

Research Fund for Coal and Steel
INNOSEIS Project RFCS-02-2015

Dispositifs et systèmes anti-sismiques innovants

2017

Edited by
Ioannis Vayas



Guide on the CE Marking of Structural Steelwork

N°XXX, 1st edition, 2008

Published by:

ECCS – European Convention for Constructional
Steelwork

publications@steelconstruct.com

www.eccspublications.eu

All rights reserved. No parts of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system, or transmitted in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, re-cording or otherwise, without the prior permission of the copyright owner

ECCS assumes no liability regarding the use for any application of the material and information contained in this publication.

Copyright © 2008 ECCS – European Convention for
Constructional Steelwork

ISBN: XX-XXXX-XXX-XX

Printed in

Phot cover credits

Legal deposit

PREFACE

Des tremblements de terre se produisent depuis que la déesse Athéna a enterré le géant Enceladus sous l'Etna en Sicile. Des recherches récentes ont toutefois montré que l'activité sismique a également d'autres causes, telles que l'activité tectonique, et pas uniquement les éruptions volcaniques provoquées par le géant Enceladus lorsque celui-ci se sent à l'étroit sous l'Etna. De tous les risques naturels, les séismes représentent la plus importante menace combinant à la fois la sécurité des personnes et les dommages économiques. Si les tremblements de terre ne peuvent pas être évités, leurs conséquences catastrophiques sur l'environnement bâti peuvent toutefois être évitées si des concepts appropriés sont mis en œuvre.

Suite à des besoins internationaux, des travaux de recherche importants ont été menés en Europe concernant le développement de structures résistant au séismes. Des systèmes innovants basé sur la dissipation d'énergie et l'amortissement des vibrations sismiques ont été inventés dans le portique de projets nationaux et Européens. Les éléments dissipatifs, où se concentrent les dommages éventuels, sont généralement suffisamment petits et démontables pour permettre leur remplacement après la survenance d'un séisme. Cependant, de tels systèmes ne constituent pas à ce jour la part de marché qu'ils méritent, étant donné que les règles de dimensionnement nécessaires à leur mise en œuvre ne sont pas incluses dans les Eurocodes et seELU un nombre limité de concepteurs leur a fait suffisamment confiance pour les implémenter dans des projets réels. Le projet INNOSEIS, financé par le RFCS avec la participation de 11 partenaires, a pour objectif de remédier à cette situation. Le but du projet INNOSEIS est d'une part de disséminer les connaissances relatives à ces 12 systèmes afin d'atteindre une plus grande utilisation de ceux-ci dans des applications pratiques et d'autre part d'offrir des outils permettant la promotion de tout nouveau type de système anti-sismique innovant en permettant leur utilisation dans le portique des normes européennes à l'aide d'une procédure standardisée basée sur les performances pour déterminer des les facteurs de comportement à utiliser et pour confirmer que le risque associé à leur utilisation est acceptable.

Ce document présente 12 systèmes innovants sous forme de brochures informatives, parmi lesquels trois ont reçu le statut officiel de dispositif anti-sismique au sens de la norme EN 15129. Les brochures d'information comprennent une description des systèmes, les résultats de recherches expérimentales, des règles de dimensionnement, les procédures d'analyse structurelle recommandées et des exemples d'application. Les systèmes en question incluent de assemblages

dissipatifs, des joints sismiques dissipatifs, des éléments remplaçables (joints sismiques et panneaux cisailés), des contreventements modifiés, des systèmes de recentrement et des dispositifs hystérétiques en forme de triangle ou de demi-lune.

A côté de ce document, d'autres documents sont préparés et des actions sont menées, telles que la préparation de guide de dimensionnement, l'établissement d'une procédure de détermination de facteurs de comportement, la préparation de cas d'études et l'organisation de séminaires et de workshopss pour disséminer le matériel préparé. Plus d'information sur le projet, les partenaires et les activités peut être trouvée sur le site <http://innoseis.ntua.gr>. Le matériau de ce document a été préparé en collégialité par les partenaires du projet. L'éditeur est le coordinateur du projet. Les partenaires du projet INNOSEIS sont les suivants :

National Technical University of Athens (Coordinateur)	Grèce
Politehnica University of Timisoara	Roumanie
Politecnico di Milano	Italie
Universita di Napoli Federico II	Italie
Universita di Pisa	Italie
Rheinisch Westfälische Technische Hochschule Aachen	Allemagne
Instituto Superior Tecnico Lisbon	Portugal
University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy	Bulgarie
Universiteit Hasselt	Belgique
Maurer Sohne Engineering GmbH&CO KG	Allemagne
ECCS–European Convention for Constructional Steelwork	Belgique

AUTEURS

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS (NTUA)

Institute of Steel Structures

EL-15780 Athens, Greece

Chapters 1, 4

Authors: Ioannis Vayas, Pavlos Thanopoulos, Panagiotis Tsarpalis, Danai Dimakogianni

HASSELT UNIVERSITY

Construction Engineering Research Group

Campus Diepenbeek, Agoralaan building H, BE3590 Diepenbeek

Chapter 2

Authors: Jose Henriques, Herve Degee

RHEINISCH-WESTFAELISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE AACHEN (RWTH)

Institute of Steel Construction

52074 Aachen, Germany

Chapter 3

Authors: Benno Hoffmeister, Marius Pinkawa

POLITECNICO DI MILANO (POLIMI)

Department of Architecture, Built Environment and Construction Engineering Piazza

Leonardo da Vinci, 32, 20133 Milan, Italy

Chapter 5

Authors: Carlo Andrea Castiglioni, Amin Alavi, Giovanni Brambilla

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO (IST)

