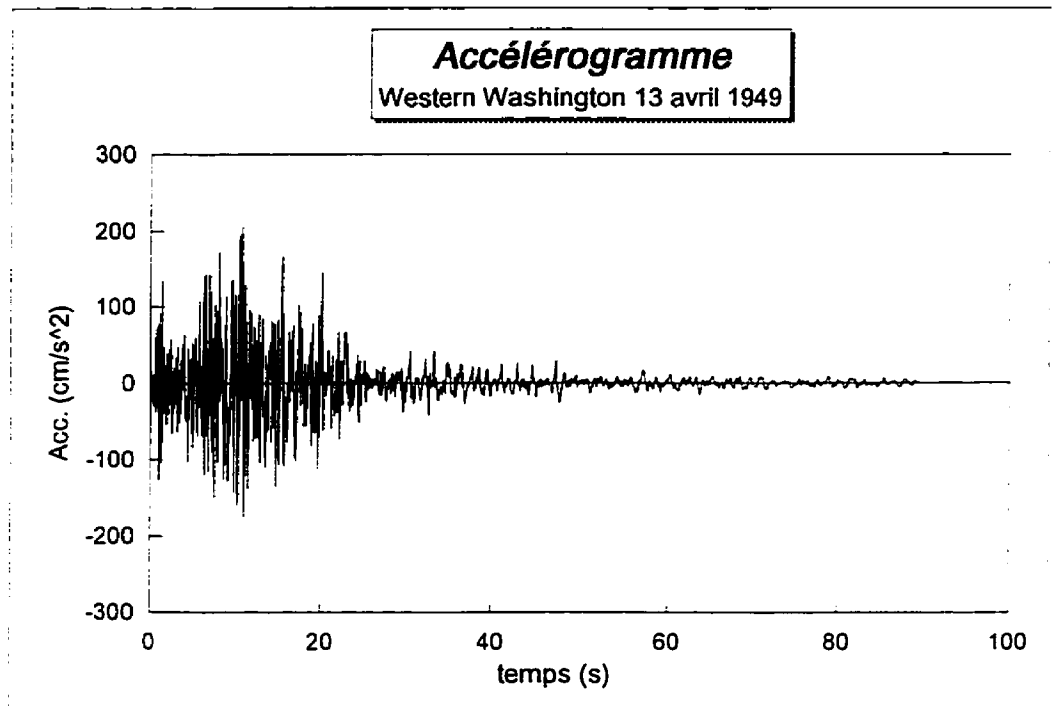


Figure E.11: Accélérogramme du séisme de Western Washington (13 avril 1949).

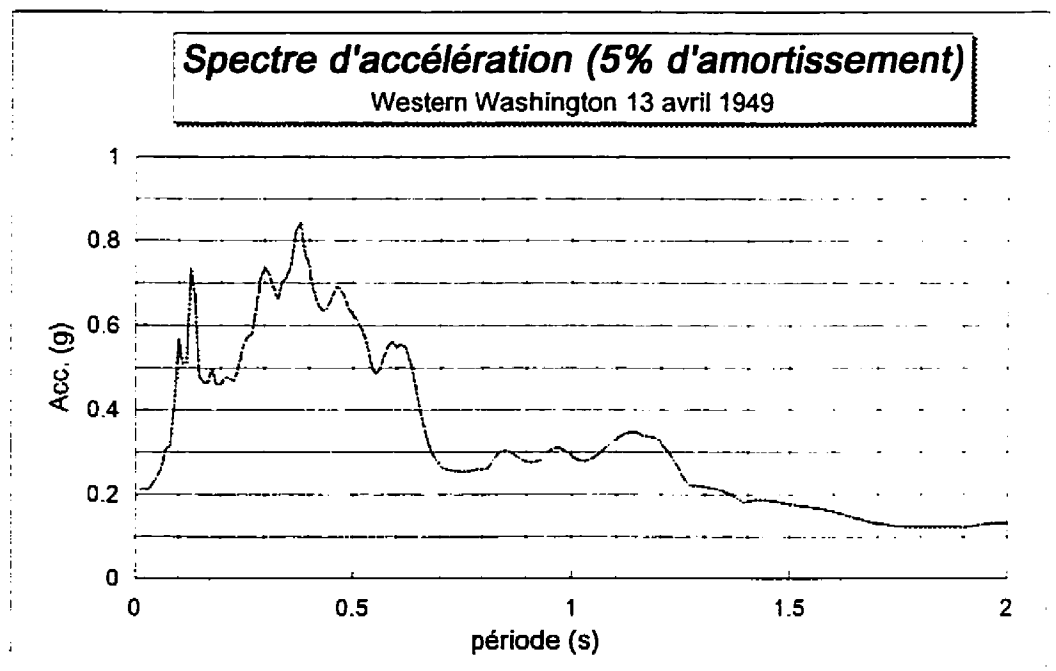


Figure E.12: Spectre d'accélération du séisme de Western Washington (13 avril 1949).

ANNEXE F

***Détermination des fréquences naturelles et
des fractions d'amortissement critique***

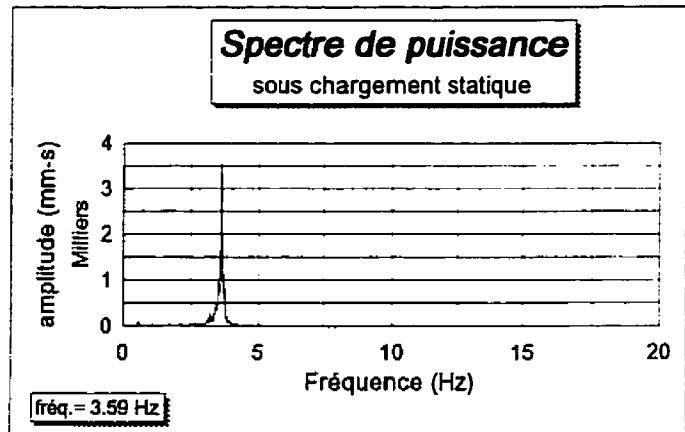


Figure F.1: Spectre de puissance sous chargement statique.

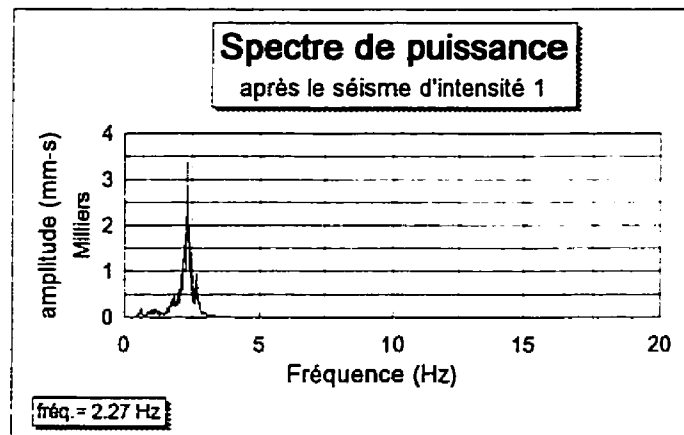


Figure F.2: Spectre de puissance après le séisme d'intensité 1.

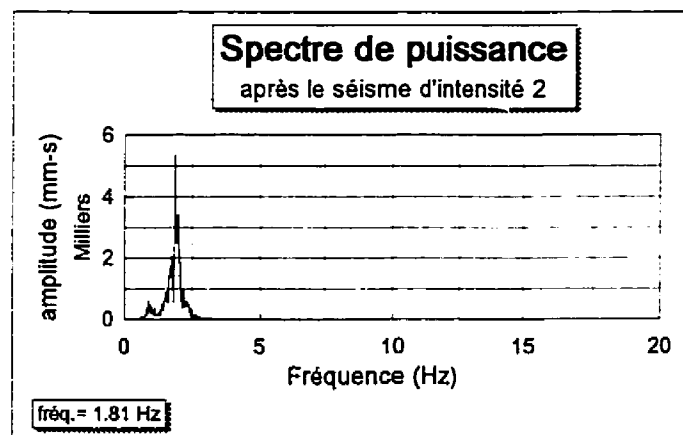


Figure F.3: Spectre de puissance après le séisme d'intensité 2.

Détermination de la fraction d'amortissement critique
sous chargement statique

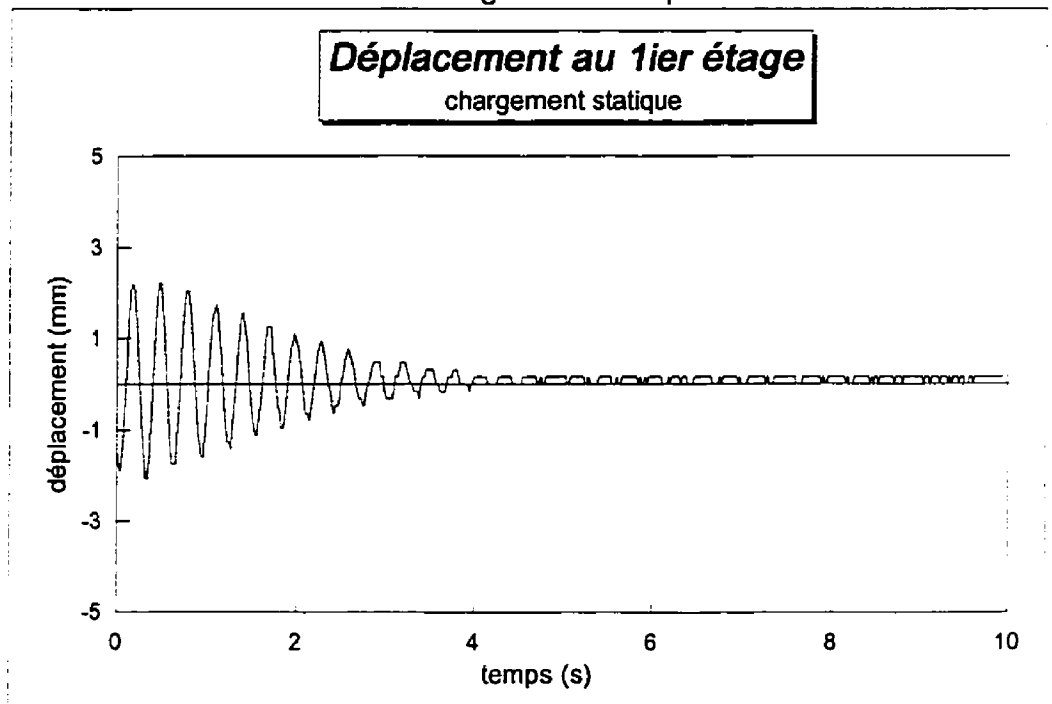


Figure F.4: Détermination de l'amortissement sous chargement statique
1er étage

amplitude mm		décré. log. $\ln(\text{cy.1} / \text{cy.2})$ δ	amort. crit. $\xi = \delta / 2\pi$ ξ
cycle 1	cycle 2		
3.941	3.627	0.083029	0.013215
3.627	3.153	0.140051	0.022291
3.153	2.681	0.162165	0.02581
2.681	2.207	0.194556	0.030965
2.207	1.892	0.154	0.024511
1.892	1.577	0.18211	0.028985
1.577	1.261	0.223619	0.035591
moyenne			0.0259

Détermination de la fraction d'amortissement critique
sous chargement statique

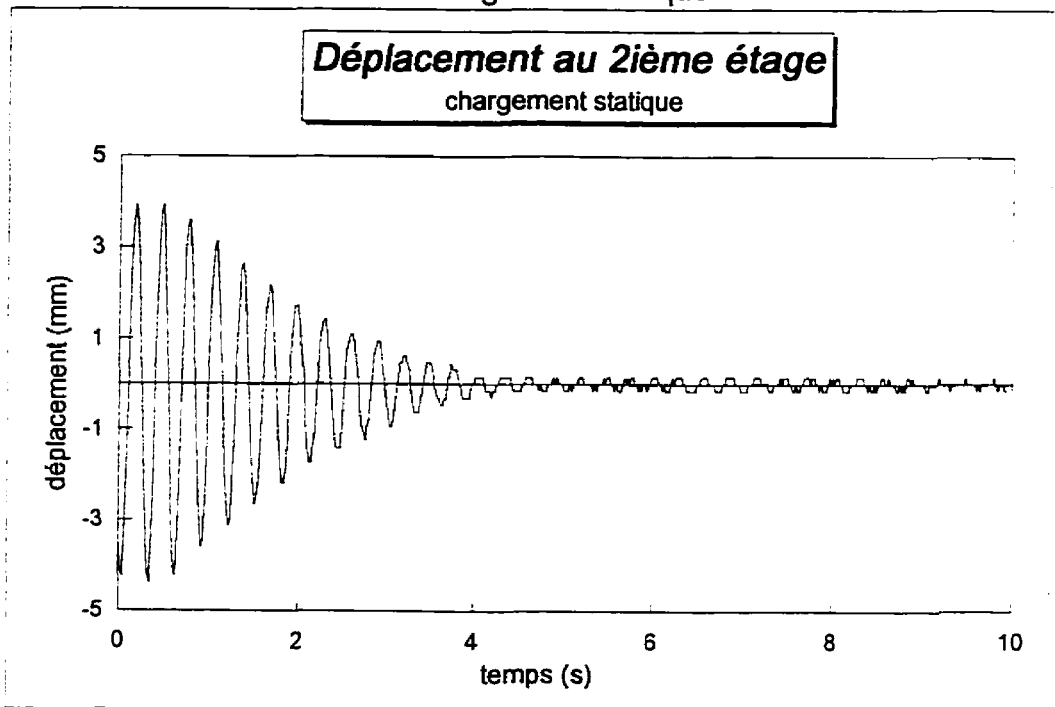


Figure F.5: Détermination de l'amortissement sous chargement statique
2^{ème} étage

amplitude mm		décré. log. $\ln(\text{cy.1} / \text{cy.2})$ δ	amort. crit. $\xi = \delta / 2\pi$ ξ
cycle 1	cycle 2		
8.168	7.226	0.122538	0.019503
7.226	6.282	0.139997	0.022282
6.282	5.026	0.223064	0.035503
5.026	4.398	0.133475	0.021244
4.398	3.456	0.241038	0.038364
3.456	2.828	0.200542	0.031918
2.828	2.198	0.252022	0.040112
2.198	1.884	0.154151	0.024535
1.884	1.256	0.405465	0.064534
1.256	0.942	0.287682	0.045787
moyenne			0.0344

moyenne des deux étages = 3.01 %

Détermination de la fraction d'amortissement critique
après l'intensité 1

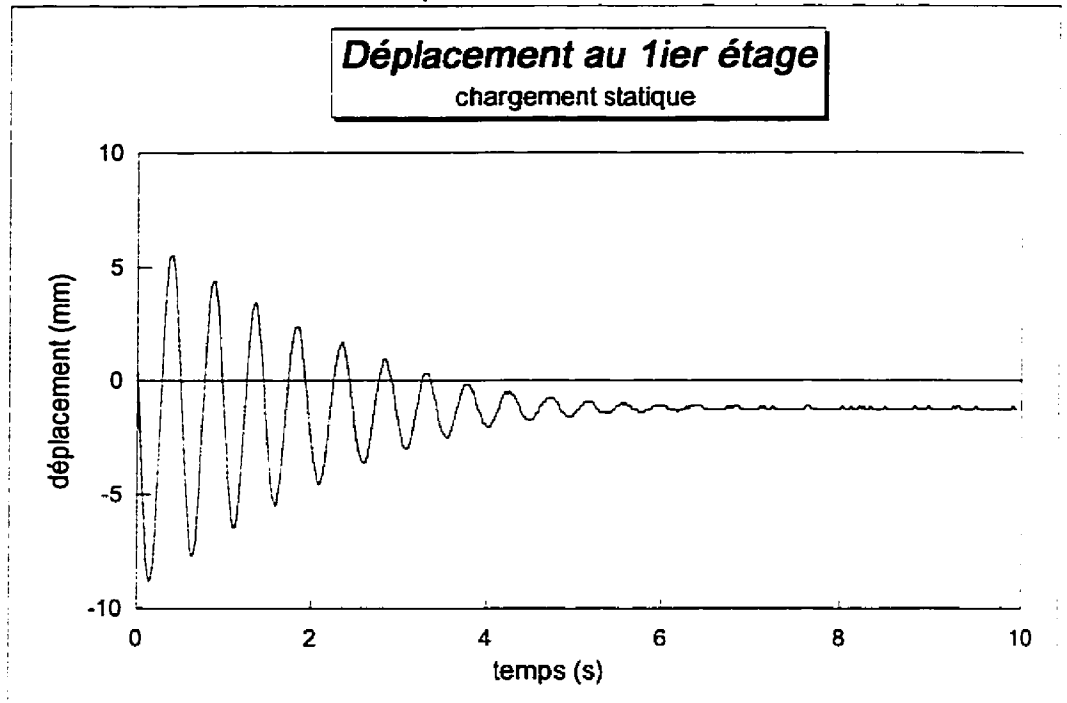


Figure F.6: Détermination de l'amortissement après l'intensité 1 (1er étage).

amplitude mm		décré. log. $\ln(\text{cy.1} / \text{cy.2})$ δ	amort. crit. $\xi = \delta / 2\pi$ ξ
cycle 1	cycle 2		
14.348	11.983	0.180122	0.028668
11.983	9.933	0.187626	0.029863
9.933	7.883	0.231154	0.03679
7.883	6.306	0.223207	0.035526
6.306	4.572	0.321551	0.051178
4.572	3.311	0.3227	0.051361
moyenne			0.0389

Détermination de la fraction d'amortissement critique
après l'intensité 1

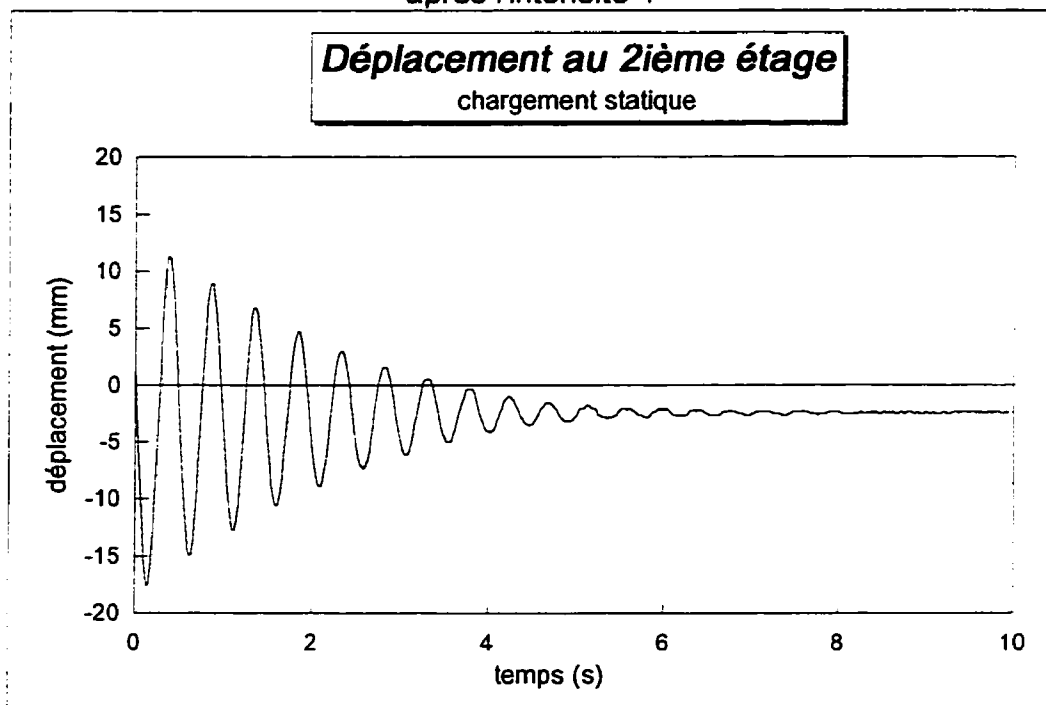


Figure F.7: Détermination de l'amortissement après l'intensité 1 (2^{ème} étage).

amplitude mm		décré. log. $\ln(\text{cy.1} / \text{cy.2})$ δ	amort. crit. $\xi = \delta / 2\pi$ ξ
cycle 1	cycle 2		
28.901	23.874	0.191086	0.030413
23.874	19.476	0.203607	0.032406
19.476	15.393	0.23527	0.037446
15.393	11.937	0.25427	0.04047
11.937	8.953	0.287654	0.045783
8.953	6.597	0.305374	0.048603
moyenne			0.0392

moyenne des deux étages après l'intensité 1 = 3.91 %

Détermination de la fraction d'amortissement critique
après l'intensité 2

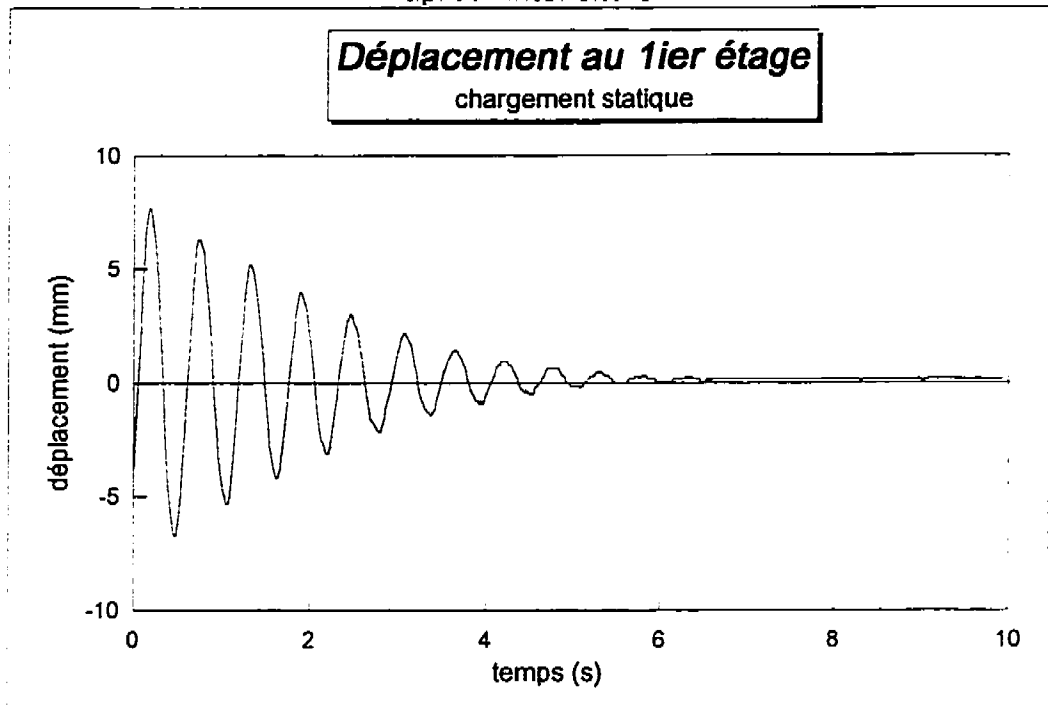


Figure F.8: Détermination de l'amortissement après l'intensité 2 (1ier étage).

amplitude mm		décré. log. $\ln(\text{cy.1} / \text{cy.2})$ δ	amort. crit. $\xi = \delta / 2\pi$ ξ
cycle 1	cycle 2		
14.506	11.668	0.217712	0.034651
11.668	9.46	0.209778	0.033388
9.46	7.095	0.287682	0.045787
7.095	5.203	0.310155	0.049364
5.203	3.626	0.361105	0.057473
3.626	2.365	0.427352	0.068017
moyenne			0.0481

Détermination de la fraction d'amortissement critique
après l'intensité 2

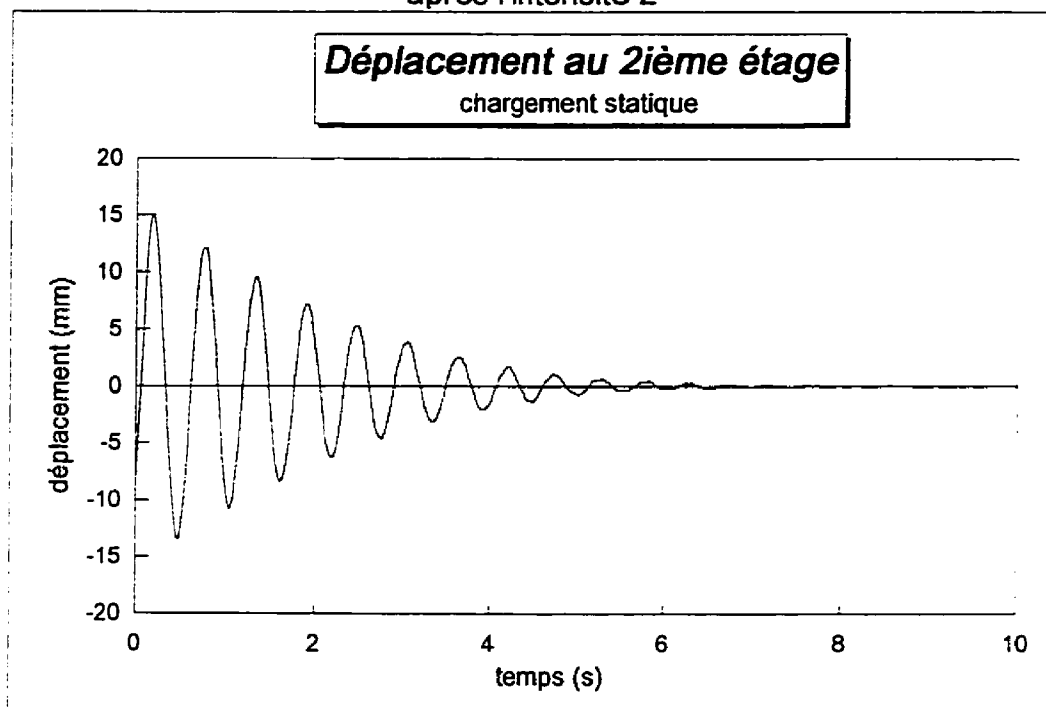


Figure F.9: Détermination de l'amortissement après l'intensité 2 (2^{ème} étage).

amplitude mm		décré. log. $\ln(\text{cy.1} / \text{cy.2})$ δ	amort. crit. $\xi = \delta / 2\pi$ ξ
cycle 1	cycle 2		
28.586	22.923	0.220776	0.035139
22.923	17.907	0.246949	0.039304
17.907	13.508	0.28191	0.044869
13.508	9.738	0.327246	0.052084
9.738	7.068	0.320458	0.051004
7.068	4.555	0.439352	0.069927
		moyenne	0.0487

moyenne des deux étages pour l'intensité 2 = 4.84 %

ANNEXE G

***Historiques de tous les canaux du système
d'acquisition de données (intensité 1)***

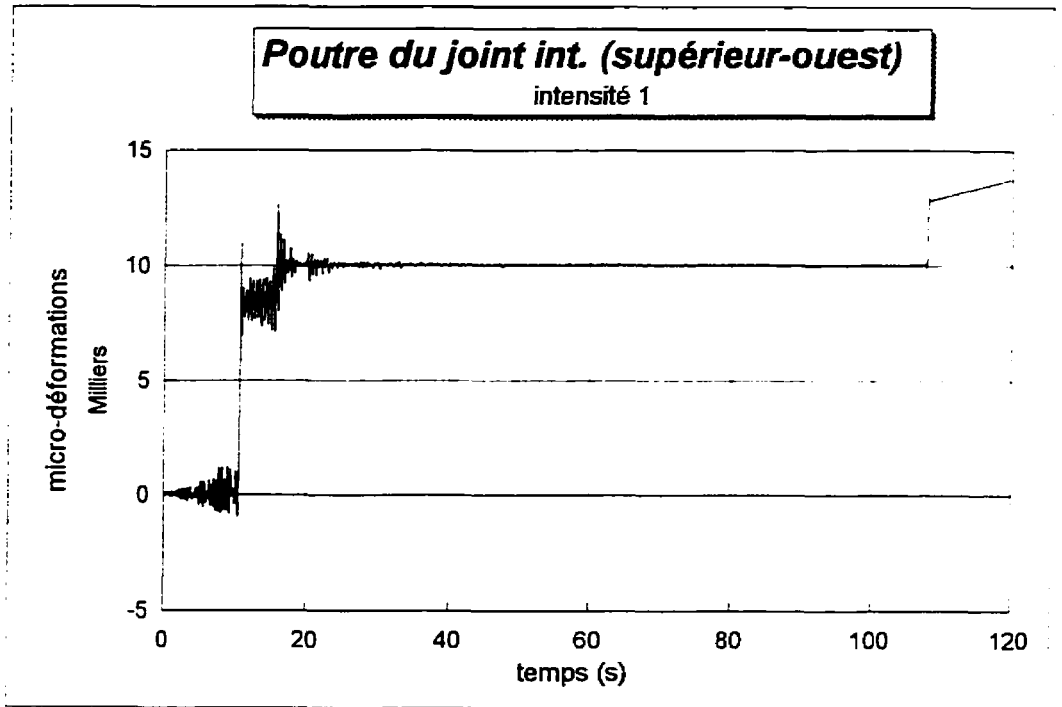


Figure G.1: Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre ouest au joint central.

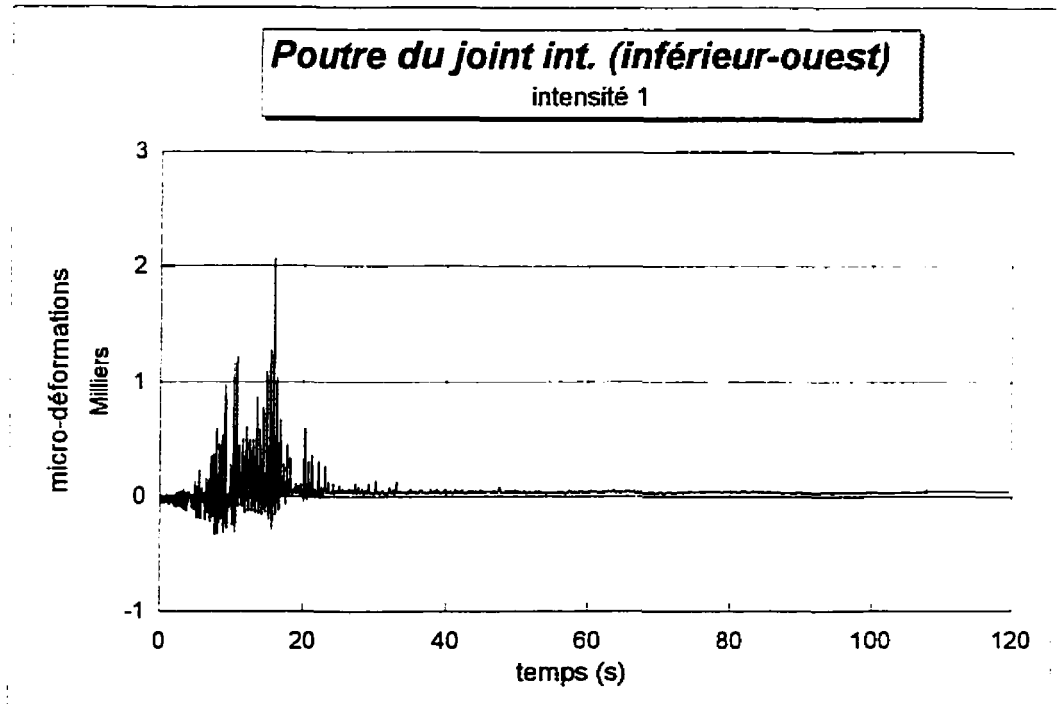


Figure G.2: Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre ouest au joint central.

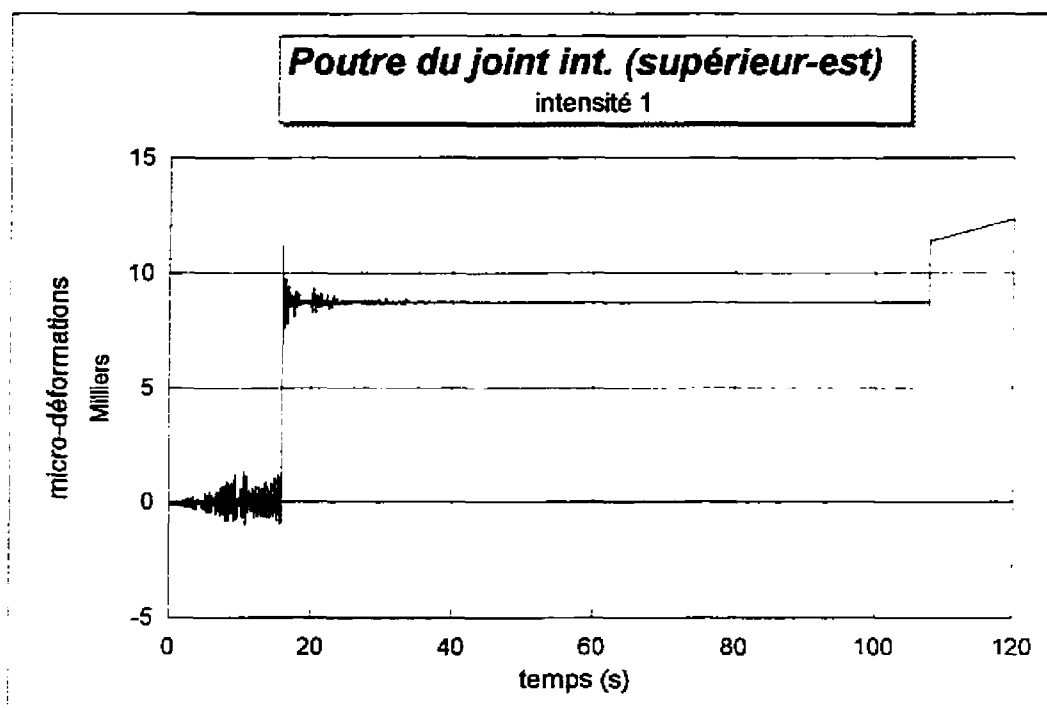


Figure G.3: Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre est au joint central.

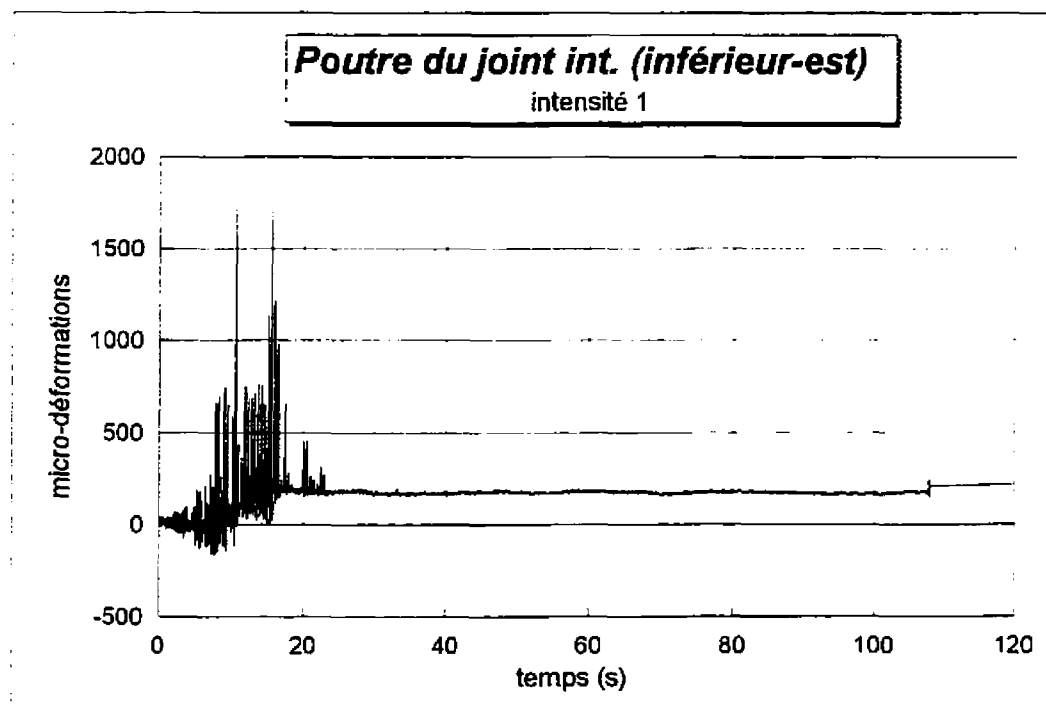


Figure G.4: Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre est au joint central.

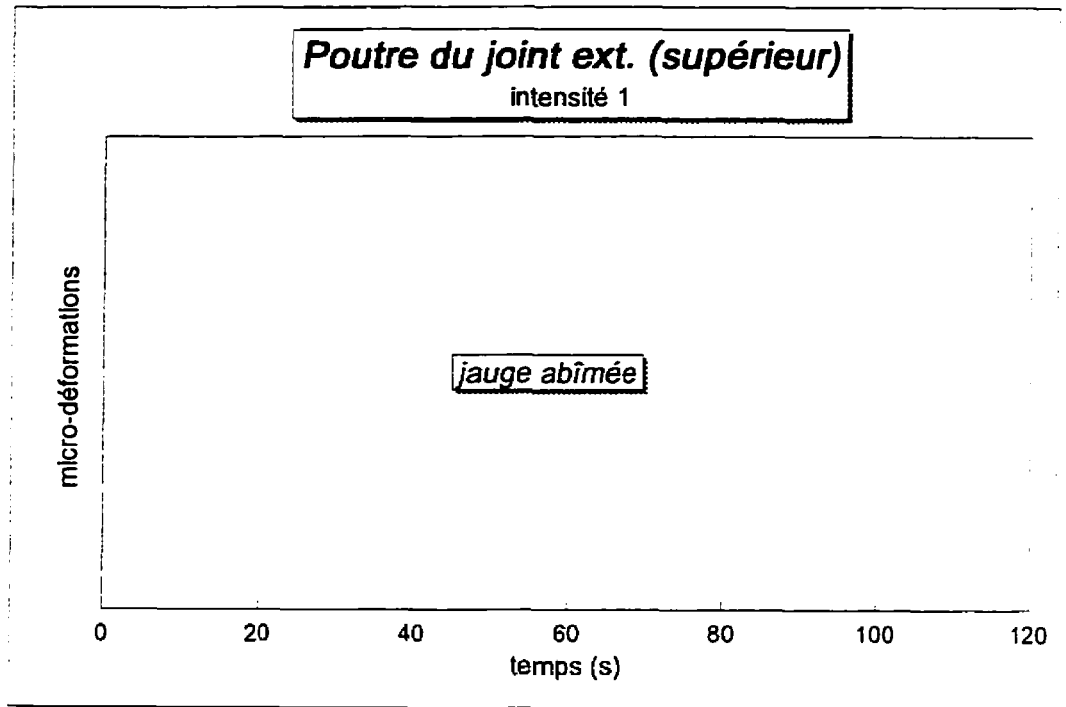


Figure G.5: Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre au joint extérieur.

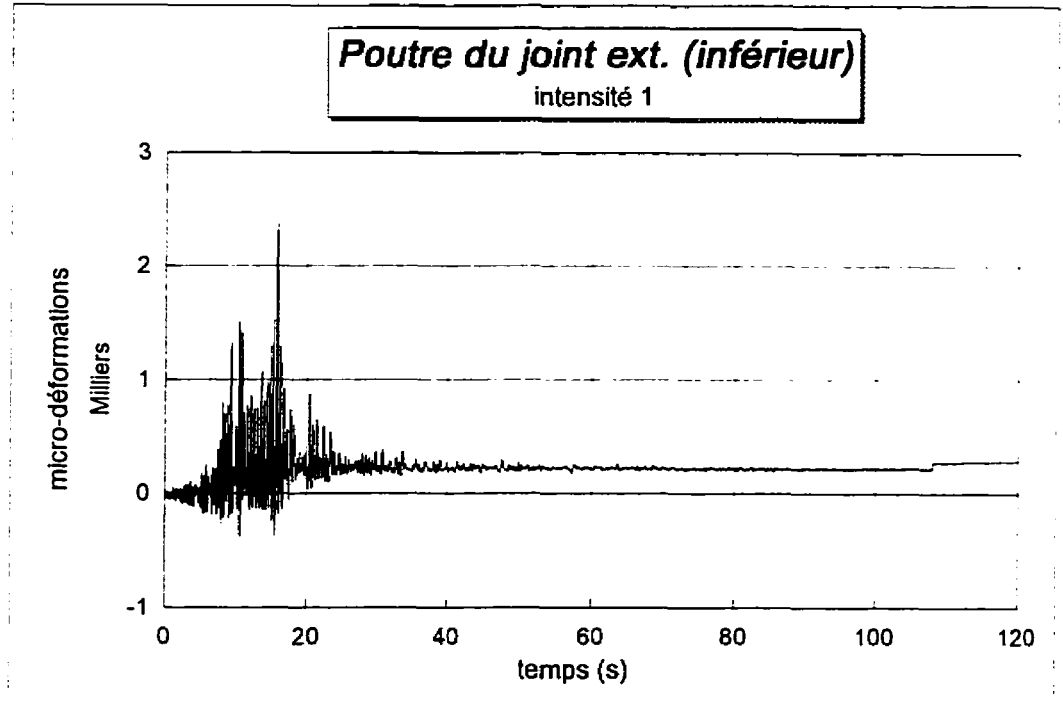


Figure G.6: Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre au joint extérieur.

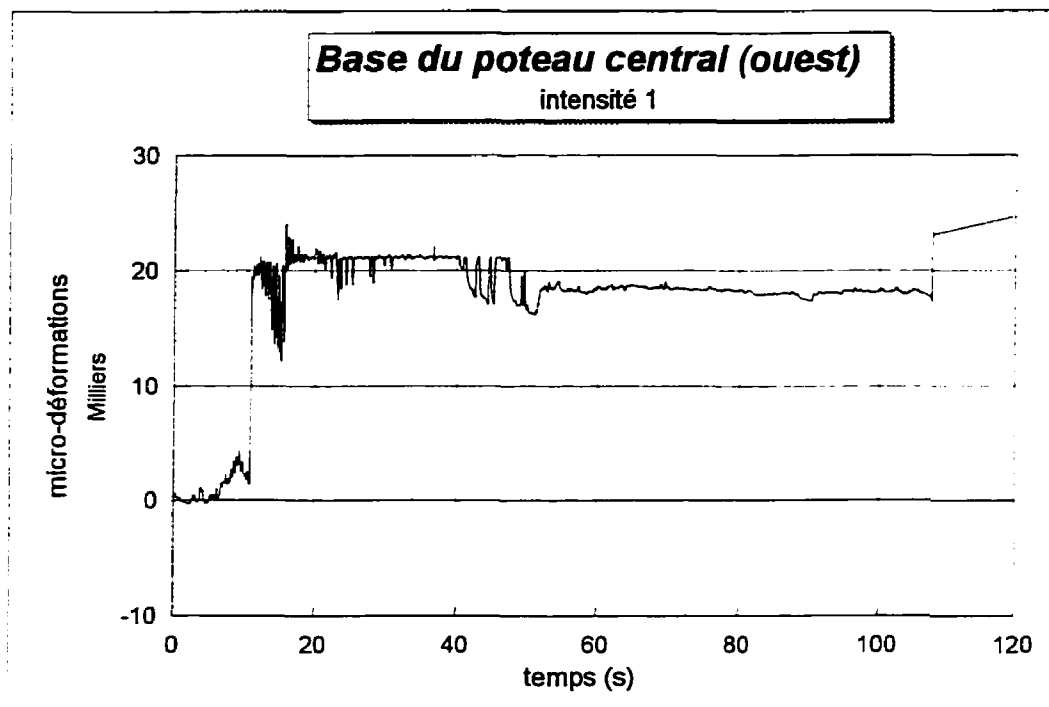


Figure G.7: Déformations des barres longitudinales à la base du poteau central (ouest).

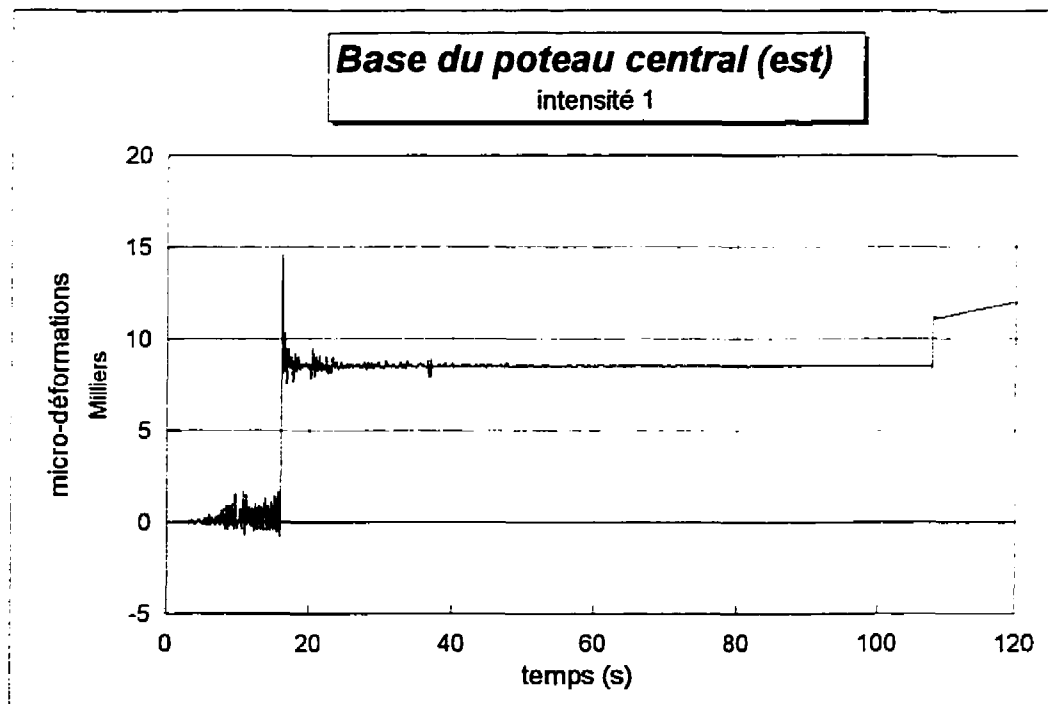


Figure G.8: Déformations des barres longitudinales à la base du poteau central (est)

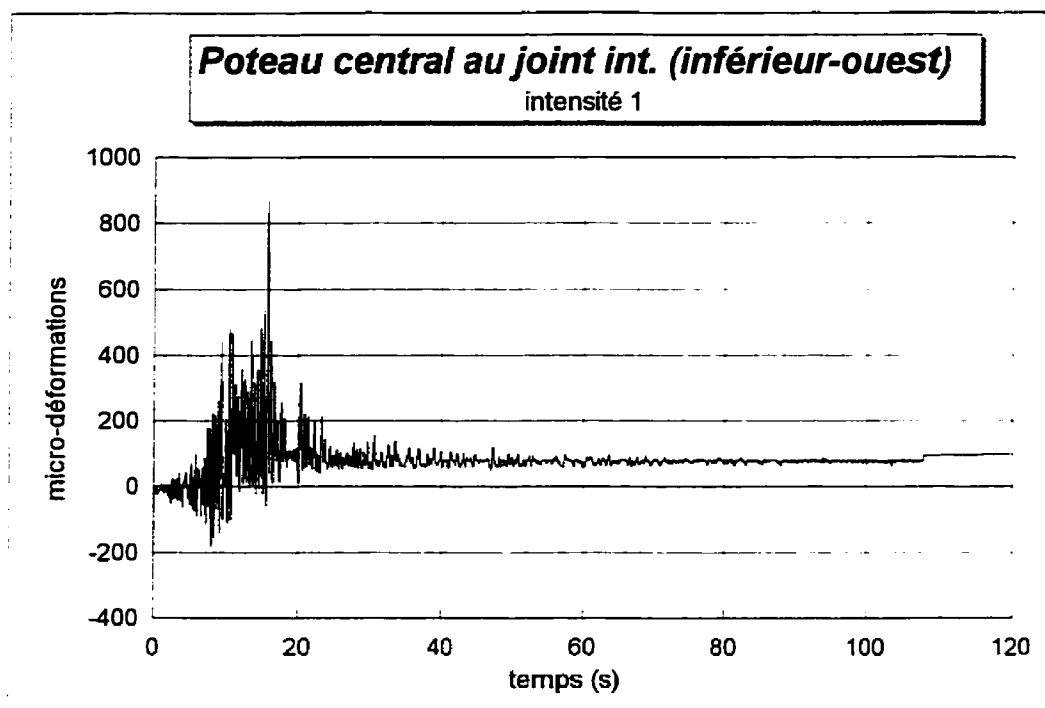


Figure G.9: Déformations des barres longitudinales du poteau central en bas et à l'ouest du joint central.

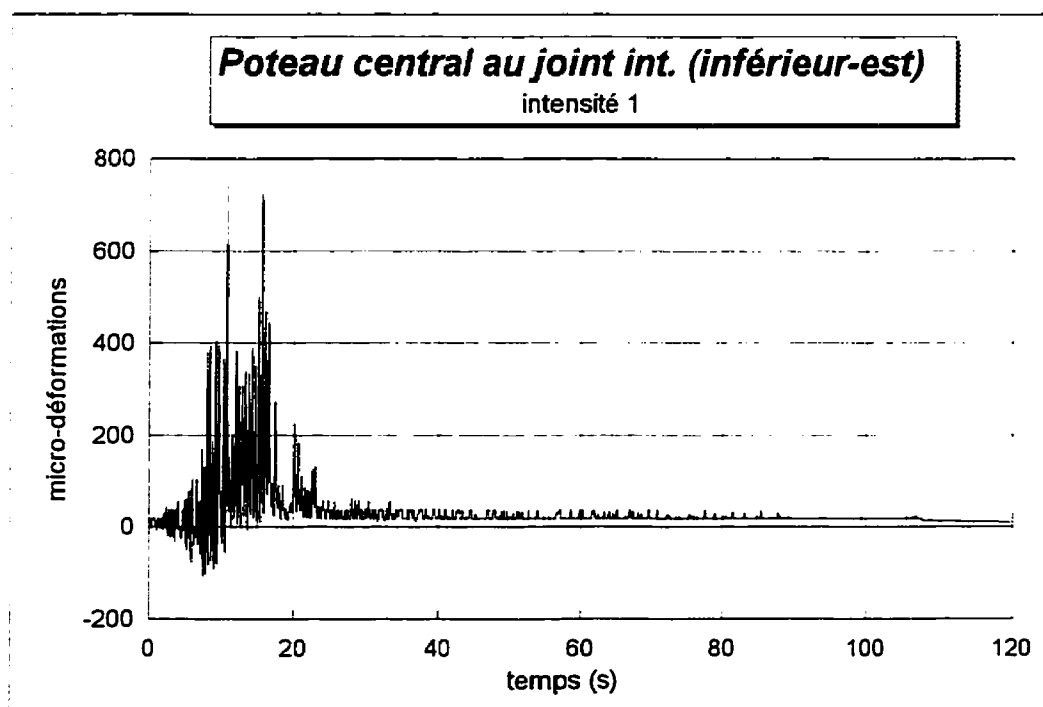


Figure G.10: Déformations des barres longitudinales du poteau central en bas et à l'est du joint central.

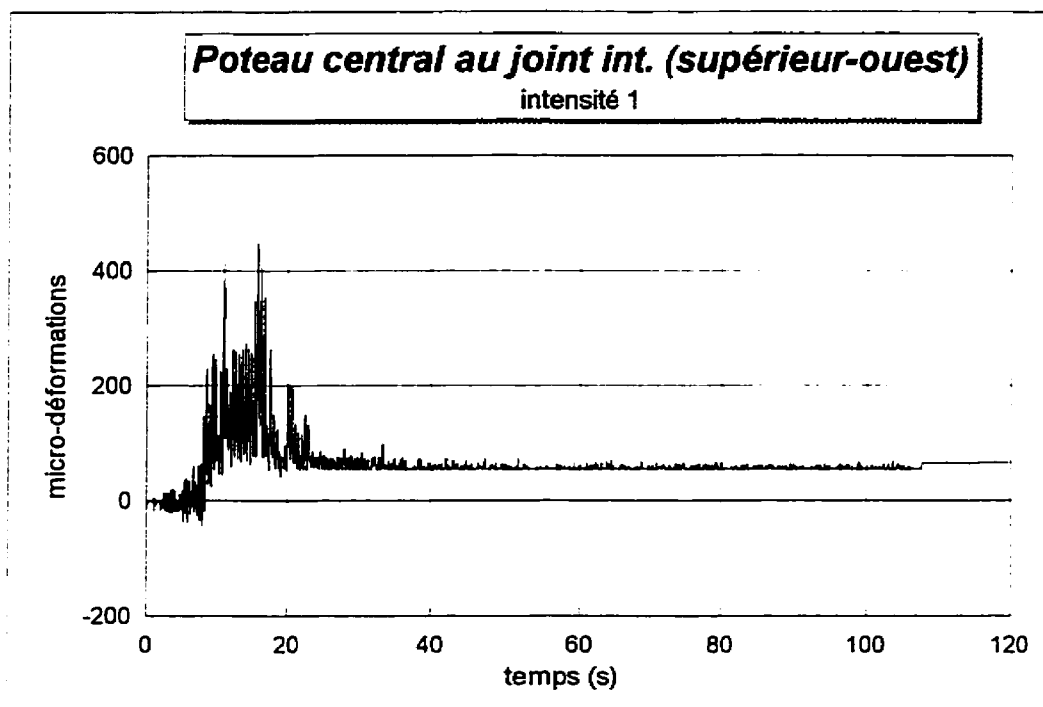


Figure G.11: Déformations des barres longitudinales du poteau central en haut et à l'ouest du joint central.

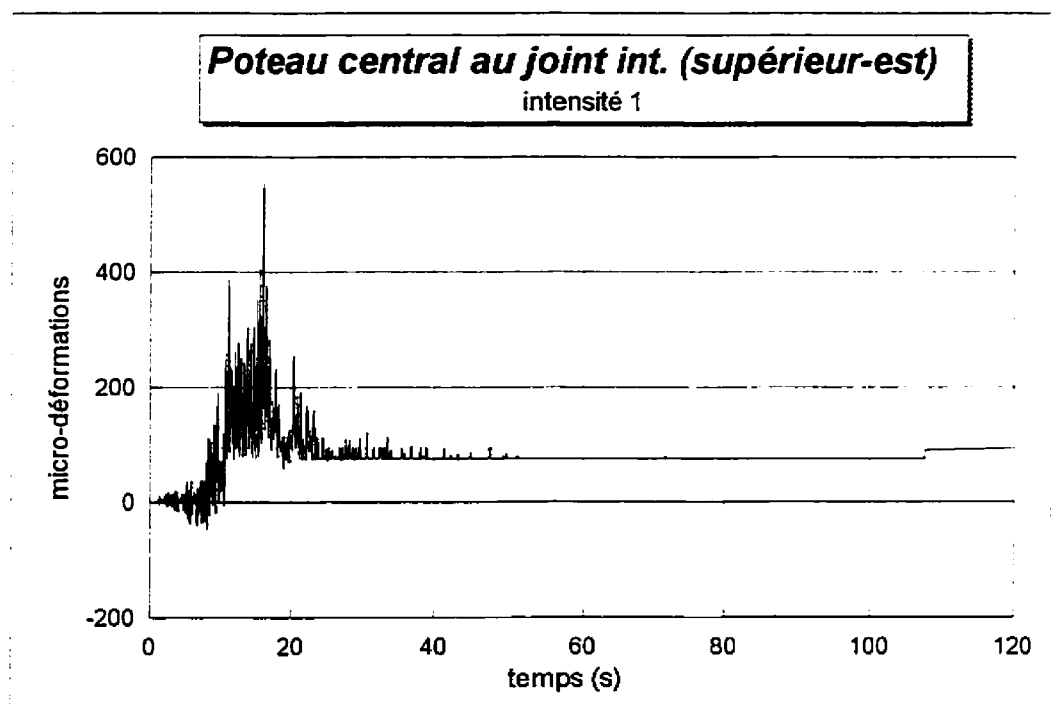


Figure G.12: Déformations des barres longitudinales du poteau central en haut et à l'est du joint central.

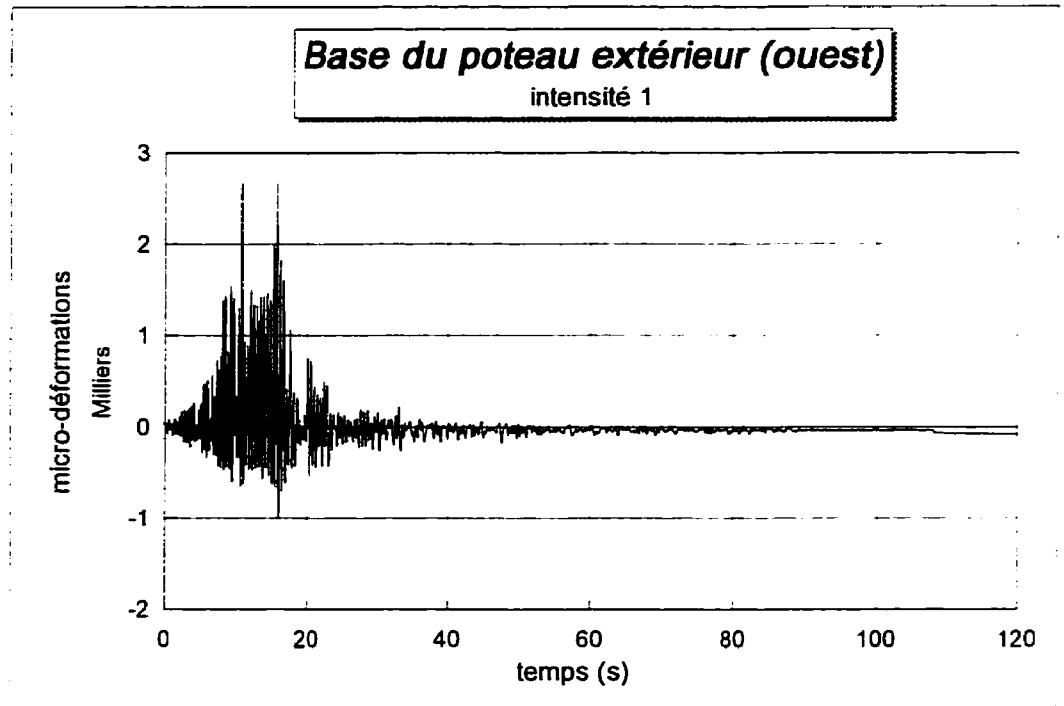


Figure G.13: Déformations des barres longitudinales à la base du poteau extérieur (ouest).

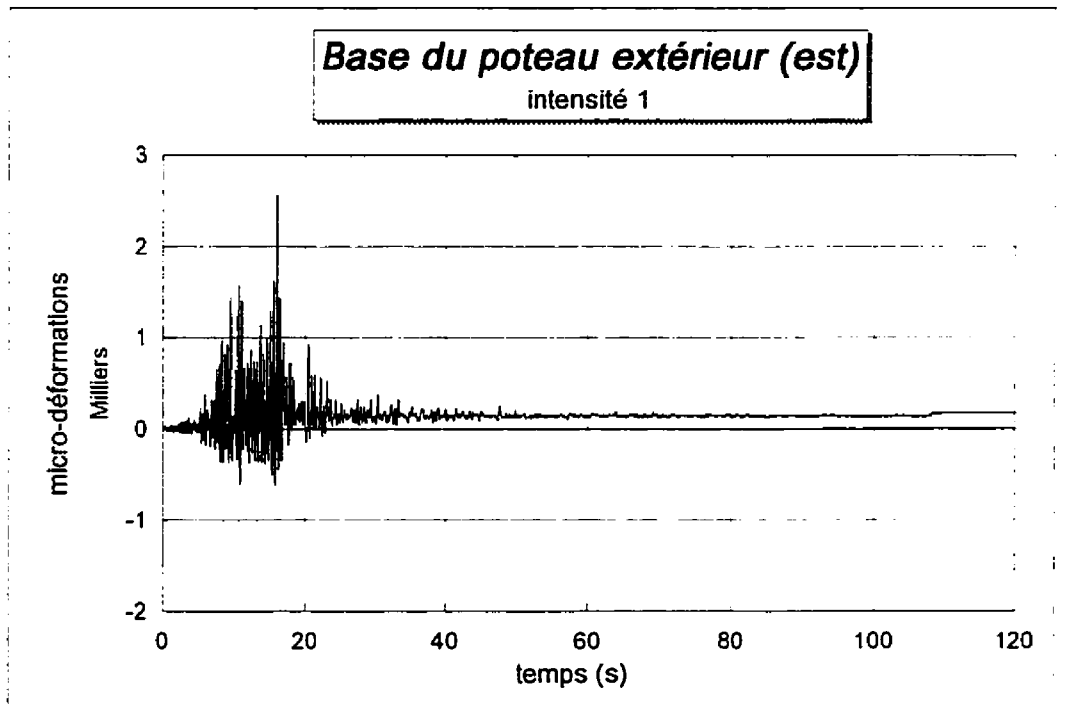


Figure G.14: Déformations des barres longitudinales à la base du poteau extérieur (est).

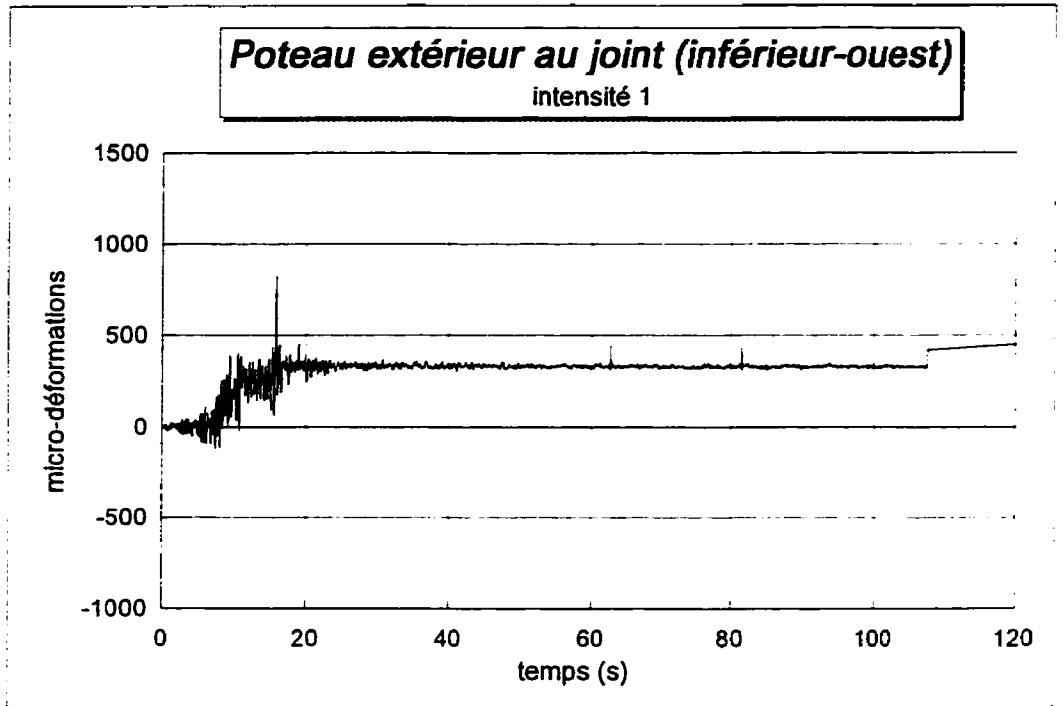


Figure G.15: Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en bas et à l'ouest du joint.

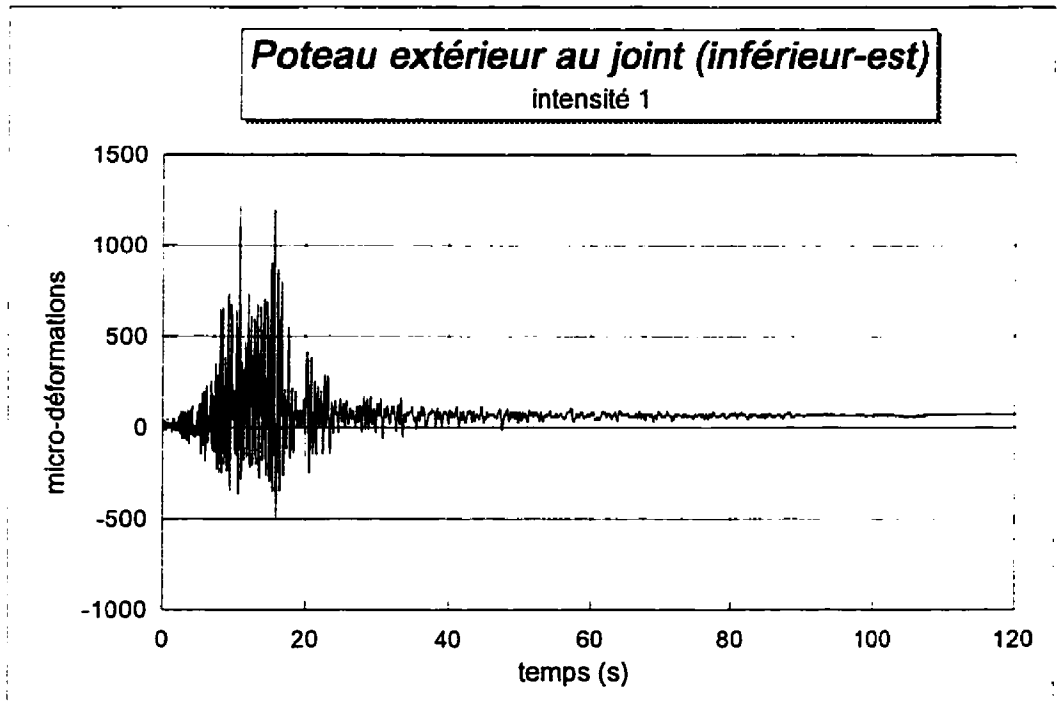


Figure G.16: Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en bas et à l'est du joint.

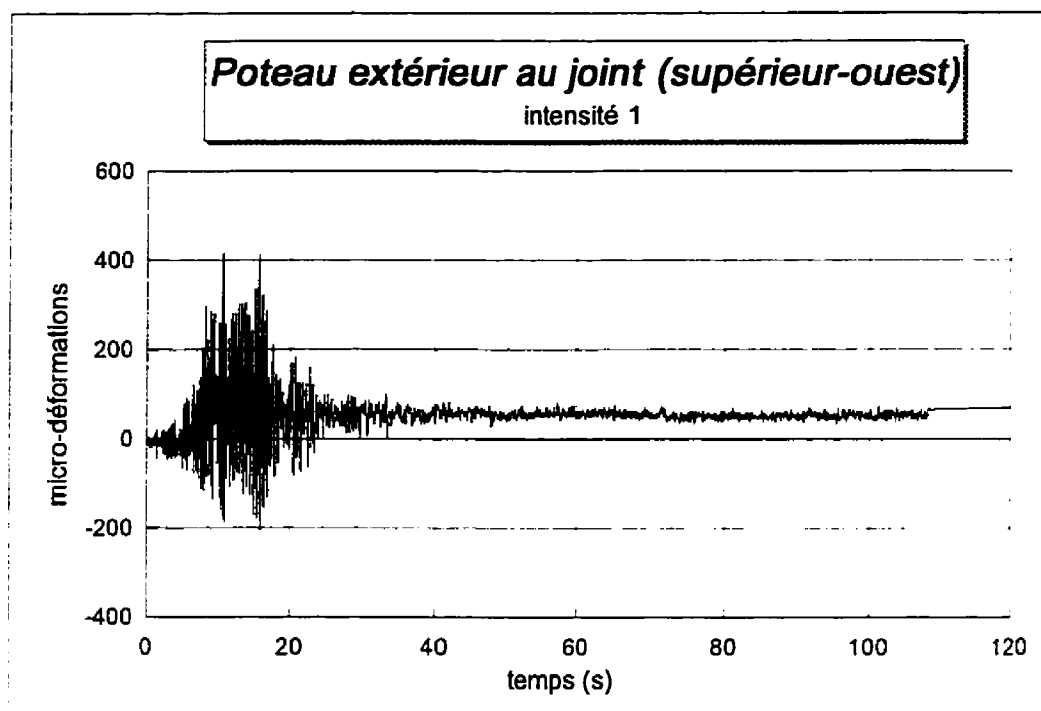


Figure G.17: Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en haut et à l'ouest du joint.

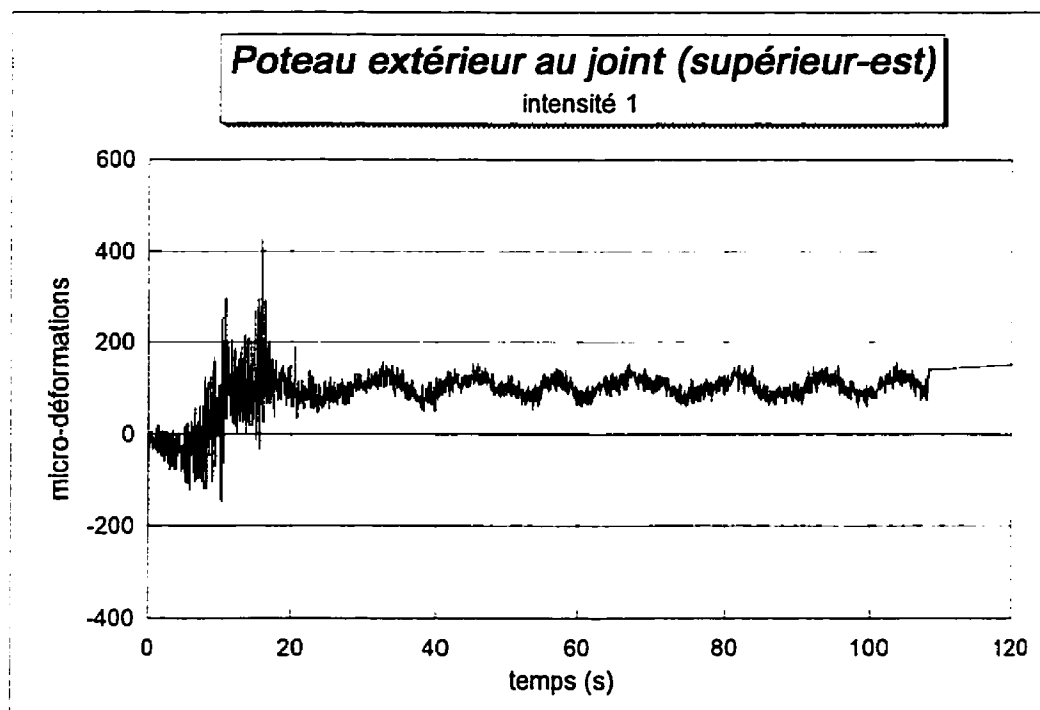


Figure G.18: Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en haut et à l'est du joint.

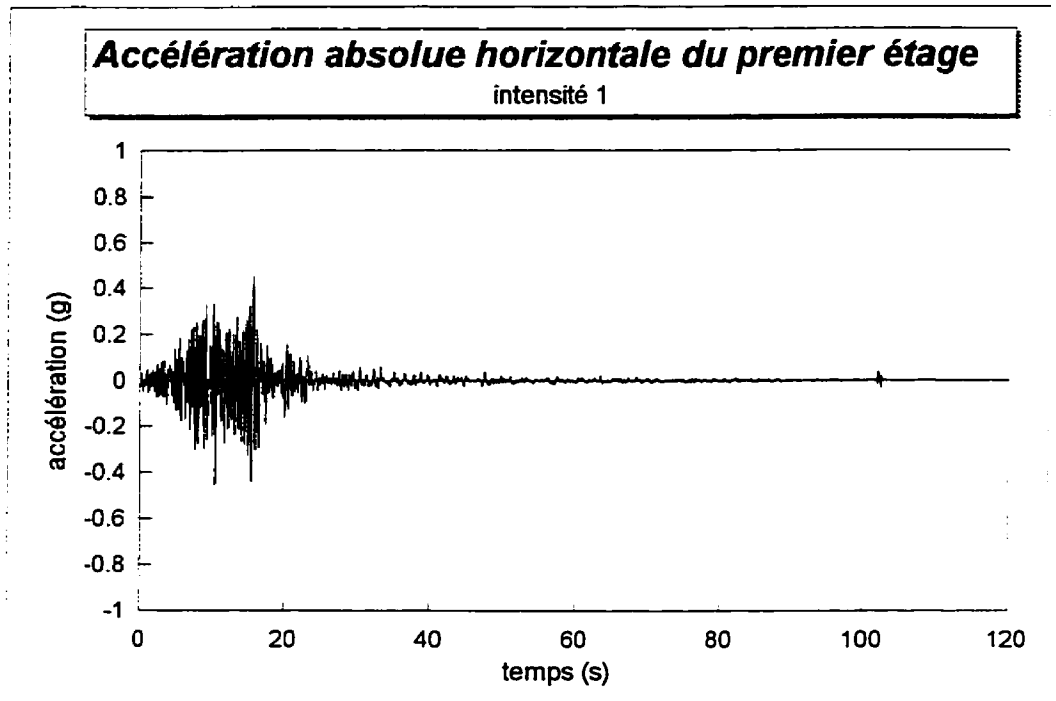


Figure G.19: Accélération absolue horizontale du premier étage.

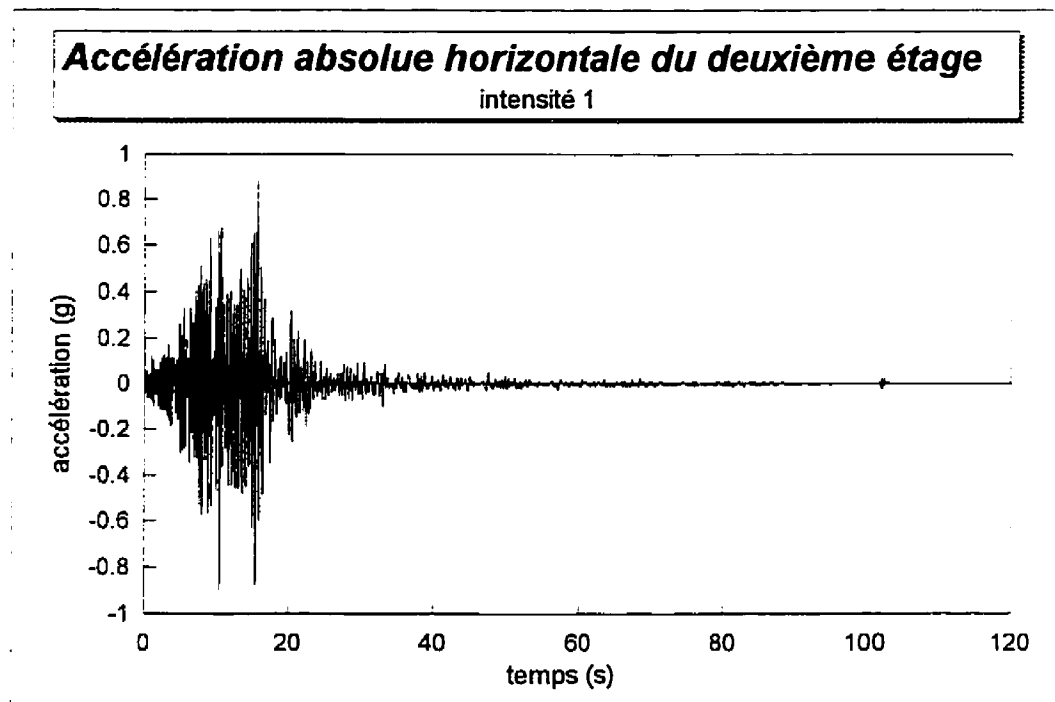


Figure G.20: Accélération absolue horizontale du deuxième étage.

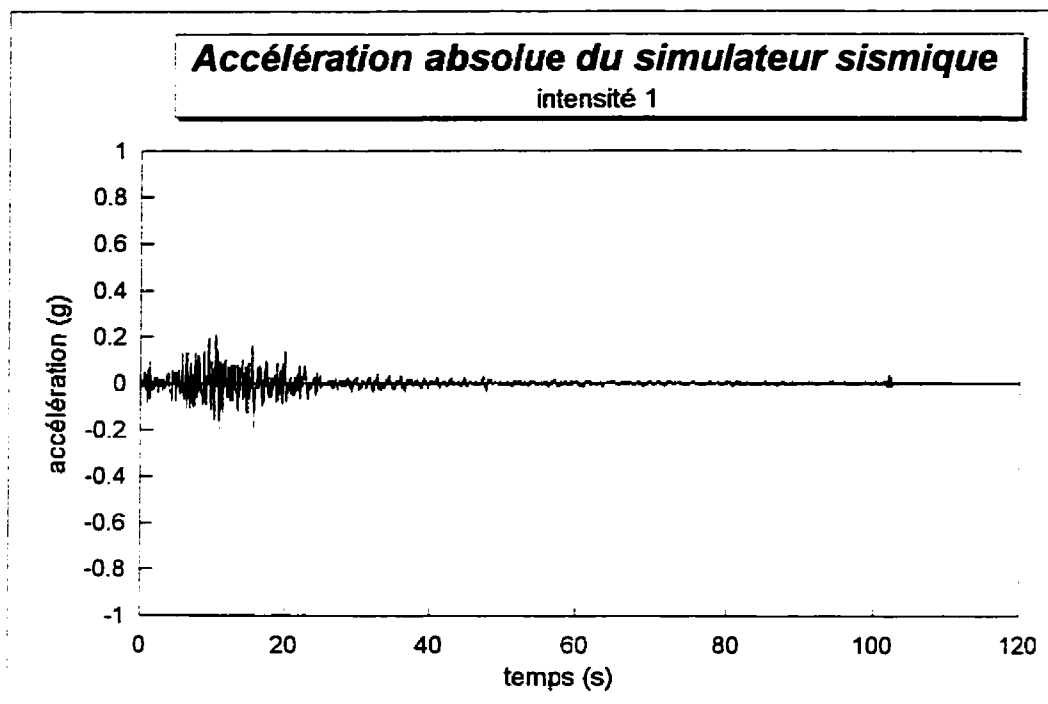


Figure G.21: Accélération absolue du simulateur sismique.

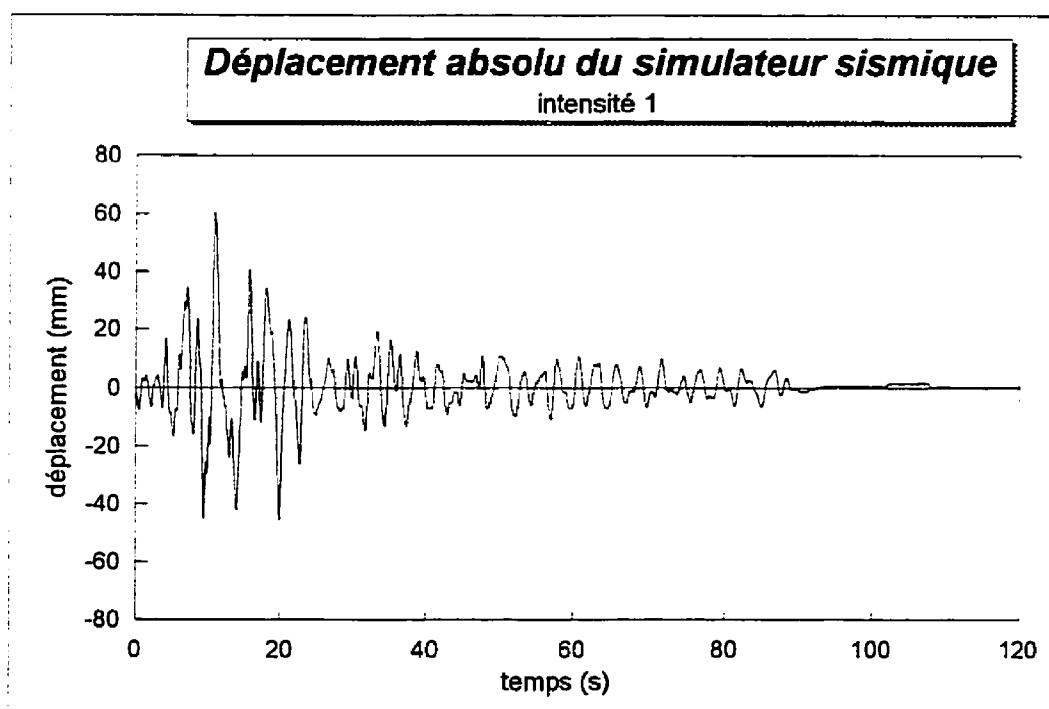


Figure G.22: Déplacement absolu du simulateur sismique.

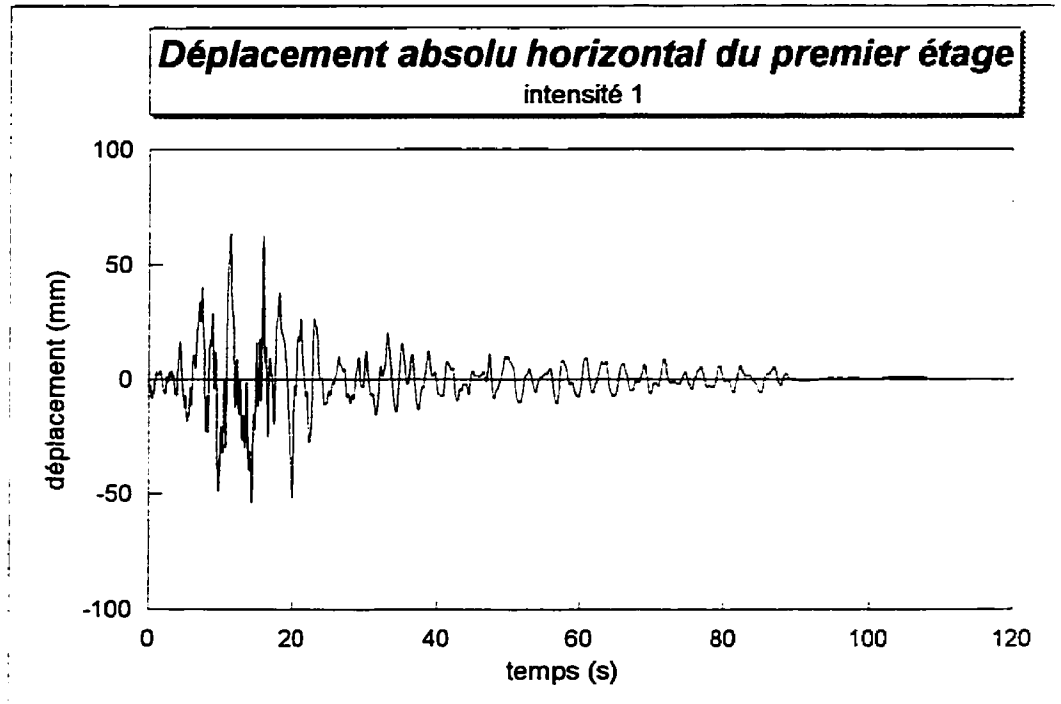


Figure G.23: Déplacement absolu horizontal du premier étage.

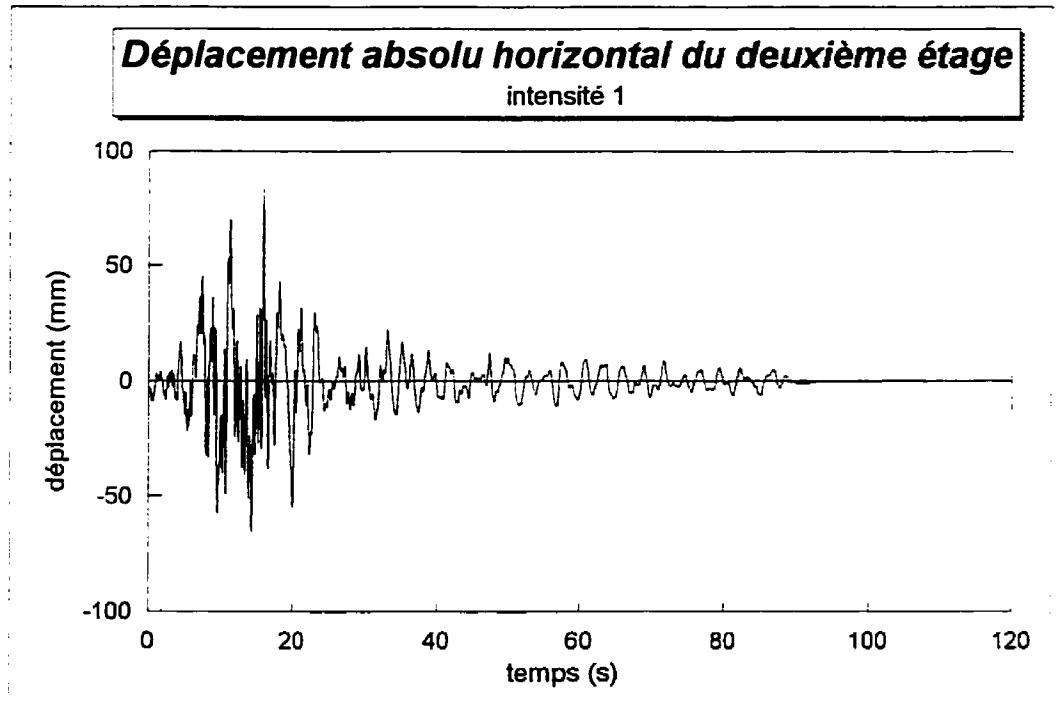


Figure G.24: Déplacement absolu horizontal du deuxième étage.

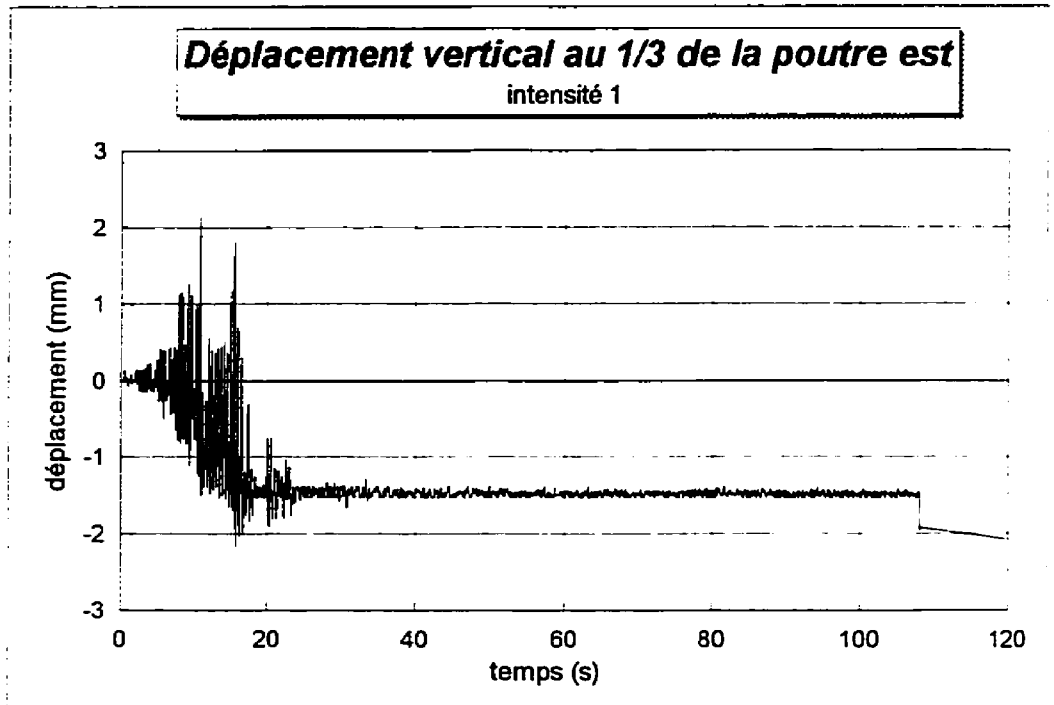


Figure G.25: Déplacement vertical au 1/3 de la poutre est.

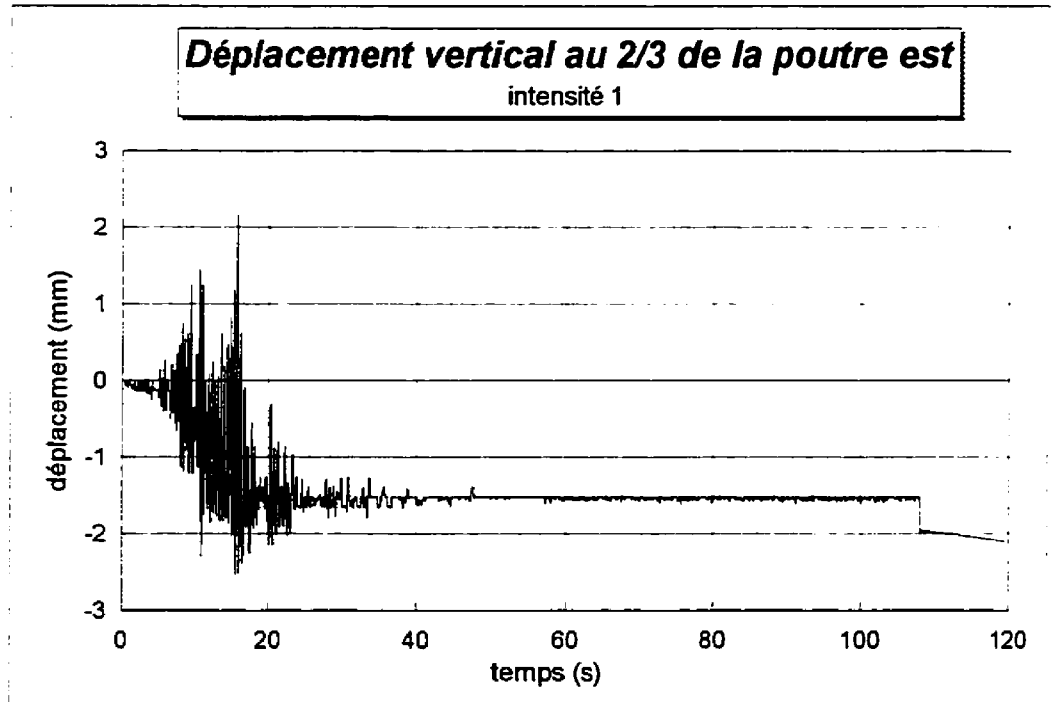


Figure G.26: Déplacement vertical au 2/3 de la poutre est.

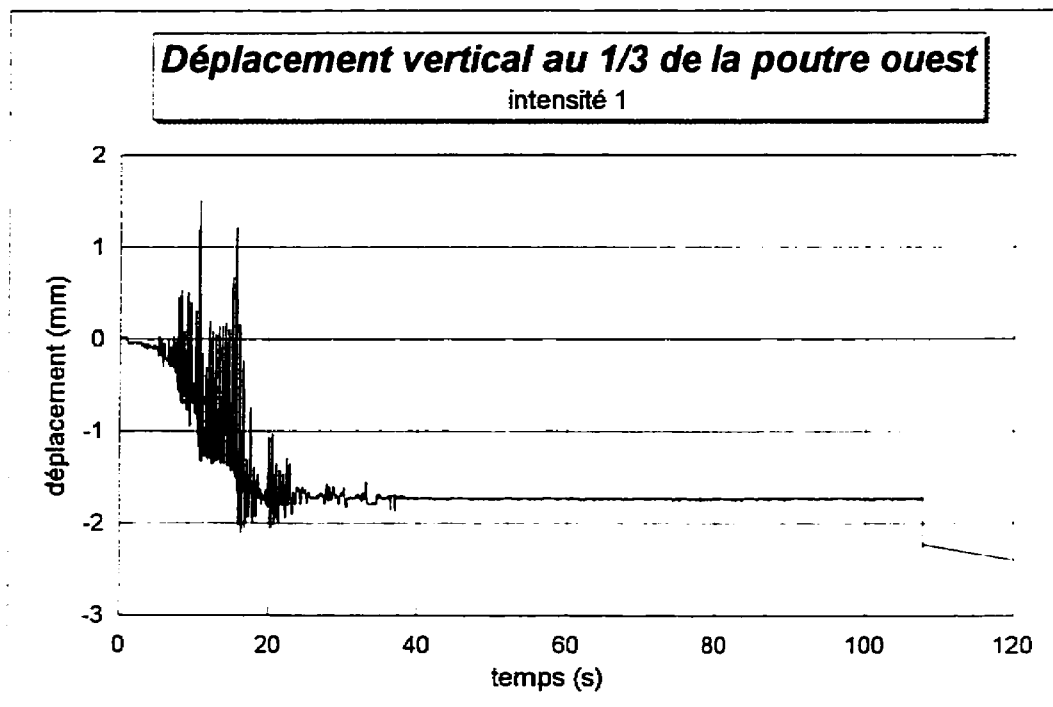


Figure G.27: Déplacement vertical au 1/3 de la poutre ouest.

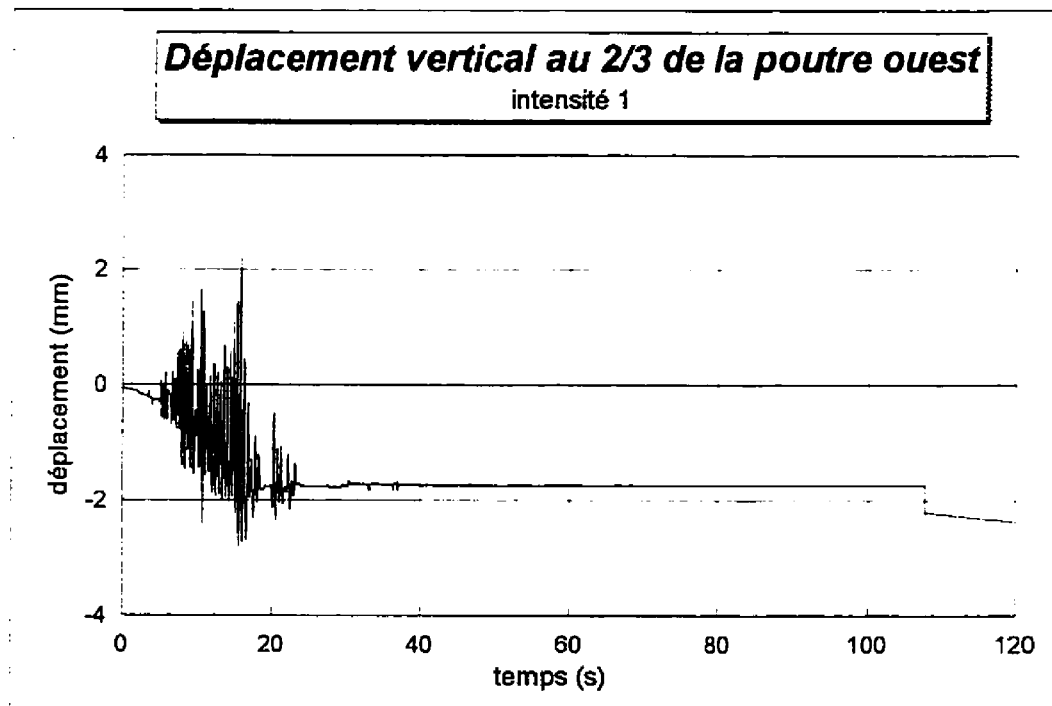


Figure G.28: Déplacement vertical au 2/3 de la poutre ouest.

ANNEXE H

***Historiques de tous les canaux du système
d'acquisition de données (intensité 2)***

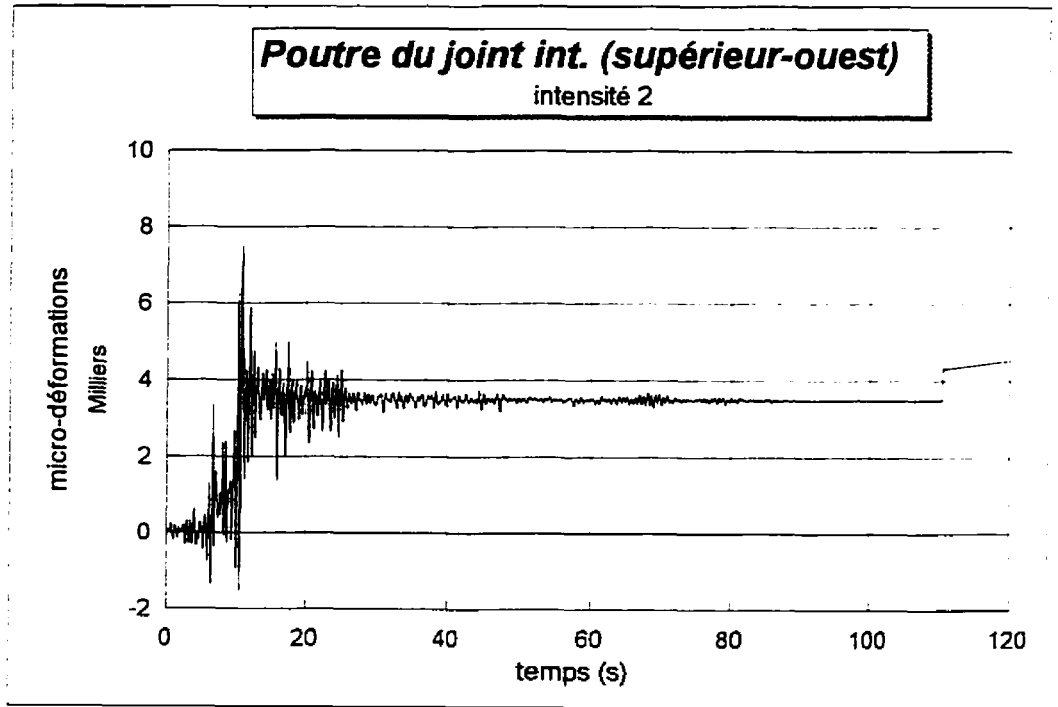


Figure H.1: Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre ouest au joint central.

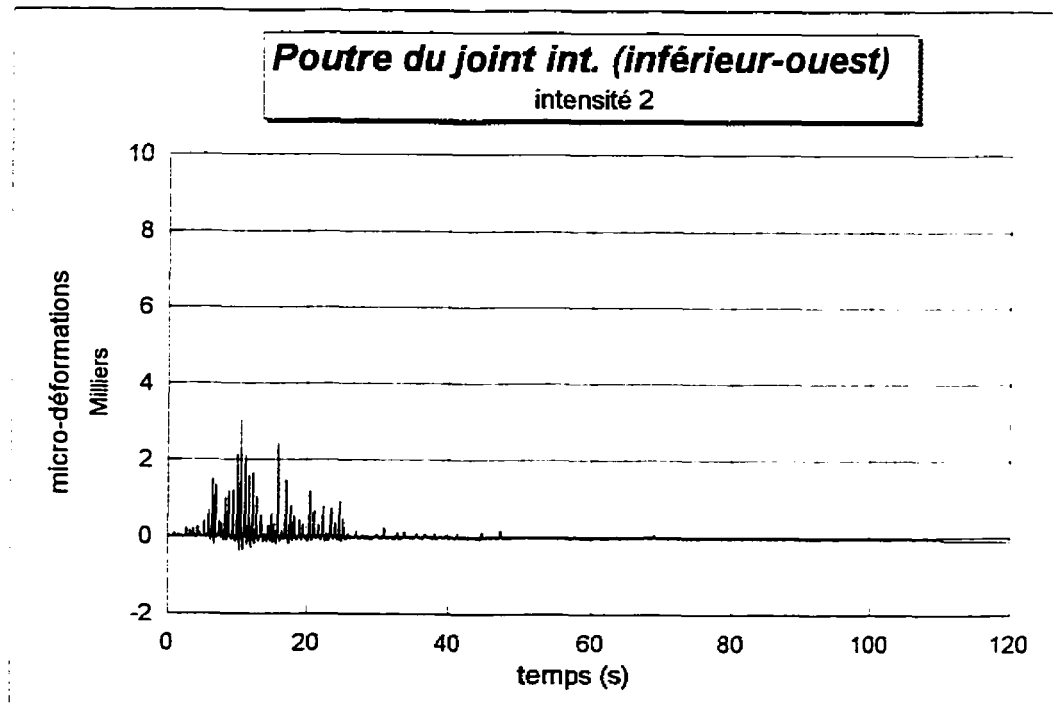


Figure H.2: Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre ouest au joint central.

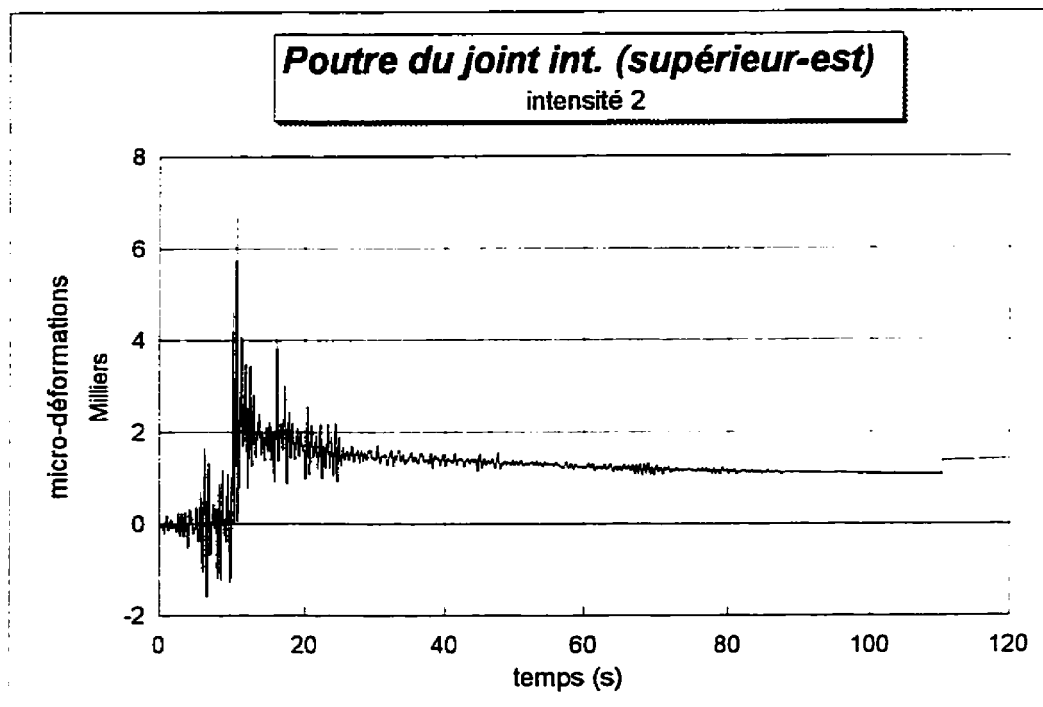


Figure H.3: Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre est au joint central.

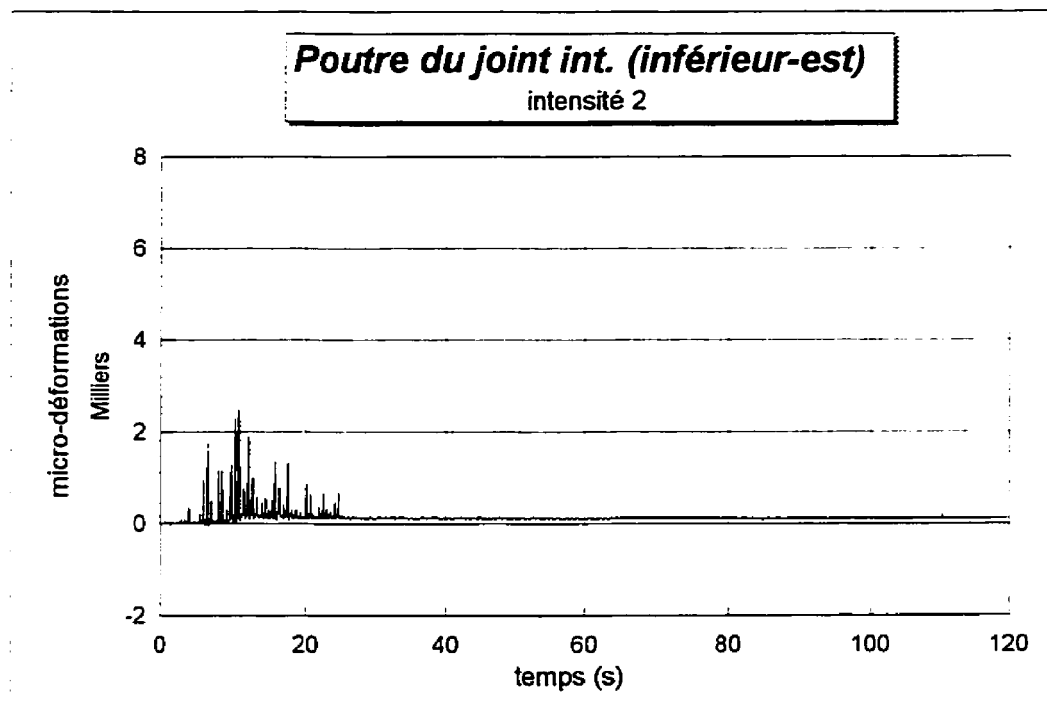


Figure H.4: Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre est au joint central.

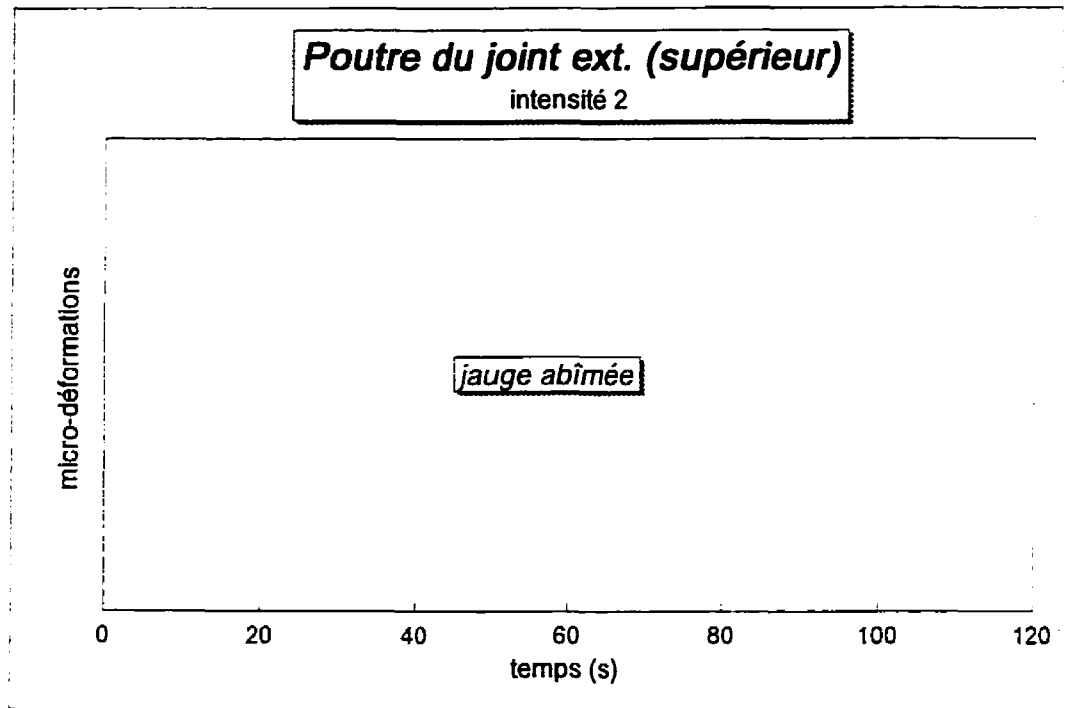


Figure H.5: Déformations des barres longitudinales supérieures de la poutre au joint extérieur.

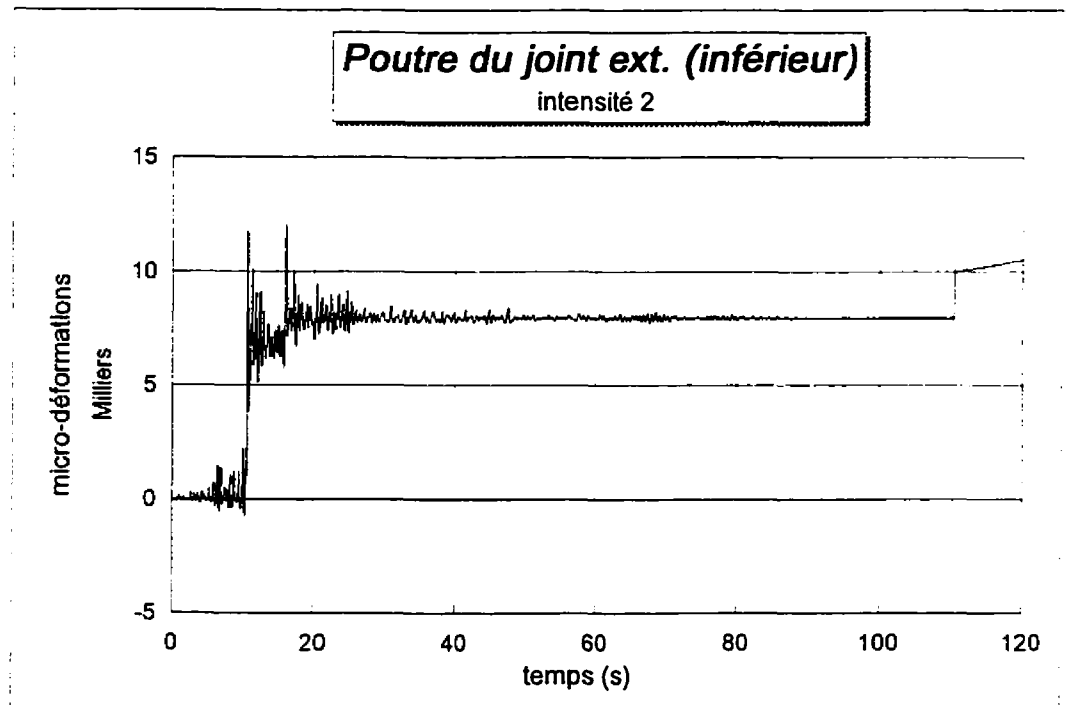


Figure H.6: Déformations des barres longitudinales inférieures de la poutre au joint extérieur.

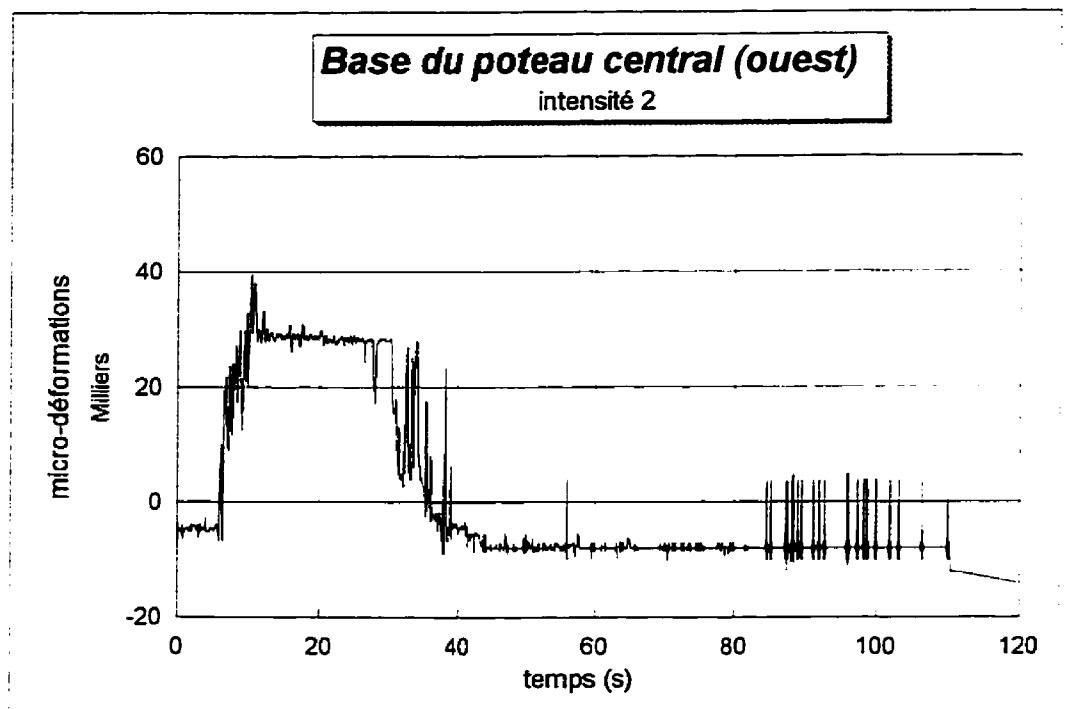


Figure H.7: Déformations des barres longitudinales à la base du poteau central (ouest)

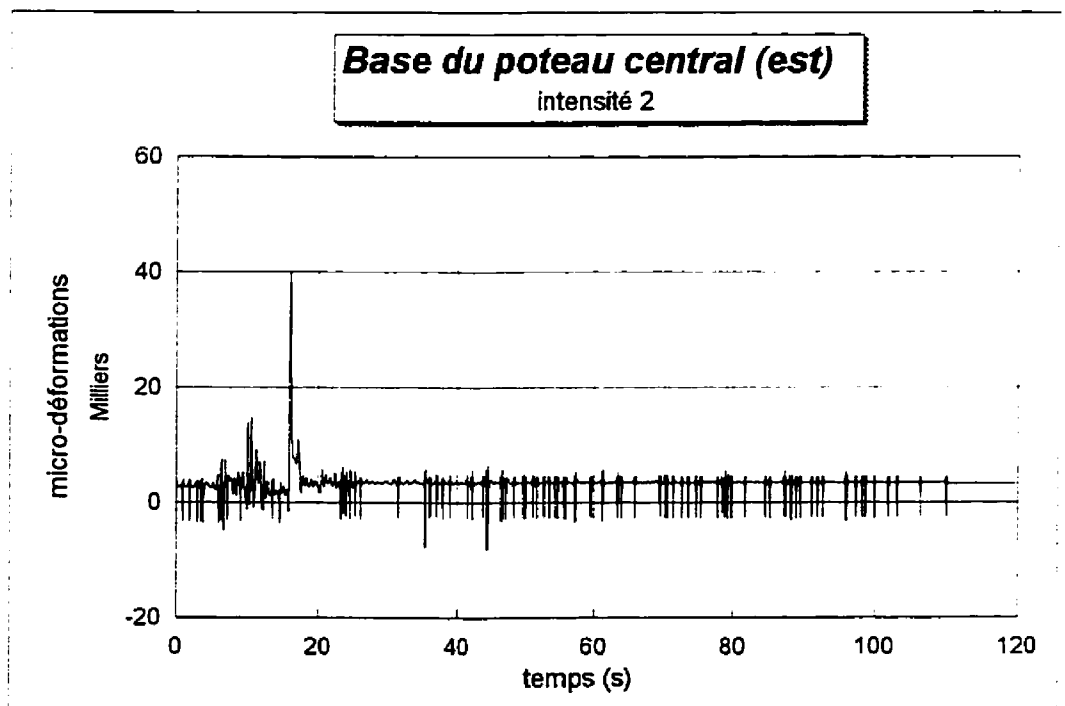


Figure H.8: Déformations des barres longitudinales à la base du poteau central (est).

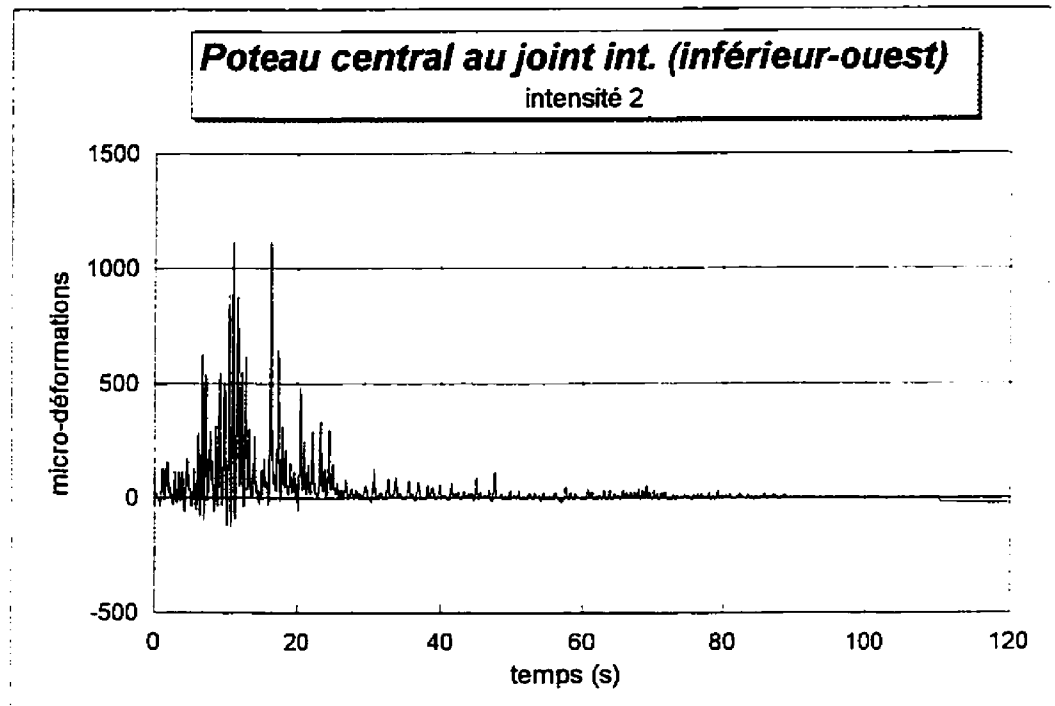


Figure H.9: Déformations des barres longitudinales du poteau central en bas et à l'ouest du joint central.

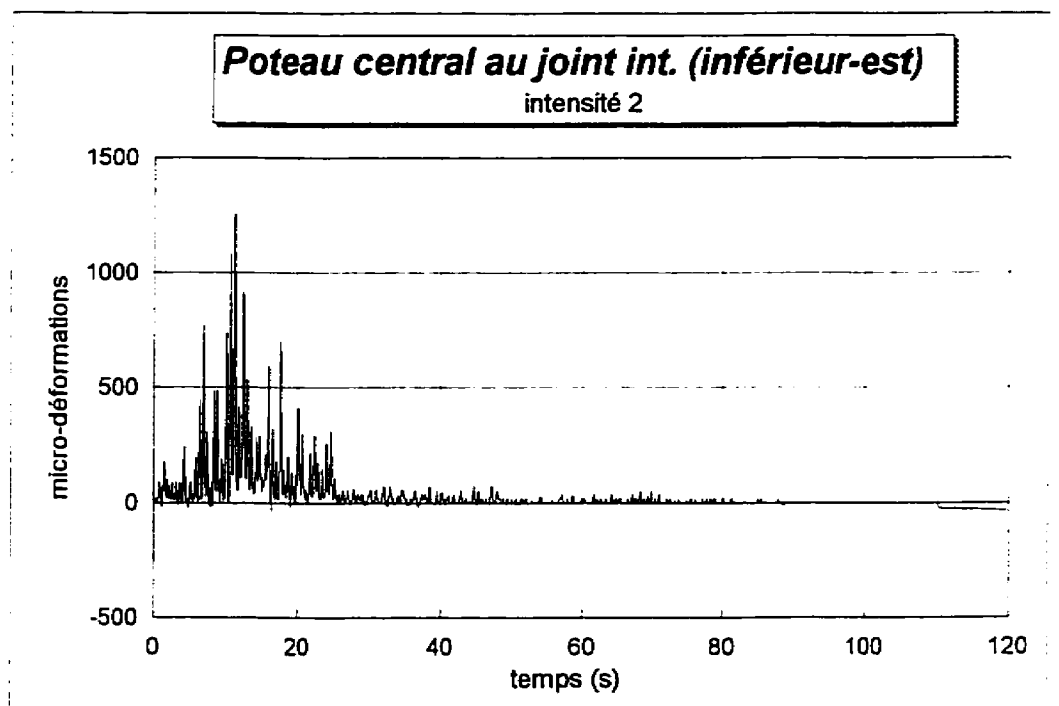


Figure H.10: Déformations des barres longitudinales du poteau central en bas et à l'est du joint central.

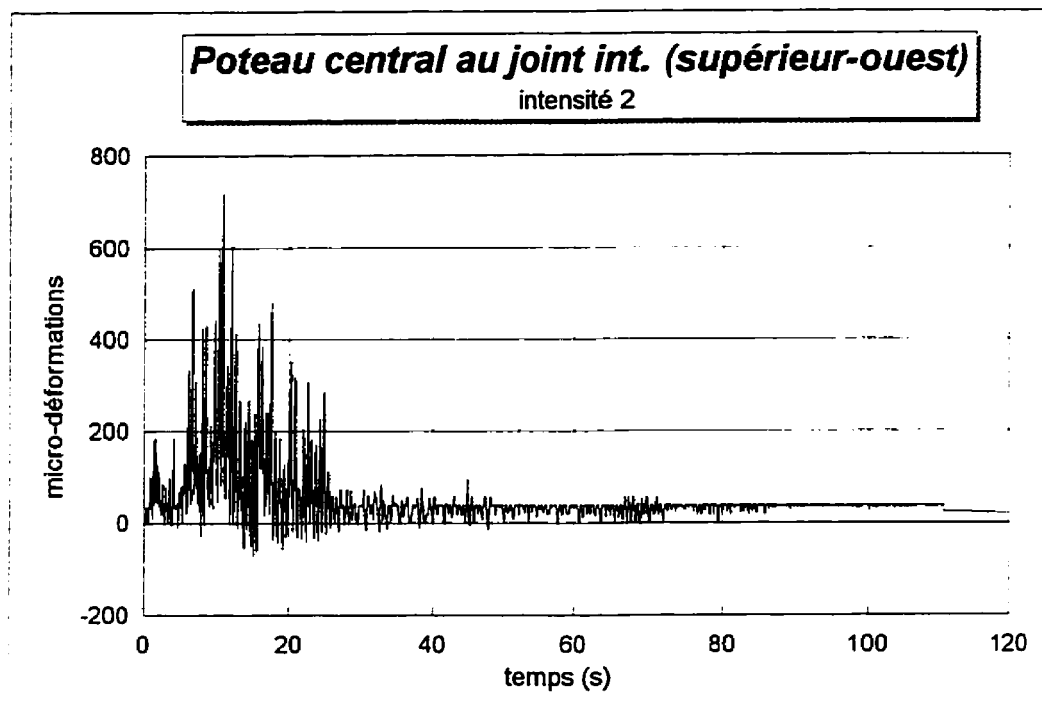


Figure H.11: Déformations des barres longitudinales du poteau central en haut et à l'ouest du joint central.

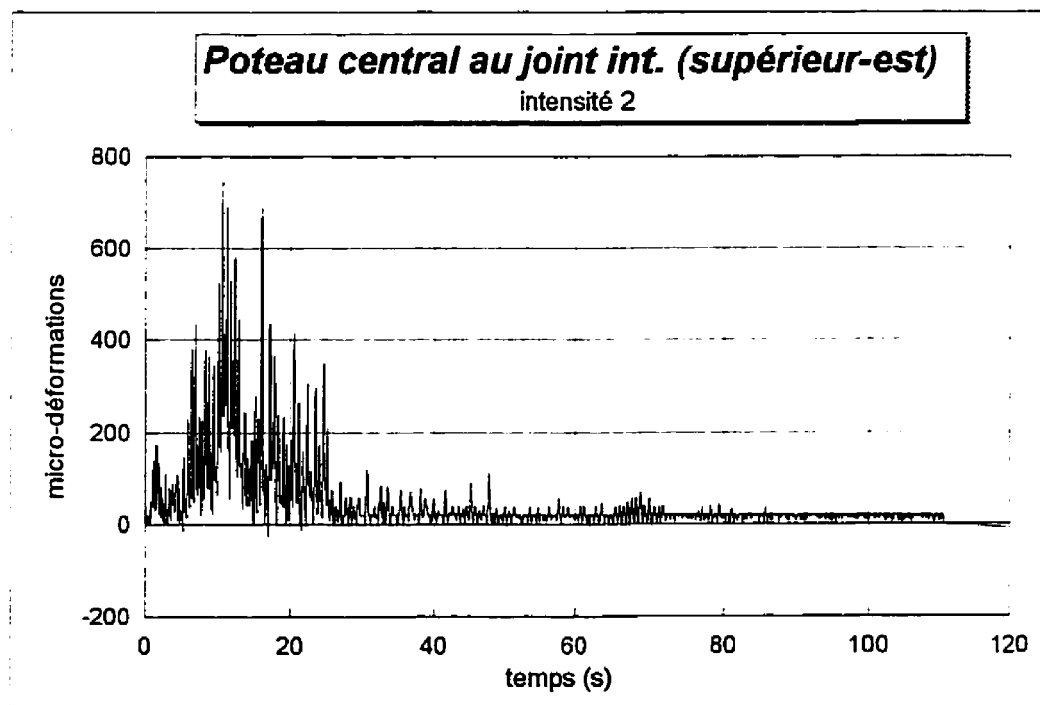


Figure H.12: Déformations des barres longitudinales du poteau central en haut et à l'est du joint central.

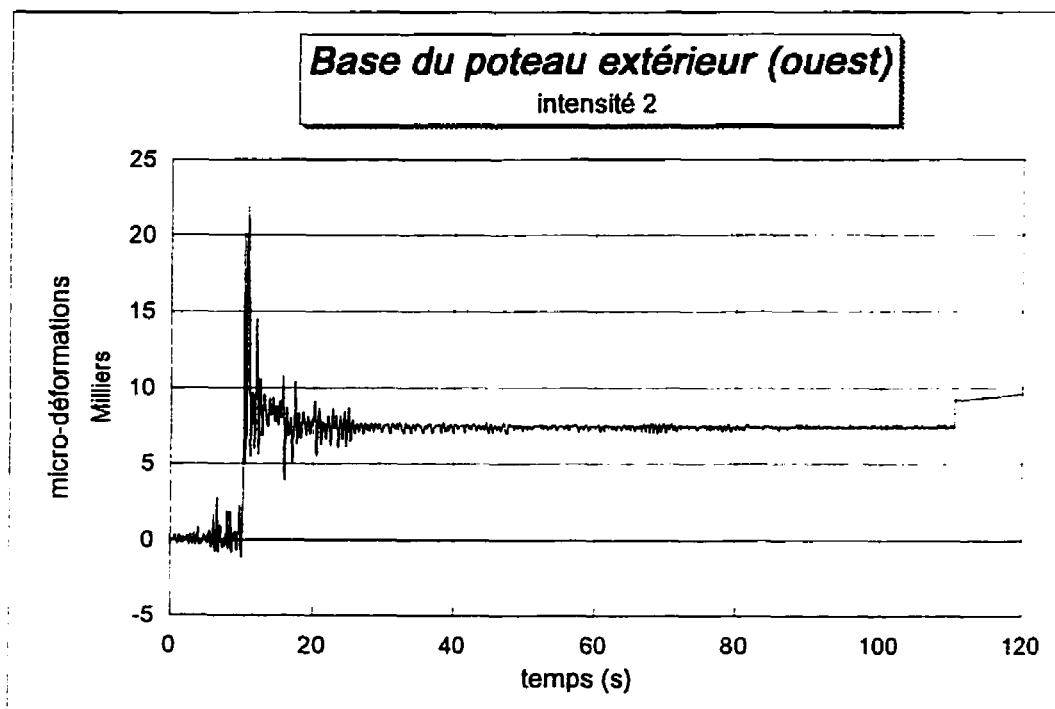


Figure H.13: Déformations des barres longitudinales à la base du poteau extérieur (ouest).

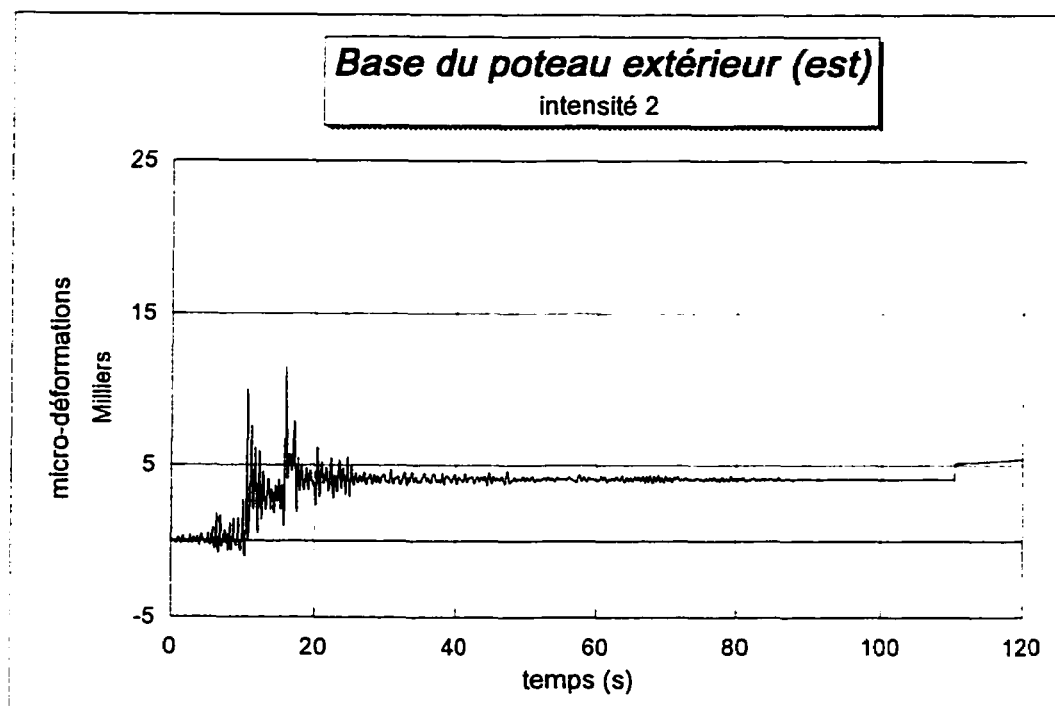


Figure H.14: Déformations des barres longitudinales à la base du poteau extérieur (est).

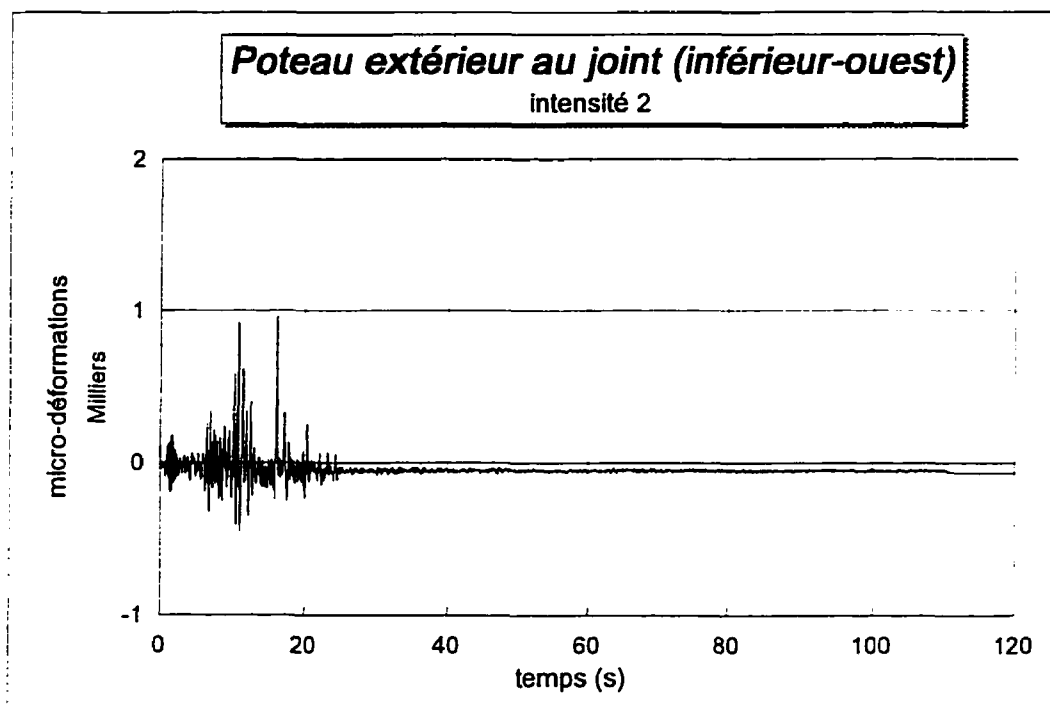


Figure H.15: Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en bas et à l'ouest du joint.

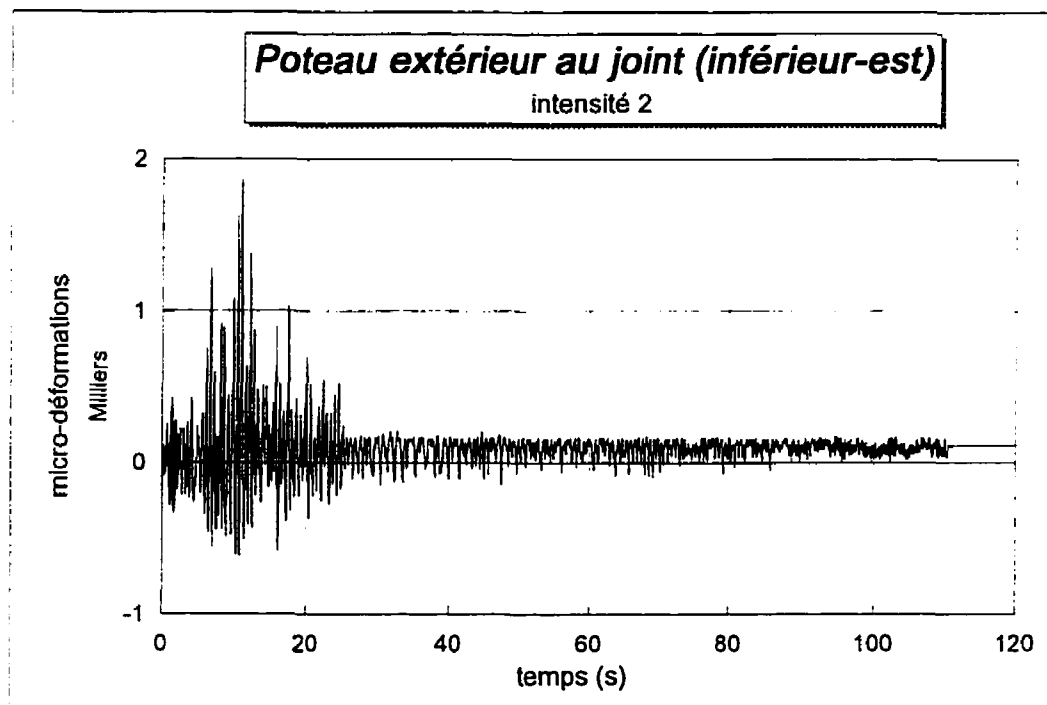


Figure H.16: Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en bas et à l'est du joint.

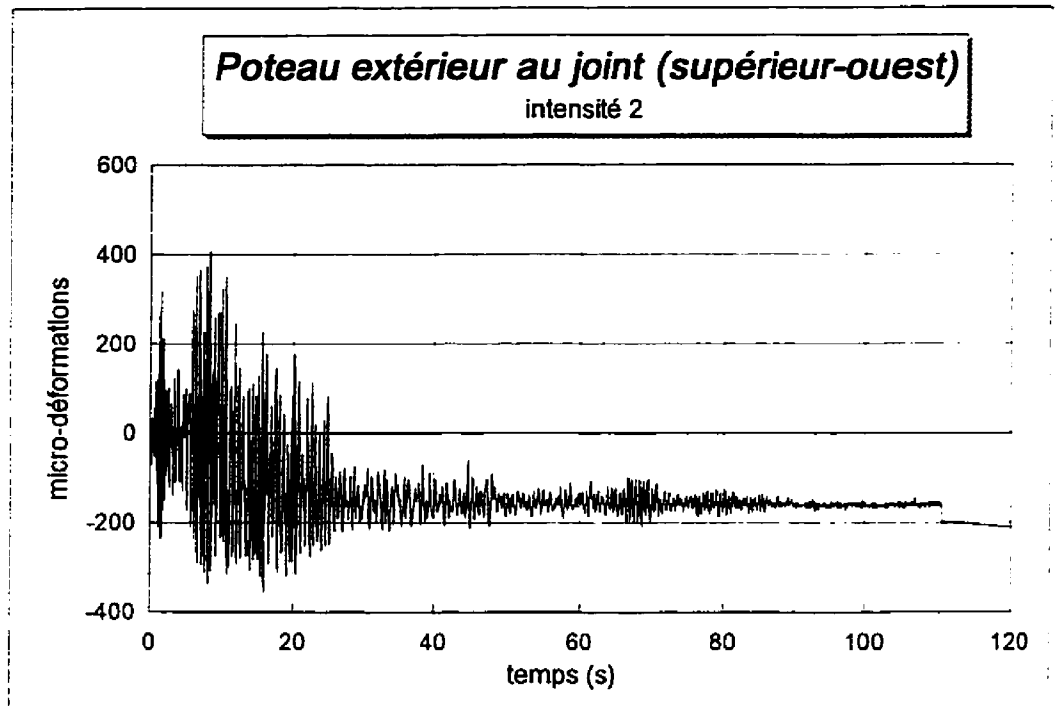


Figure H.17: Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en haut et à l'ouest du joint.

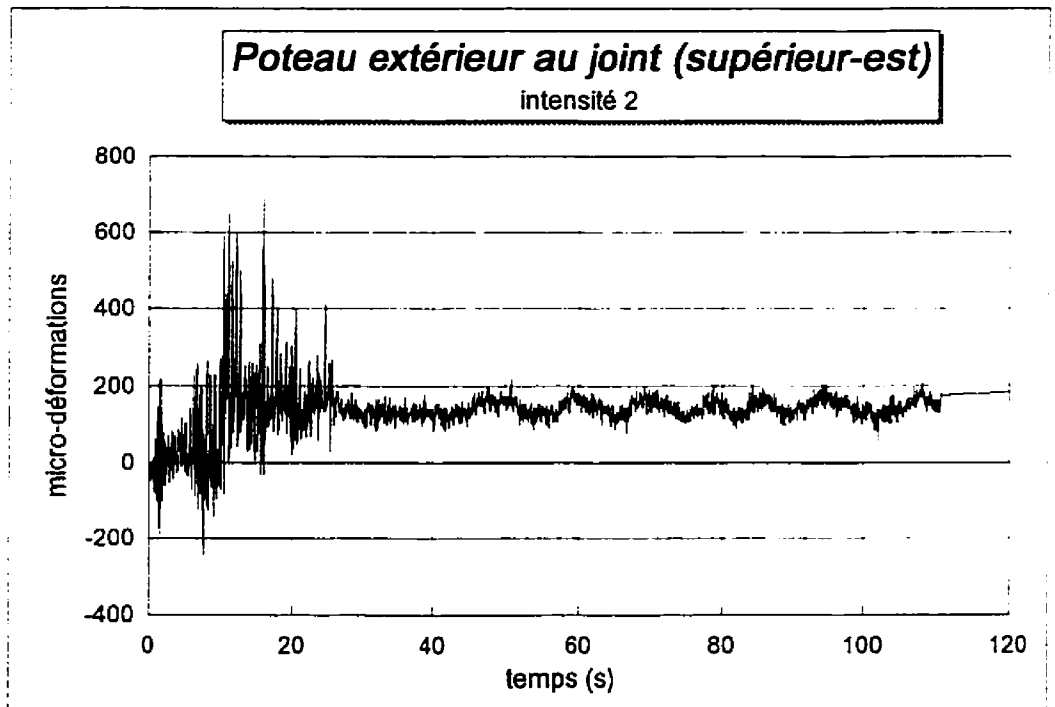


Figure H.18: Déformations des barres longitudinales du poteau extérieur en haut et à l'est du joint.

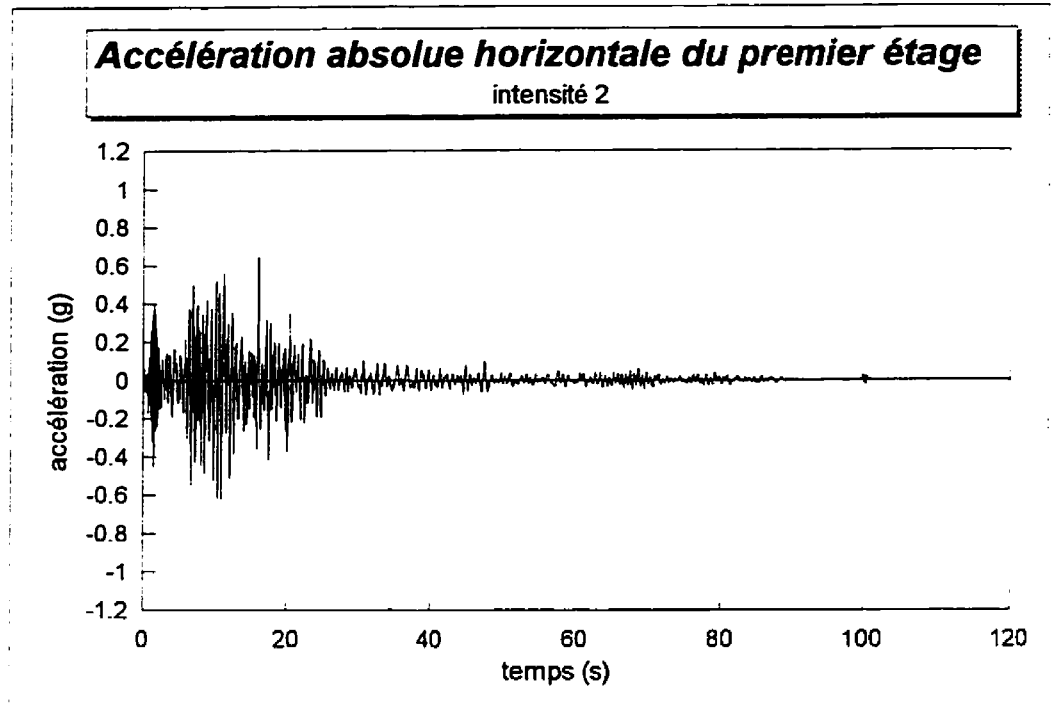


Figure H.19: Accélération absolue horizontale du premier étage.

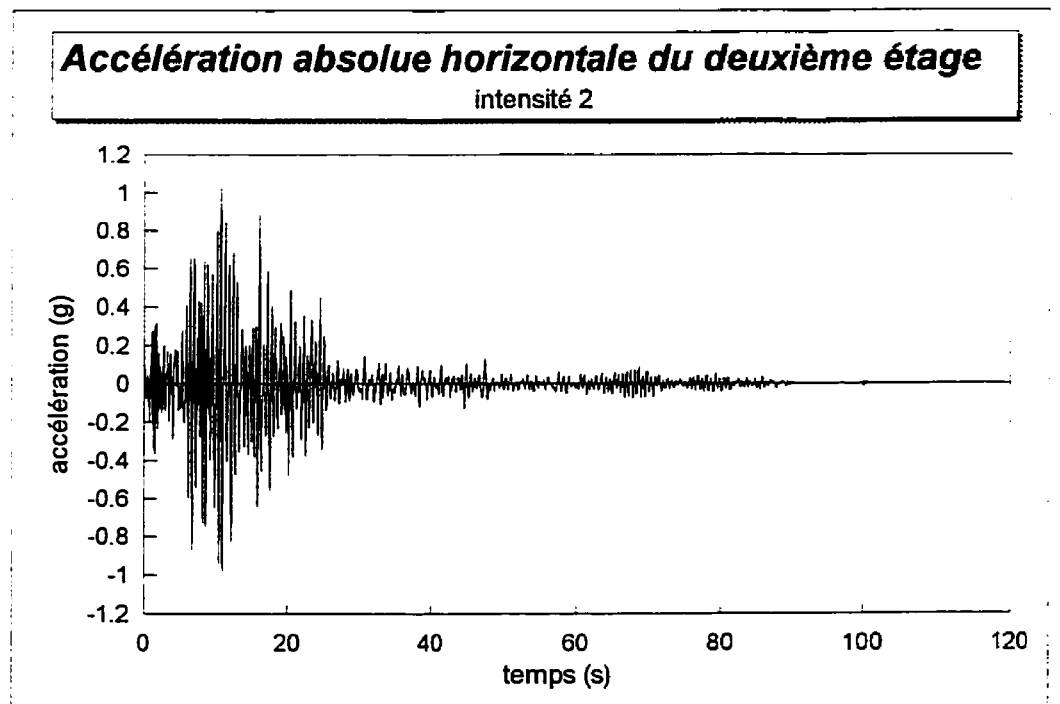


Figure H.20: Accélération absolue horizontale du deuxième étage.

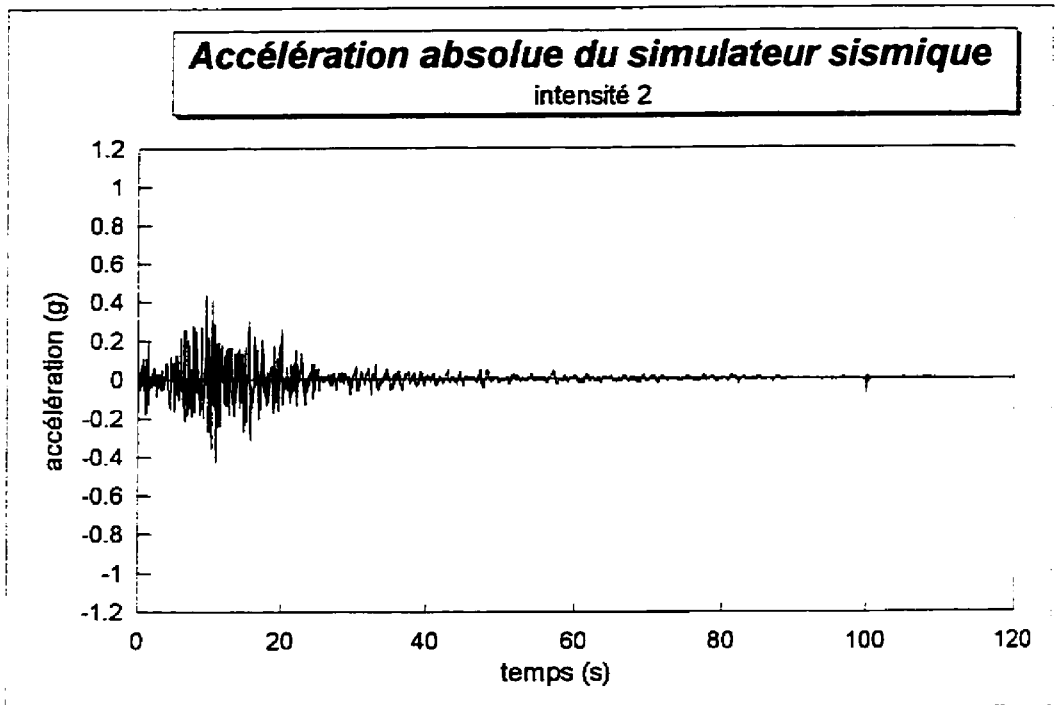


Figure H.21: Accélération absolue du simulateur sismique.

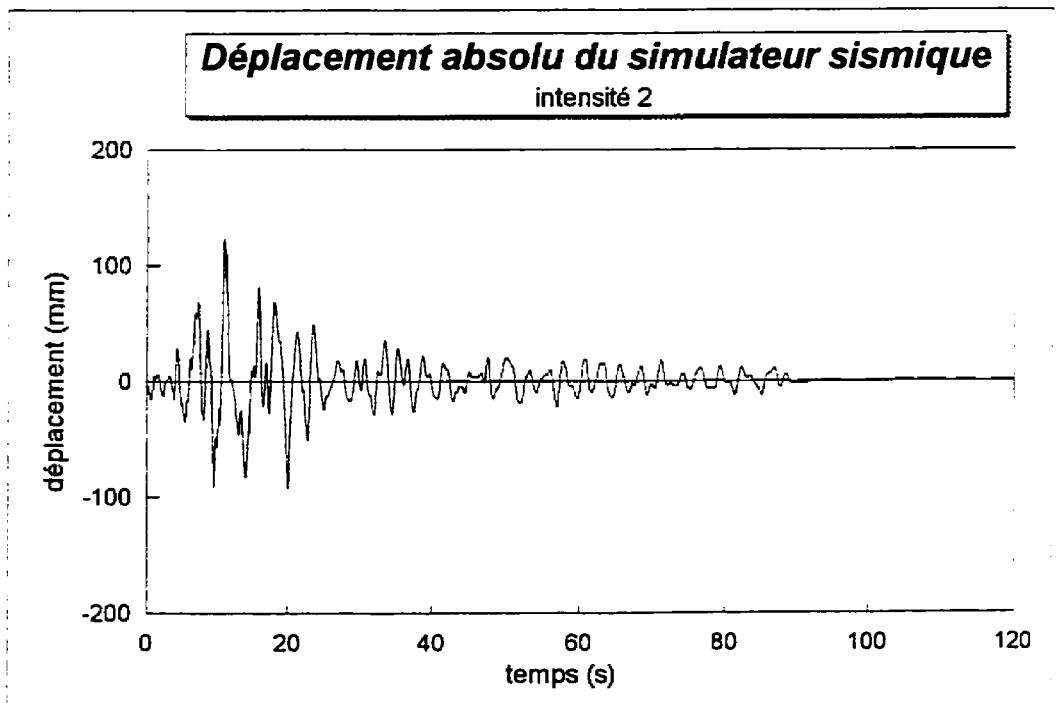


Figure H.22: Déplacement absolu du simulateur sismique.

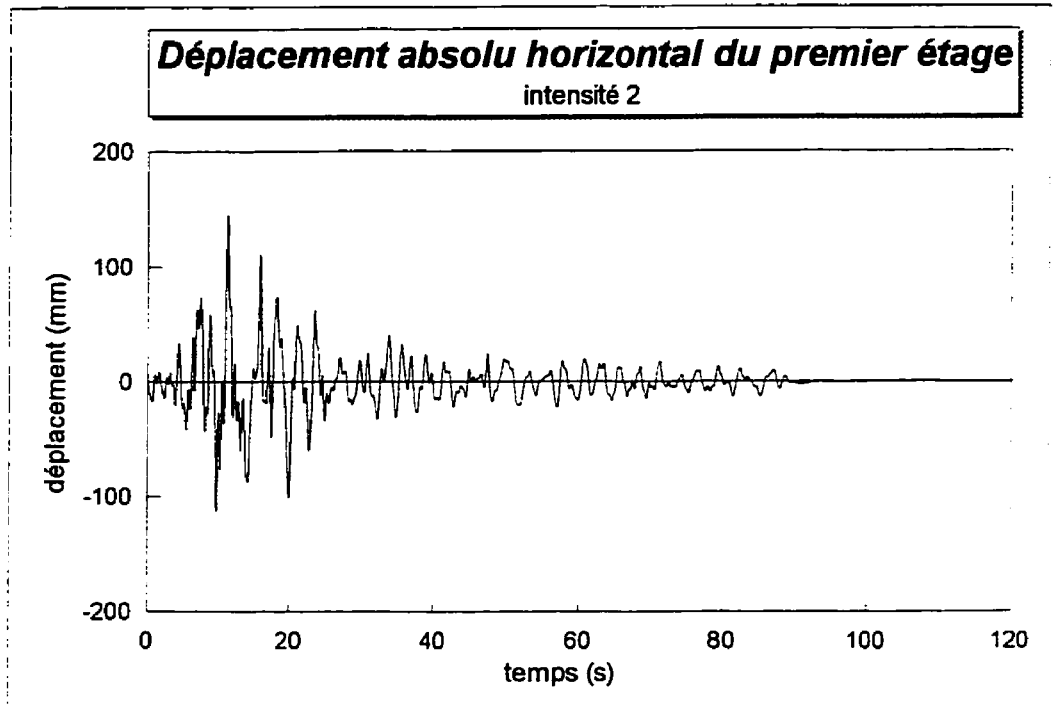


Figure H.23: Déplacement absolu horizontal du premier étage.

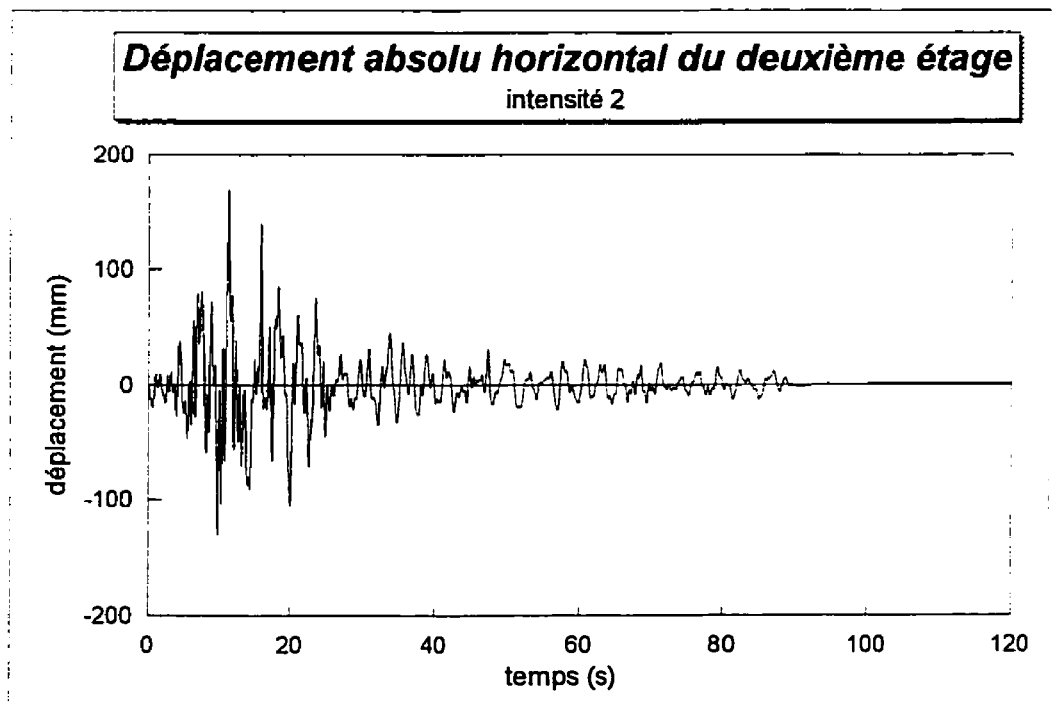


Figure H.24: Déplacement absolu horizontal du deuxième étage.

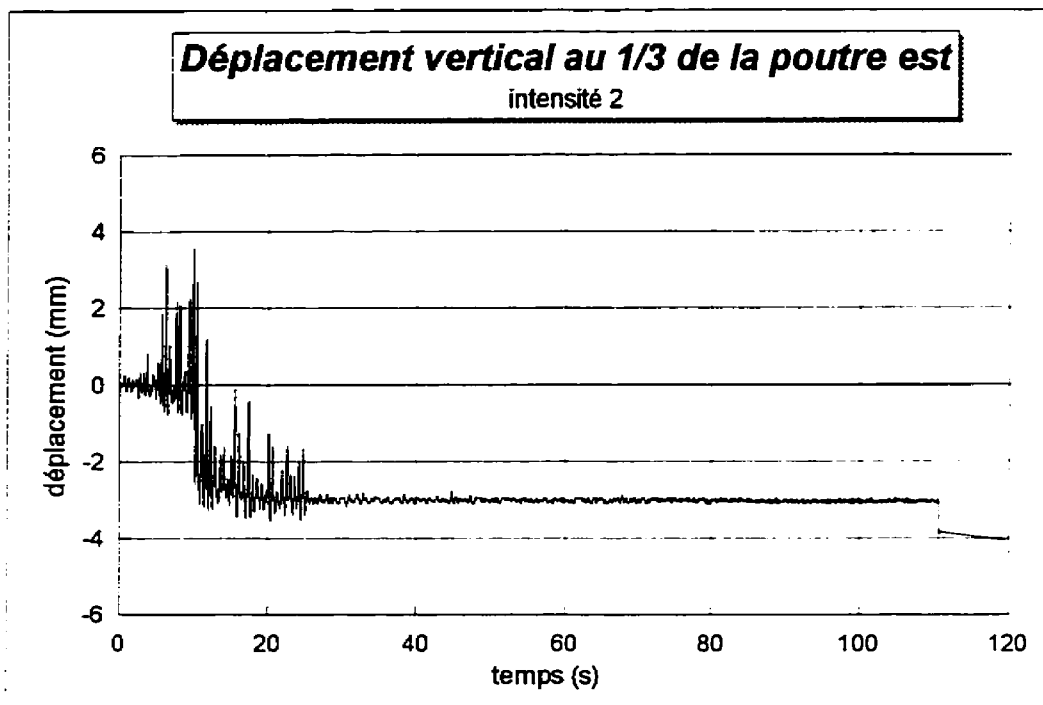


Figure H.25: Déplacement vertical au 1/3 de la poutre est.

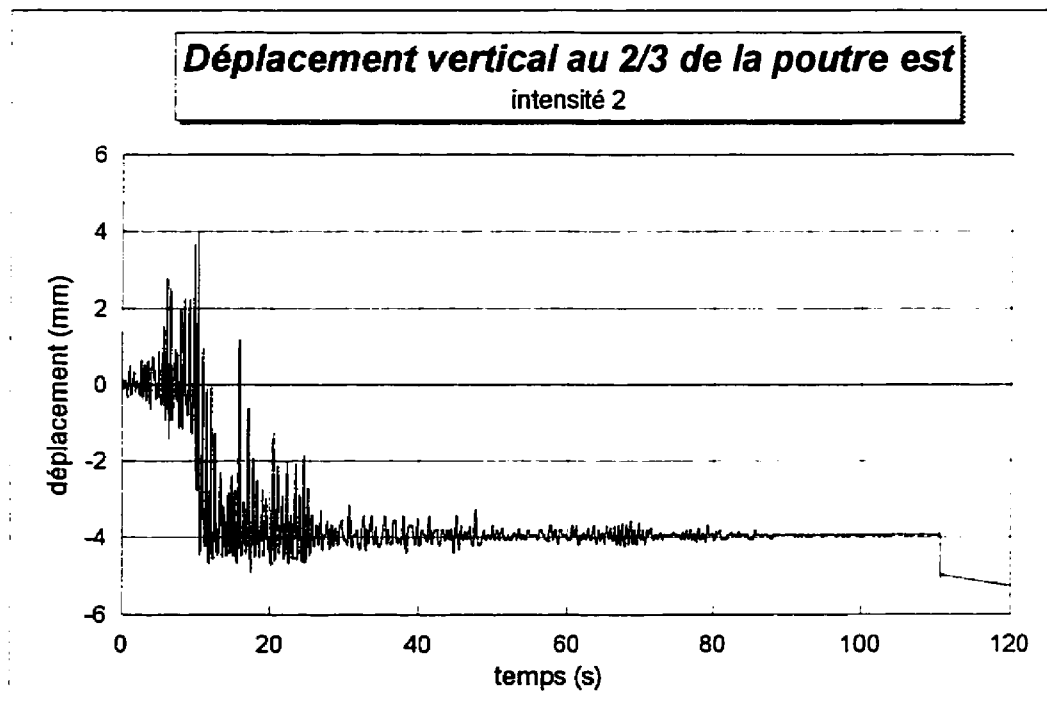


Figure H.26: Déplacement vertical au 2/3 de la poutre est.

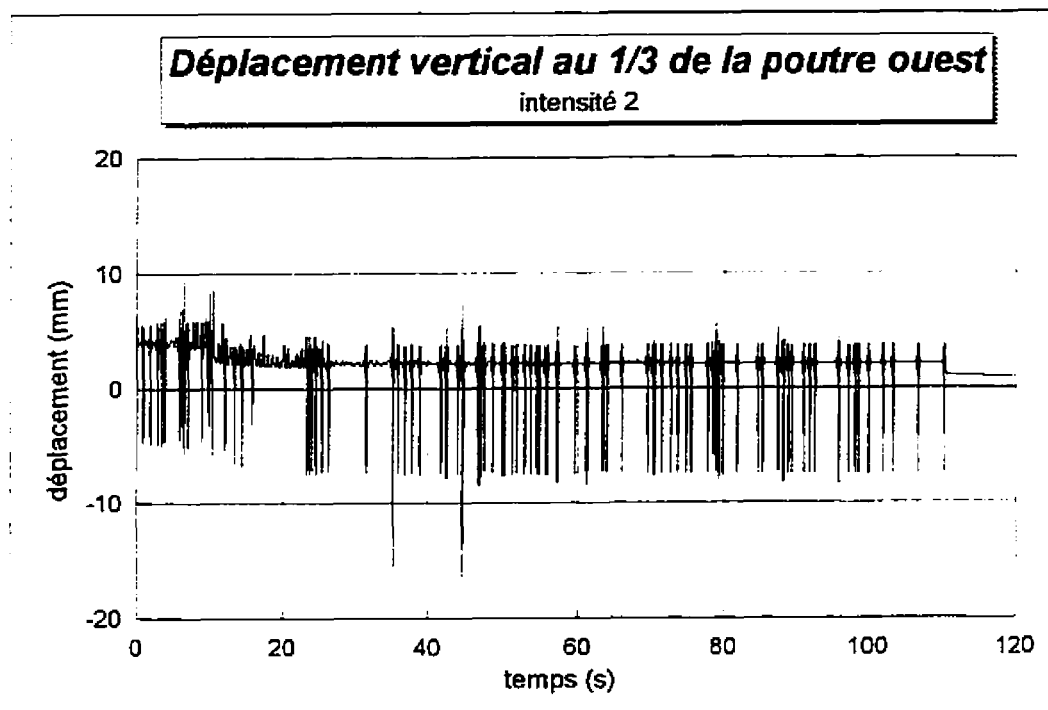


Figure H.27: Déplacement vertical au 1/3 de la poutre ouest.

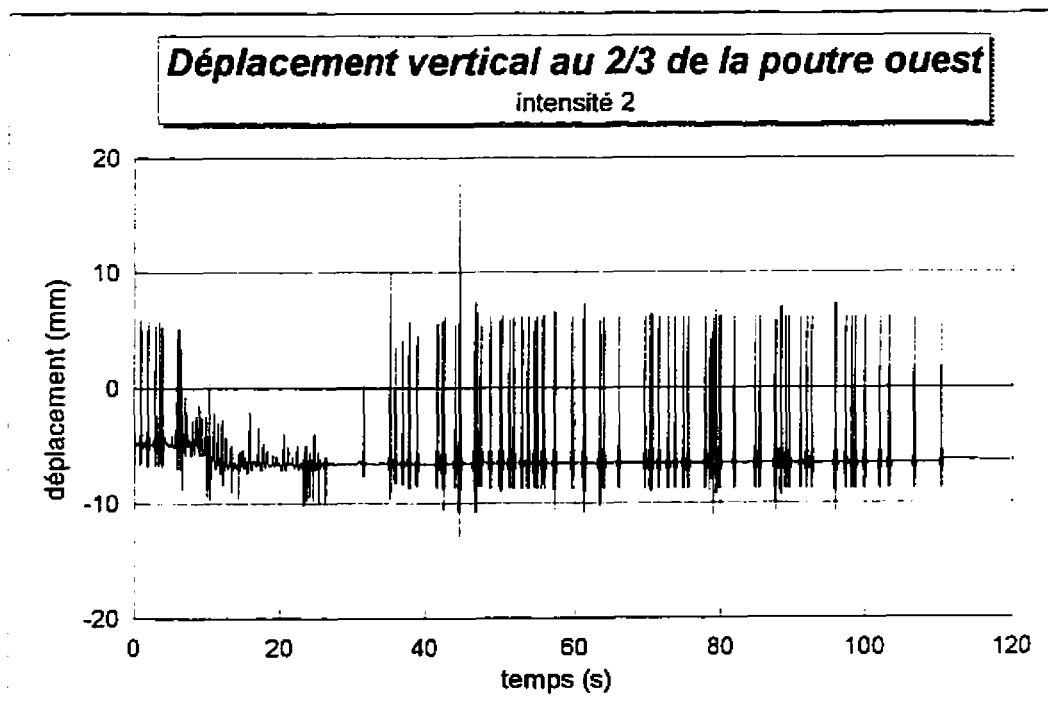
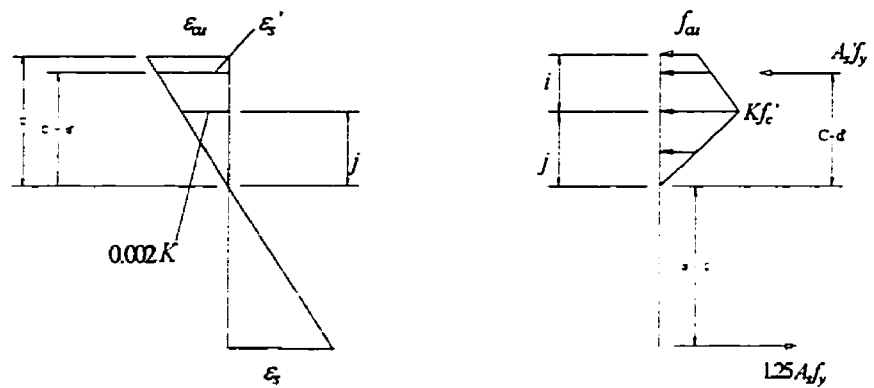
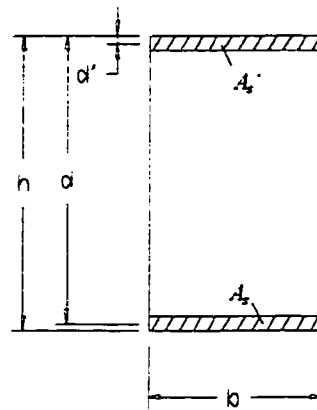


Figure H.28: Déplacement vertical au 2/3 de la poutre ouest.

ANNEXE I

*Calculs des propriétés des membrures pour
les modèles non-linéaires*

Détermination de la résistance flexionnelle ultime (M_u).



où:

$$i = C \left(1 - \frac{0.002 K}{\epsilon_{cu}} \right) \quad (1)$$

$$j = \frac{0.002 K}{\epsilon_{cu}} C \quad (2)$$

La position de l'axe neutre est déterminée en effectuant la sommation des forces horizontales (F_h):

$$\Sigma F_h = P \quad (3)$$

avec P qui est la charge axiale en Newton (+ en compression). Voici la sommation des forces détaillée:

$$\begin{aligned} f_{cu}C \left(1 - \frac{0.002K}{\varepsilon_{cu}}\right)b + (Kf'_c - f_{cu}) \frac{C}{2} \left(1 - \frac{0.002K}{\varepsilon_{cu}}\right)b + Kf'_c \frac{0.002K}{\varepsilon_{cu}} \frac{C}{2}b \\ + A_s' f_y - 1.25 A_s f_y = P \end{aligned} \quad (4)$$

En isolant C de l'expression (4), nous obtenons la position de l'axe neutre.

$$C = \frac{2(P + 1.25 A_s f_y - A_s' f_y)}{b \left[\left(1 - \frac{0.002k}{\varepsilon_{cu}}\right) f_{cu} + Kf'_c \right]} \quad (5)$$

La rotation ultime (φ_u) est donnée par la relation suivante:

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{C} \quad (6)$$

La résistance flexionnelle ultime (M_u) est donnée par la relation suivante:

$$\begin{aligned} M_u = 1.25 A_s f_y (d - C) + A_s' f_y (C - d') + f_{cu} C \left(1 - \frac{0.002K}{\varepsilon_{cu}}\right) b \left(\frac{0.002KC}{\varepsilon_{cu}} + \frac{C}{2} \left(1 - \frac{0.002K}{\varepsilon_{cu}}\right) \right) \\ + (Kf'_c - f_{cu}) \frac{C}{2} \left(1 - \frac{0.002K}{\varepsilon_{cu}}\right) b \left(\frac{0.002KC}{\varepsilon_{cu}} + \frac{C}{3} \left(1 - \frac{0.002K}{\varepsilon_{cu}}\right) \right) \\ + Kf'_c \left(\frac{0.002KC}{\varepsilon_{cu}} \right)^2 \frac{2b}{3} \end{aligned} \quad (7)$$

Notes

ce cas est valable si: 1) $C > d'$
 2) $\varepsilon_s' > 0.002$
 3) $\varepsilon_s \leq 0.15$ (selon les essais de traction sur les manchons)

CAS 2

ε_s atteint 0.15 avant que ε_{cu} ne soit atteint dans le béton et $\varepsilon_s' \leq 0.002$.

Dans ce cas:

$$\varepsilon_{cu} = \frac{0.15C}{(d - C)} \quad (8)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{(C - d')}{C} \varepsilon_{cu} \quad (9)$$

$$C = \frac{2(P + 1.25 A_s f_y - A_s' f_s')}{b \left[\left(1 - \frac{0.002 K}{\varepsilon_{cu}} \right) f_{cu} + K f_c' \right]} \quad (10)$$

$$f_s' = E_s \varepsilon_s' \leq f_y \quad (11)$$

On doit itérer entre les équations 7 @ 11 pour déterminer C, l'équation 11 demeure valable sauf pour $A_s f_y$ qui est remplacé par $A_s f_s'$.

Notes

ce cas est valable si: 1) $C > d'$

Les calculs ont été effectués à l'aide de logiciel Lotus 1-2-3, les feuilles de calculs sont contenues dans les pages suivantes.

**Feuilles de calculs pour la détermination de la résistance flexionnelle ultime
des éléments du modèle préliminaire.**

155X155	NÉGATIF	S=30	CAS 1		
O.K					
*****	Paxial	0			
*****	b	125			
*****	h	125			
*****	d	118.15			
*****	d'	8.85			
*****	Asup	200			
*****	Ainf	300			
*****	f'c	25			
*****	f'y	400			
*****	f'yt	700			
*****	dia-étriers	3.175			
*****	A-étrier	7 917304			
*****	recouvrement	15			
*****	h''	125			
*****	s	30			
	Ro-s	0.008445			
	b-noyau	125			
	h-noyau	125			
	K	1.238463			
	Zm	34.81715			
	Rc-hc	0.021245			
*****	Ecu	0.01875			
*****	Lc	1170			
	C	25.38104			
	f'c	15.54576			
	Mu	15.81381			
	ROT. ULT	0.00066			
CHECK	"C"	25.38104	>?	8.85	O.K.
	Acier comp	0.010905	>?	0.002	O.K.
	Acier tendu	0.059963	plus petit	0.15	O.K.

**Feuilles de calculs pour la détermination de la résistance flexionnelle ultime
des éléments du modèle préliminaire.**

180X180 O.K.	1er étage	S=32	CAS 1			180X180 O.K.	2ème étage	S=34	CAS 1				
*****	Paxal	50500				*****	Paxal	19000					
*****	b	150				*****	b	150					
*****	h	150				*****	h	150					
*****	d	141.15				*****	d	141.15					
*****	d'	8.85				*****	d'	8.85					
*****	Asup	400				*****	Asup	400					
*****	Ainf	400				*****	Ainf	400					
*****	f c	25				*****	f c	25					
*****	fy	400				*****	fy	400					
*****	fyn	700				*****	fyn	700					
*****	dia-étriers	3 175				*****	dia-étriers	3 175					
*****	A-étrier	7 917304				*****	A-étrier	7 917304					
*****	recouvrement	15				*****	recouvrement	15					
*****	h''	150				*****	h''	150					
*****	s	32				*****	s	34					
*****	Ro-s	0.006598				*****	Ro-s	0.00621					
*****	b-noyau	150				*****	b-noyau	150					
*****	h-noyau	150				*****	h-noyau	150					
*****	K	1.184737				*****	K	1.17387					
*****	Zm	40.82064				*****	Zm	44.09491					
*****	Ro-hc	0.024376				*****	Ro-hc	0.023987					
*****	Ecu	0.020852				*****	Ecu	0.020369					
*****	Lc	1170				*****	Lc	1170					
*****	C	33.45869				*****	C	22.68448					
*****	fc	7.272325				*****	fc	6.026485					
*****	Mu	26.801				*****	Mu	26.48256					
*****	ROT ULT.	0.000623				*****	ROT ULT.	0.000898					
CHECK	"C"	33.45869	>?	8.85	O.K.	CHECK	"C"	22.68448	>?	8.85	O.K.		
*****	Acier comp.	0.015336	>?	0.002	O.K.	*****	Acier comp.	0.012422	>?	0.002	O.K.		
*****	Acier tendu	0.067115	plus petit	0.15	O.K.	*****	Acier tendu	0.106373	plus petit	0.15	O.K.		

140X180 O.K.	1er étage	S=30	CAS 1			140X180 O.K.	2ème étage	S=30	CAS 1				
*****	Paxal	23700				*****	Paxal	8930					
*****	b	150				*****	b	150					
*****	h	110				*****	h	110					
*****	d	101.15				*****	d	101.15					
*****	d'	8.85				*****	d'	8.85					
*****	Asup	300				*****	Asup	300					
*****	Ainf	300				*****	Ainf	300					
*****	f c	25				*****	f c	25					
*****	fy	400				*****	fy	400					
*****	fyn	700				*****	fyn	700					
*****	dia-étriers	3 175				*****	dia-étriers	3 175					
*****	A-étrier	7 917304				*****	A-étrier	7 917304					
*****	recouvrement	15				*****	recouvrement	15					
*****	h''	110				*****	h''	110					
*****	s	30				*****	s	30					
*****	Ro-s	0.008317				*****	Ro-s	0.008317					
*****	b-noyau	150				*****	b-noyau	150					
*****	h-noyau	110				*****	h-noyau	110					
*****	K	1.232881				*****	K	1.232881					
*****	Zm	37.35909				*****	Zm	37.35909					
*****	Ro-hc	0.026499				*****	Ro-hc	0.026499					
*****	Ecu	0.023632				*****	Ecu	0.023632					
*****	Lc	1170				*****	Lc	1170					
*****	C	19.56337				*****	C	14.18253					
*****	fc	6.45				*****	fc	6.45					
*****	Mu	13.97183				*****	Mu	13.9206					
*****	ROT ULT.	0.001208				*****	ROT ULT.	0.001666					
CHECK	"C"	19.56337	>?	8.85	O.K.	CHECK	"C"	14.18253	>?	8.85	O.K.		
*****	Acier comp.	0.012941	>?	0.002	O.K.	*****	Acier comp.	0.008885	>?	0.002	O.K.		
*****	Acier tendu	0.098552	plus petit	0.15	O.K.	*****	Acier tendu	0.144909	plus petit	0.15	O.K.		

Feuilles de calculs pour la détermination de la résistance flexionnelle ultime des éléments du modèle corrigé.

<u>145X145</u> O.K.	NÉG. & POS.	S=30	CAS 2			<u>145X145</u> O.K.	NÉG. & POS.	S=60	CAS 1		
.....	Paxial	0				Paxial	0			
.....	b-noyau	115				b	115			
.....	h-noyau	115				h	115			
.....	d	106.15				d	106.15			
.....	d'	8.85				d'	8.85			
.....	Asup	200				Asup	200			
.....	Ainf	200				Ainf	200			
.....	Γc	26.2				Γc	26.2			
.....	fy	420				fy	420			
.....	fyn	750				fyn	750			
.....	dia-étiers	3.175				dia-étiers	3.175			
.....	A-étier	7.917304				A-étier	7.917304			
.....	recouvrement	15				recouvrement	15			
.....	h''	115				h''	115			
.....	s	30				s	60			
.....	Ro-s	0.009179				Ro-s	0.00459			
.....	b-noyau	115				b-noyau	115			
.....	h-noyau	115				h-noyau	115			
.....	K	1.262771				K	1.131386			
.....	Zm	33.92102				Zm	79.50089			
.....	Ro-hc	0.024302				Ro-hc	0.019713			
.....	Ecu	0.016032				Ecu	0.016443			
.....	Lc	1170				Lc	1170			
.....	C	10.26208				C	21.10793			
.....	fc	17.92644				fc	-3.77575			
.....	Mu	11.39544				Mu	11.13457			
.....	ROT ULT	0.001562				ROT ULT	0.000779			
CHECK	"C"	10.26208	>?	8.85	O.K.	CHECK	"C"	21.10793	>?	8.85	O.K.
.....	Acier comp.	0.002206	>?		O.K.	Acier comp.	0.009549	>?	0.002	O.K.
.....	Acier tendu	0.149805	ÉGAL	0.15	O.K.	Acier tendu	0.066249	plus petit	0.15	O.K.
.....	Γs	437.9562				Γs				
.....	E's	0.00219				E's				
.....	C moi	10.25				C moi				

<u>165X165</u> O.K.	POSITIF	S=30	CAS 2			<u>165X165</u> O.K.	NÉG. & POS.	S=65	CAS 1		
.....	Paxial	0				Paxial	0			
.....	b	125				b	125			
.....	n	125				n	125			
.....	d	116.15				d	116.15			
.....	d'	8.85				d'	8.85			
.....	Asup	300				Asup	200			
.....	Ainf	200				Ainf	200			
.....	Γc	26.2				Γc	26.2			
.....	fy	420				fy	420			
.....	fyn	750				fyn	750			
.....	dia-étiers	3.175				dia-étiers	3.175			
.....	A-étier	7.917304				A-étier	7.917304			
.....	recouvrement	15				recouvrement	15			
.....	h''	125				h''	125			
.....	s	30				s	65			
.....	Ro-s	0.008445				Ro-s	0.003898			
.....	b-noyau	125				b-noyau	125			
.....	h-noyau	125				h-noyau	125			
.....	K	1.24175				K	1.111577			
.....	Zm	35.1327				Zm	89.01385			
.....	Ro-hc	0.027645				Ro-hc	0.016698			
.....	Ecu	0.013926				Ecu	0.013372			
.....	Lc	1170				Lc	1170			
.....	C	9.861853				C	17.48348			
.....	fc	19.45555				fc	0.221111			
.....	Mu	12.61198				Mu	12.40196			
.....	ROT ULT	0.001412				ROT ULT	0.000765			
CHECK	"C"	9.861853	>?	8.85	O.K.	CHECK	"C"	17.48348	>?	8.85	O.K.
.....	Acier comp.	0.001429	>?		O.K.	Acier comp.	0.006803	>?	0.002	O.K.
.....	Acier tendu	0.150086	ÉGAL	0.15	O.K.	Acier tendu	0.075464	plus petit	0.15	O.K.
.....	Γs	287.0638				Γs				
.....	E's	0.001435				E's				
.....	C moi	9.867				C moi				

**Feuilles de calculs pour la détermination de la résistance flexionnelle ultime
des éléments du modèle corrigé.**

165X165	NÉGATIF	S=30	CAS 1		
O.K.					
*****	Paxial	0			
*****	b	125			
*****	h	125			
*****	d	116.15			
*****	d'	8.85			
*****	Asup	200			
*****	Ainf	300			
*****	f c	28.2			
*****	fy	420			
*****	fyn	750			
*****	dis-étiers	3.175			
*****	A-étier	7.917304			
*****	recouvrement	15			
*****	h [~]	125			
*****	s	30			
	Ro-s	0.008445			
	b-noyau	125			
	h-noyau	125			
	K	1.24175			
	Zm	35.1327			
	Ro-hc	0.021245			
	Ecu	0.018468			
*****	Lc	1170			
	C	32.09968			
	fc	14.26311			
	Mu	17.96379			
	ROT ULT.	0.000575			
CHECK	"C"	32.09968	>?	8.85	O.K.
	Acier comp.	0.013377	>?	0.002	O.K.
	Acier tendu	0.048358	plus petit	0.15	O.K.

**Feuilles de calculs pour la détermination de la résistance flexionnelle ultime
des éléments du modèle corrigé.**

180X180 O.K.	1ier étage	S=32	CAS 1		180X180 O.K.	2ième étage	S=34	CAS 1		
.....	Paxal	50500			Paxal	19000			
.....	b	150			b	150			
.....	h	150			h	150			
.....	d	141.15			d	141.15			
.....	d'	8.85			d'	8.85			
.....	Asup	400			Asup	400			
.....	Aurf	400			Aurf	400			
.....	f c	26.2			f c	26.2			
.....	fy	420			fy	420			
.....	fyn	750			fyn	750			
.....	dia-étriers	3.175			dia-étriers	3.175			
.....	A-étrier	7.917304			A-étrier	7.917304			
.....	recouvrement	15			recouvrement	15			
.....	h''	150			h''	150			
.....	s	32			s	34			
.....	Ro-s	0.006598			Ro-s	0.00621			
.....	b-noyau	150			b-noyau	150			
.....	h-noyau	150			h-noyau	150			
.....	K	1.188867			K	1.177757			
.....	Zm	41.2472			Zm	44.59112			
.....	Ro-hc	0.024376			Ro-hc	0.023987			
.....	Ecu	0.024769			Ecu	0.02444			
.....	Lc	711			Lc	675			
.....	C	45.86588			C	35.3984			
.....	fc	2.380159			fc	0.470089			
.....	Mu	30.39089			Mu	30.10467			
.....	ROT ULT	0.00054			ROT ULT	0.00069			
CHECK	"C"	45.86588	>?	8.85	O.K.	"C"	35.3984	>?	8.85	O.K.
	Acier comp.	0.01999	>?	0.002	O.K.	Acier comp.	0.01833	>?	0.002	O.K.
	Acier tendu	0.051457	plus petit	0.15	O.K.	Acier tendu	0.073013	plus petit	0.15	O.K.

140X180 O.K.	1ier étage	S=30	CAS 1		140X180 O.K.	2ième étage	S=30	CAS 1		
.....	Paxal	23700			Paxal	8930			
.....	b	150			b	150			
.....	h	110			h	110			
.....	d	101.15			d	101.15			
.....	d'	8.85			d'	8.85			
.....	Asup	300			Asup	300			
.....	Aurf	300			Aurf	300			
.....	f c	26.2			f c	26.2			
.....	fy	420			fy	420			
.....	fyn	750			fyn	750			
.....	dia-étriers	3.175			dia-étriers	3.175			
.....	A-étrier	7.917304			A-étrier	7.917304			
.....	recouvrement	15			recouvrement	15			
.....	h''	110			h''	110			
.....	s	30			s	30			
.....	Ro-s	0.008317			Ro-s	0.008317			
.....	b-noyau	150			b-noyau	150			
.....	h-noyau	110			h-noyau	110			
.....	K	1.238087			K	1.238087			
.....	Zm	37.72218			Zm	37.72218			
.....	Ro-hc	0.026499			Ro-hc	0.026499			
.....	Ecu	0.02796			Ecu	0.028185			
.....	Lc	711			Lc	675			
.....	C	28.4827			C	22.78824			
.....	fc	1.255067			fc	0.979708			
.....	Mu	15.89496			Mu	15.88261			
.....	ROT ULT	0.000982			ROT ULT	0.001237			
CHECK	"C"	28.4827	>?	8.85	O.K.	"C"	22.78824	>?	8.85	O.K.
	Acier comp.	0.019272	>?	0.002	O.K.	Acier comp.	0.017239	>?	0.002	O.K.
	Acier tendu	0.071334	plus petit	0.15	O.K.	Acier tendu	0.09692	plus petit	0.15	O.K.

**Détermination du facteur bilinéaire, de la rigidité équivalente
et du moment de plastification équivalent pour le modèle préliminaire.**

	145X145 S=30mm NÉG. & POS.					145X145 S=60mm NÉG. & POS.			
	MOMENT COURBURE					MOMENT COURBURE			
My-PHly	8.41	0.025			My-PHly	8.41	0.025		
Mn-PHln	8.7	0.1373			Mn-PHln	8.7	0.1373		
Mu-PHlu	9.83	1.561			Mu-PHlu	9.76	1.223		
PENTE A	336.4				PENTE A	336.4			
PENTE B	0.793707				PENTE B	0.976329			
b	8.591024				b	8.56595			
Myeq	8.611342	>	8.41		Myeq	8.590883	>	8.41	
PHly	0.025599	>	0.025		PHly	0.025538	>	0.025	
r	0.002359				r	0.002902			
leq	14951111	mm ⁴			leq	14951111	mm ⁴		
Umax	60.98009				Umax	47.88998			
leq / Ig	0.405861				leq / Ig	0.405861			
Mu / Mr	1.38256				Mu / Mr	1.372714			
	155X155 S=30mm POSITIF					155X155 S=30mm NÉGATIF			
	MOMENT COURBURE					MOMENT COURBURE			
My-PHly	9.19	0.02203			My-PHly	13.5	0.02461		
Mn-PHln	9.55	0.14211			Mn-PHln	13.86	0.11544		
Mu-PHlu	10.89	1.408			Mu-PHlu	15.81	0.66		
PENTE A	417.1584				PENTE A	548.5575			
PENTE B	1.058544				PENTE B	3.580873			
b	9.39957				b	13.44662			
Myeq	9.423483	>	9.19		Myeq	13.53498	>	13.5	
PHly	0.02259	>	0.02203		PHly	0.024674	>	0.02461	
r	0.002538				r	0.006528			
leq	18540374	mm ⁴			leq	24380333	mm ⁴		
Umax	62.3293				Umax	26.74906			
leq / Ig	0.385455				leq / Ig	0.506868			
Mu / Mr	1.396154				Mu / Mr	1.374783			

**Détermination du facteur bilinéaire, de la rigidité équivalente
et du moment de plastification équivalent pour le modèle préliminaire.**

155X155 S=65mm
NÉG. & POS.

		MOMENT COURBURE	
My-PHly	9.21	0.02243	
Mn-PHIn	9.56	0.14	
Mu-PHlu	10.79	1.172	
PENTE A	410.6108		
PENTE B	1.19186		
b	9.39314		
Myeq	9.420484	>	9.21
PHly	0.022943	>	0.02243
r	0.002903		
Ieq	18249368	mm ⁴	
Umax	51.08398		
Ieq / Ig	0.379405		
Mu / Mr	1.383333		

**Détermination du facteur bilinéaire, de la rigidité équivalente
et du moment de plastification équivalent pour le modèle préliminaire.**

180X180 S=32mm ÉTAGE 1				180X180 S=34mm ÉTAGE 2			
MOMENT COURBURE				MOMENT COURBURE			
My-PHly	24.78	0.0215		My-PHly	22.89	0.02054	
Mn-PHln	25.54	0.0972		Mn-PHln	23.54	0.10787	
Mu-PHlu	26.8	0.623		Mu-PHlu	26.482	0.898	
PENTE A	1152.558			PENTE A	1114.411		
PENTE B	2.396348			PENTE B	3.723438		
b	25.30707			b	23.13835		
Myeq	25.3598	>	24.78	Myeq	23.21592	>	22.89
PHly	0.022003	>	0.0215	PHly	0.020832	>	0.02054
r	0.002079			r	0.003341		
leq	51224806	mm ⁴		leq	49529374	mm ⁴	
Umax	28.31425			Umax	43.10581		
leq / Ig	0.58556			leq / Ig	0.566179		
Mu / Mr	1.246512			Mu / Mr	1.344264		
140X180 S=30mm ÉTAGE 1				140X180 S=30mm ÉTAGE 2			
MOMENT COURBURE				MOMENT COURBURE			
My-PHly	13	0.02871		My-PHly	12.32	0.02788	
Mn-PHln	13.3	0.11607		Mn-PHln	12.63	0.12292	
Mu-PHlu	13.97	1.208		Mu-PHlu	13.92	1.666	
PENTE A	452.8039			PENTE A	441.8938		
PENTE B	0.613592			PENTE B	0.83599		
b	13.22878			b	12.52724		
Myeq	13.24673	>	13	Myeq	12.55098	>	12.32
PHly	0.029255	>	0.02871	PHly	0.028403	>	0.02788
r	0.001355			r	0.001892		
leq	20124618	mm ⁴		leq	19639726	mm ⁴	
Umax	41.29223			Umax	58.65636		
leq / Ig	0.488936			leq / Ig	0.477156		
Mu / Mr	1.27			Mu / Mr	1.338462		

**Détermination du facteur bilinéaire, de la rigidité équivalente
et du moment de plastification équivalent pour le modèle corrigé.**

	145X145 S=30mm NÉG. & POS.					145X145 S=60mm NÉG. & POS.			
	MOMENT COURBURE					MOMENT COURBURE			
My-PHly	8.41	0.025			My-PHly	8.41	0.025		
Mn-PHln	9.05	0.1343			Mn-PHln	9.05	0.1343		
Mu-PHlu	11.4	1.562			Mu-PHlu	11.13	0.78		
PENTE A	336.4				PENTE A	336.4			
PENTE B	1.646004				PENTE B	3.22131			
b	8.828942				b	8.617378			
Myeq	8.872354	>	8.41		Myeq	8.700694	>	8.41	
PHly	0.026374	>	0.025		PHly	0.025864	>	0.025	
r	0.004893				r	0.009576			
leq	12322344	mm ⁴			leq	12322344	mm ⁴		
Umax	59.22406				Umax	30.15759			
leq / Ig	0.334501				leq / Ig	0.334501			
Mu / Mr	1.603376				Mu / Mr	1.565401			
	155X155 S=30mm POSITIF					155X155 S=30mm NÉGATIF			
	MOMENT COURBURE					MOMENT COURBURE			
My-PHly	9.2	0.0219			My-PHly	13.51	0.0244		
Mn-PHln	9.95	0.14			Mn-PHln	14.43	0.1118		
Mu-PHlu	12.61	1.412			Mu-PHlu	17.96	0.575		
PENTE A	420.0913				PENTE A	553.6885			
PENTE B	2.091195				PENTE B	7.620898			
b	9.657233				b	13.57798			
Myeq	9.705546	>	9.2		Myeq	13.76748	>	13.51	
PHly	0.023103	>	0.0219		PHly	0.024865	>	0.0244	
r	0.004978				r	0.013764			
leq	15387961	mm ⁴			leq	20281631	mm ⁴		
Umax	61.11649				Umax	23.12485			
leq / Ig	0.319916				leq / Ig	0.421656			
Mu / Mr	1.616667				Mu / Mr	1.561739			

**Détermination du facteur bilinéaire, de la rigidité équivalente
et du moment de plastification équivalent pour le modèle corrigé.**

	155X155 S=65mm		
	NÉG. & POS.		
	MOMENT COURBURE		
My-PHly	9.21	0.02224	
Mn-PHln	9.95	0.1376	
Mu-PHlu	12.4	0.765	
PENTE A	414.1187		
PENTE B	3.905005		
b	9.412671		
Myeq	9.502275	>	9.21
PHly	0.022946	>	0.02224
r	0.00943		
Ieq	15169183	mm ⁴	
Umax	33.33947		
Ieq / Ig	0.315368		
Mu / Mr	1.589744		

**Détermination du facteur bilinéaire, de la rigidité équivalente
et du moment de plastification équivalent pour le modèle corrigé.**

180X180 S=32mm ÉTAGE 1				180X180 S=34mm ÉTAGE 2			
MOMENT COURBURE				MOMENT COURBURE			
My-PHly	24.78	0.0213		My-PHly	22.88	0.0204	
Mn-PHln	26.49	0.0943		Mn-PHln	24.51	0.105	
Mu-PHlu	30.39	0.54		Mu-PHlu	30.1	0.69	
PENTE A	1163.38			PENTE A	1121.569		
PENTE B	8.75028			PENTE B	9.555556		
b	25.66485			b	23.50667		
Myeq	25.85935	>	24.78	Myeq	23.70866	>	22.88
PHly	0.022228	>	0.0213	PHly	0.021139	>	0.0204
r	0.007521			r	0.00852		
leq	42614662	mm ⁴		leq	41083100	mm ⁴	
Umax	24.29394			Umax	32.64134		
leq / lg	0.487136			leq / lg	0.469628		
Mu / Mr	1.413488			Mu / Mr	1.527919		
140X180 S=30mm ÉTAGE 1				140X180 S=30mm ÉTAGE 2			
MOMENT COURBURE				MOMENT COURBURE			
My-PHly	13	0.0285		My-PHly	12.33	0.0277	
Mn-PHln	13.8	0.113		Mn-PHln	13.12	0.12	
Mu-PHlu	15.89	0.982		Mu-PHlu	15.88	1.237	
PENTE A	456.1404			PENTE A	445.1264		
PENTE B	2.405063			PENTE B	2.470904		
b	13.52823			b	12.82349		
Myeq	13.59994	>	13	Myeq	12.89507	>	12.33
PHly	0.029815	>	0.0285	PHly	0.028969	>	0.0277
r	0.005273			r	0.005551		
leq	16708438	mm ⁴		leq	16304995	mm ⁴	
Umax	32.93617			Umax	42.70013		
leq / lg	0.405939			leq / lg	0.396137		
Mu / Mr	1.444545			Mu / Mr	1.526923		

Diagrammes moment-courbure des éléments de l'ossature MODÈLE PRÉLIMINAIRE

145X145 S=30 NÉG. & POS.				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.025	8.41	0.025	8.409508
Mn	0.1373	8.7	0.1373	8.699637
Mu	1.561	9.83	1.561	9.829373
	r= 0.002359			

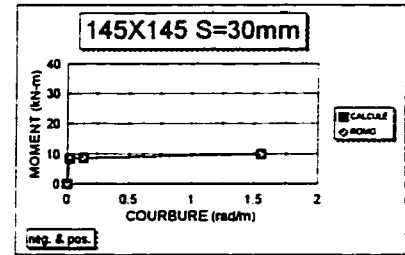


Figure 1.1: diag. mom-courb. poutres 2ième étage

145X145 S=60 NÉG. & POS.				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.02538	8.411389	0.02538	8.59
Mn	0.1373	8.7	0.1373	8.699093
Mu	1.223	9.76	1.223	9.758868
	r= 0.002902			

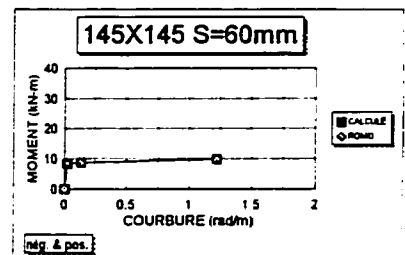


Figure 1.2: diag. mom-courb. poutres 2ième étage

155X155 S=30 POSITIF				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.02203	9.19	0.02203	9.189406
Mn	0.14211	9.55	0.14211	9.549533
Mu	1.408	10.89	1.408	10.88971
	r= 0.002538			

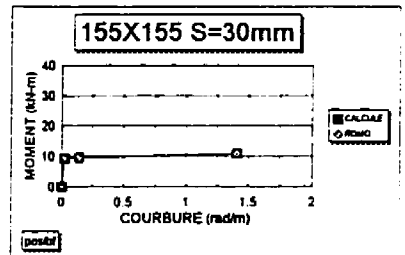


Figure 1.3: diag. mom-courb. poutres 1ier étage

155X155 S=30 NÉGATIF				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.02461	13.5	0.02461	13.49989
Mn	0.11544	13.86	0.11544	13.86003
Mu	0.66	15.81	0.66	15.81007
	r= 0.006528			

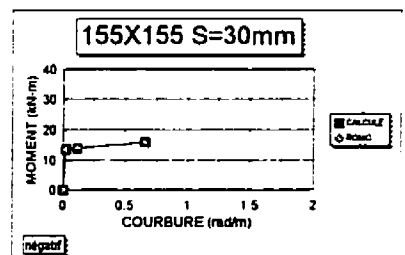


Figure 1.4: diag. mom-courb. poutres 1ier étage

155X155 S=65 NÉG. & POS.				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.02243	9.21	0.02243	9.209371
Mn	0.14	9.56	0.14	9.559523
Mu	1.172	10.79	1.172	10.78959
	r= 0.002903			

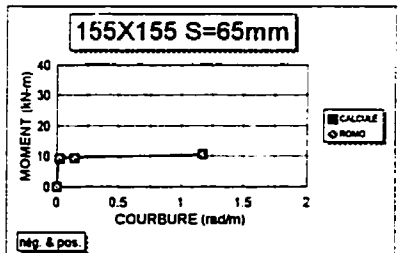


Figure 1.5: diag. mom-courb. poutres 1ier étage

Diagrammes moment-courbure des éléments de l'ossature MODÈLE PRÉLIMINAIRE

140X180 S=30 ÉTAGE 1				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.02871	13	0.02871	12.99995
Mn	0.11607	13.3	0.11607	13.3
Mu	1.208	13.97	1.208	13.96995
	$\Gamma = 0.001355$			

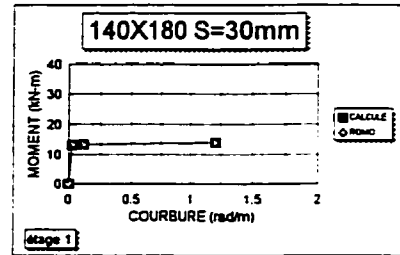


Figure 1.6: diag. mom-courb. poteau ext 1er étage

140X180 S=30 ÉTAGE 2				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.02788	12.32	0.02788	12.31891
Mn	0.12292	12.63	0.12292	12.62902
Mu	1.666	13.92	1.666	13.91901
	$\Gamma = 0.001892$			

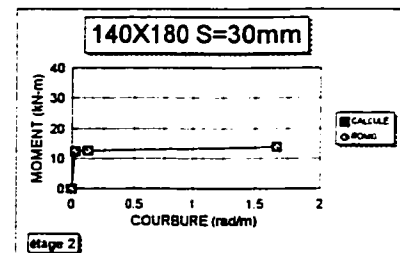


Figure 1.7: diag. mom-courb. poteau ext 2ième étage

180X180 S=32 ÉTAGE 1				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.0215	24.78	0.0215	24.78026
Mn	0.022003	24.78505	0.022003	25.36
Mu	0.0972	25.54	0.0972	25.54019
	$\Gamma = 0.002079$			

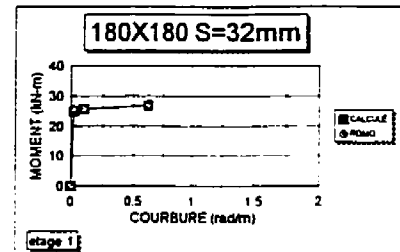


Figure 1.8: diag. mom-courb. poteau central 1er étage

180X180 S=34 ÉTAGE 2				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.02054	22.89	0.02054	22.89049
Mn	0.10787	23.54	0.10787	23.53997
Mu	0.898	26.482	0.898	26.48188
	$\Gamma = 0.003341$			

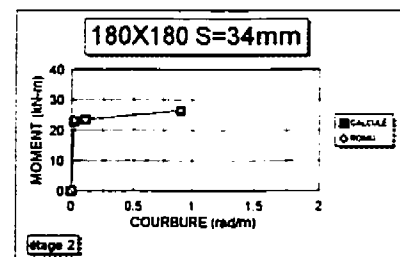


Figure 1.9: diag. mom-courb. poteau central 2ième étage

Diagrammes moment-courbure des éléments de l'ossature MODÈLE CORRIGÉ

145X145 S=30 NÉG. & POS.				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
	0	0	0	0
My	0.025	8.41	0.025	8.399621
Myeq	0.0264	8.418198	0.0264	8.87
Mn	0.1343	9.05	0.1343	9.047385
Mu	1.562	11.4	1.562	11.39449
	r= 0.004893			

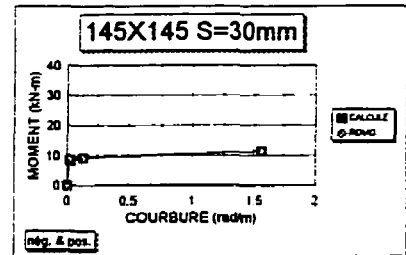


Figure 1.10: diag. mom-courb. poutres 2ième étage

145X145 S=60 NÉG. & POS.				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
	0	0	0	0
My	0.025	8.41	0.025	8.430233
Myeq	0.0258	8.414684	0.0258	8.7
Mn	0.1343	9.05	0.1343	9.050505
Mu	0.78	11.13	0.78	11.13642
	r= 0.00958			

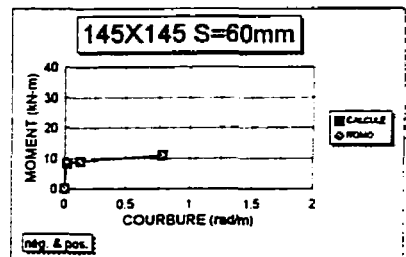


Figure 1.11: diag. mom-courb. poutres 2ième étage

155X155 S=30 POSITIF				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
	0	0	0	0
My	0.0219	9.2	0.0219	9.205584
Myeq	0.0231	9.207621	0.0231	9.71
Mn	0.14	9.95	0.14	9.954611
Mu	1.412	12.61	1.412	12.61625
	r= 0.004978			

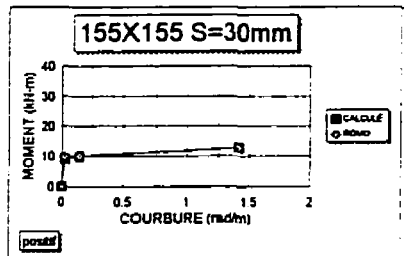


Figure 1.12: diag. mom-courb. poutres 1ier étage

155X155 S=30 NÉGATIF				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
	0	0	0	0
My	0.0244	13.51	0.0244	13.51521
Myeq	0.02486	13.51484	0.02486	13.77
Mn	0.1118	14.43	0.1118	14.43263
Mu	0.575	17.96	0.575	17.963
	r= 0.01376			

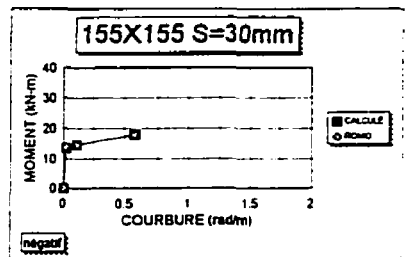


Figure 1.13: diag. mom-courb. poutres 1ier étage

155X155 S=65 NÉG. & POS.				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
	0	0	0	0
My	0.0222	9.21	0.0222	9.209607
Myeq	0.0229	9.214489	0.0229	9.5
Mn	0.1376	9.95	0.1376	9.948707
Mu	0.765	12.4	0.765	12.4031
	r= 0.00943			

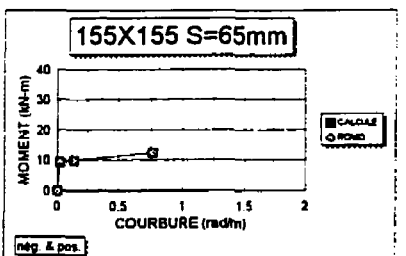


Figure 1.14: diag. mom-courb. poutres 1ier étage

Diagrammes moment-courbure des éléments de l'ossature MODÈLE CORRIGÉ

140X180 S=30				
ÉTAGE 1				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.0285	13	0.0285	13.00671
Mn	0.113	13.8	0.113	13.8001
Mu	0.982	15.89	0.982	15.89014
	F= 0.00527			

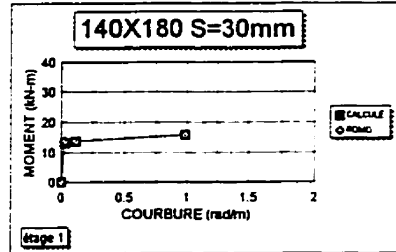


Figure 1.15: diag. mom-courb poteau ext 1er étage

140X180 S=30				
ÉTAGE 2				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.0277	12.33	0.0277	12.31217
Mn	0.12	13.12	0.12	13.11449
Mu	1.237	15.88	1.237	15.86999
	F= 0.00555			

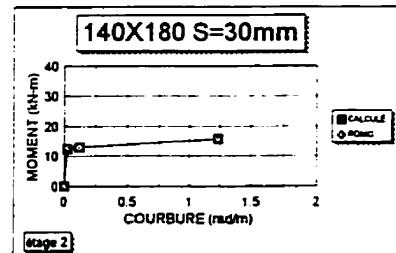


Figure 1.16: diag. mom-courb. poteau ext 2ème étage

180X180 S=32				
ÉTAGE 1				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.0213	24.78	0.0213	24.81162
Mn	0.0943	26.49	0.0943	26.49158
Mu	0.54	30.39	0.54	30.39582
	F= 0.00752			

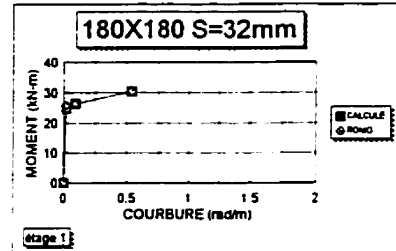


Figure 1.17: diag. mom-courb. poteau central 1er étage

180X180 S=34				
ÉTAGE 2				
	Calculé		Ruaumoko	
	COURB.	MOM.	COURB.	MOM.
My	0	0	0	0
Myeq	0.0204	22.88	0.0204	22.92341
Mn	0.105	24.51	0.105	24.51325
Mu	0.69	30.1	0.69	30.11398
	F= 0.00852			

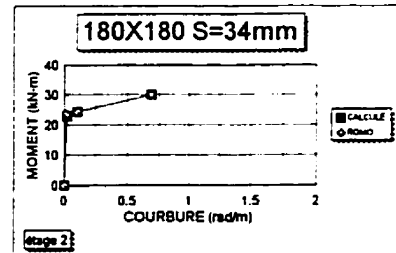
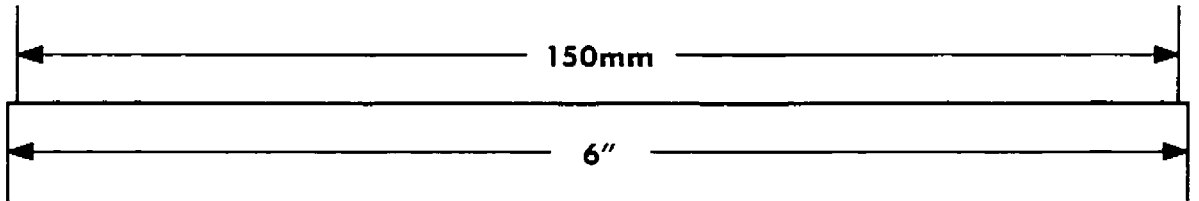
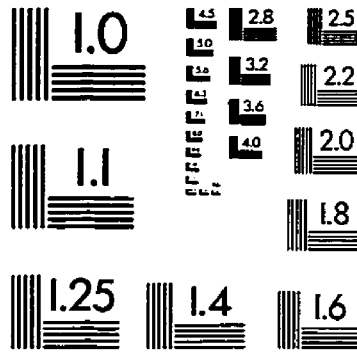
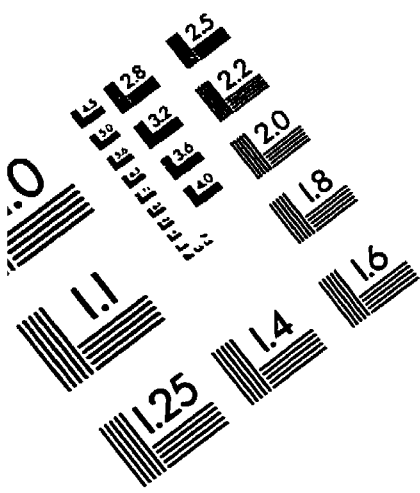


Figure 1.18: diag. mom-courb. poteau central 2ème étage

IMAGE EVALUATION TEST TARGET (QA-3)



APPLIED IMAGE, Inc
1653 East Main Street
Rochester, NY 14609 USA
Phone: 716/482-0300
Fax: 716/288-5989

© 1993, Applied Image, Inc., All Rights Reserved