Department of Civil Engineering, Architecture and Georesources

Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisbon, Portugal

Chapter 6

Authors: Luís Calado, Jorge M. Proença, João Sio

POLITEHNICA UNIVERSITY OF TIMISOARA (UPT)

Steel Structures and Structural Mechanics department

Ioan Curea Street, no.1, Timisoara, Romania

Chapter 7, 8

Authors of Chapter 7: Adriana Chesoan, Aurel Stratan, Dan Dubina

Authors of Chapter 8: Calin Neagu, Florea Dinu, Dan Dubina

UNIVERSITET PO ARCHITEKTURA STROITELSTVO I GEODEZIJA (UACEG)

Department of Steel and Timber Structures

1 Hr. Smirnenski blvd. 1046 Sofia, Bulgaria

Chapter 9

Authors: Tzvetan Georgiev, Lora Raycheva, Dimo Zhelev, Nikolaj Rangelov

UNIVERSITY OF PISA (UNIFI)

Department of Civil and Industrial Engineering

56122 Pisa, Italy

Chapter 10

Authors: Francesco Morelli, Agnese Natali, Walter Salvatore

MAURER SOHNE ENGINEERING GMBH & CO. KG (MSE)

Frankfurter Ring 193

80807 Munich, Germany

Chapter 11, 12

Author Chapter of 11: Christiane Butz

Authors Chapter of 12 : Valentina Renzi, Christiane Butz, Renzo Medeot

TABLE DES MATIÈRES

PREFACE	I
AUTEURS	II
Table des matières	IV
1 ASSEMBLAGES CHEVILLES (INERD PIN CONNECTIONS)	1
1.1 INTRODUCTION	1
1.2 DESCRIPTION DU SYSTEME	1
1.3 MODELES D'ETATS-LIMITES	3
1.4 ÉTUDES EXPÉRIMENTALES SUR LES ASSEMBLAGES INERD CHEVILLÉS	6
1.5 PROCÉDURE DE DIMENSIONNEMENT	13
1.6 ANALYSES 2D DE BATIMENTS	23
1.7 CONCLUSIONS	34
1.8 CHAMP D'APPLICATION	36
1.9 PUBLICATIONS	36
1.10 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	37
2 ASSEMBLAGES EN U INERD	39
2.1 INTRODUCTION	39
2.2 DESCRIPTION DU DISPOSITIF EN U	39
2.3 MODÈLE D'ÉTAT-LIMITE	41
2.4 INVESTIGATIONS EXPÉRIMENTALES SUR LES ASSEMBLAGES EN U	41
2.5 DIMENSIONNEMENT SISMIQUE D'UNE OSSATURE	42
2.6 DOMAINE D'APPLICATION	49
2.7 RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	49
3 Joints sismiques « poutres » FUSEIS	52
3.1 INTRODUCTION	52
3.2 DESCRIPTION DU SYSTEME « POUTRES » FUSEIS	52
3.3 MODELE D'ETAT LIMITE	55
3.4 INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES SUR JOINTS SISMIQUES « FUSEIS »	57
3.5 RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT	66
3.6 ANALYSE D'OSSATURES 2D	73
3.7 CONCLUSIONS	88
3.8 DOMAINE D'APPLICATION	90
3.9 PUBLICATIONS	90
3.10 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	90
4 LIAISONS PAR CHEVILLES FUSEIS	93
4.1 INTRODUCTION	93
4.2 DESCRIPTION DU SYSTÈME AVEC LIAISONS CHEVILLEES FUSEIS.....	93
4.3 MODÈLES D'ÉTAT LIMITE	96

4.4	IIINVESTIGATION EXPERIMENTALES SUR LIAISONS AVEC PINS	97
4.5	RÈGLES DE CONCEPTION	105
4.6	ANALYSES SUR PORTIQUES 2D.....	115
4.7	CONCLUSIONS	133
4.8	DOMAINE D'APPLICATION.....	134
4.9	PUBLICATIONS	134
4.10	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	134
5	ASSEMBLAGES DE CONTINUITE DE POUTRE FUSEIS	136
5.1	INTRODUCTION	136
5.2	DESCRIPTION DES ASSEMBLAGES DE CONTINUITE DE POUTRE FUSEIS BOULONNES	136
5.3	INVESTIGATIONS EXPERIENTALES.....	138
5.4	MODÈLES ANALYTIQUES.....	148
5.5	RÈGLES DE CONCEPTION	150
5.6	ANALYSES ET CONCEPTION DE PORTIQUES 2D.....	161
5.7	DOMAINE D'APPLICATION.....	175
5.8	CONCLUSIONS	176
5.9	PUBLICATIONS	176
5.10	REFERENCES	176
6	Assemblages de continuité de poutre soudés FUSEIS	178
6.1	INTRODUCTION	178
6.2	DESCRIPTION DES ASSEMBLAGE DE CONTINUITÉ DE POUTRE SOUDÉ	179
6.3	INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES SUR LES ASSEMBLAGES DE CONTINUITE DE POUTRE SOUDES FUSEIS.....	180
6.4	MODÉLISATION NUMERIQUE DES ASSEMBLAGES SOUDES FUSEIS.....	188
6.5	REGLES DE CONCEPTION	190
6.6	ANALYSES SUR UN BÂTIMENT 3D.....	199
6.7	REMARQUES FINALES.....	213
6.8	REFERENCES	215
6.9	ANNEX A	216
7	Tronçon d'excentrement sismique (« lien sismique ») boulonné remplaçable	217
7.1	INTRODUCTION	217
7.2	DESCRIPTION DU SYSTÈME DE LIENS REMPLACABLE BOULONNÉ	217
7.3	INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES SUR LE SYSTÈME A LIENS BOULONNÉS REMPLAÇABLES	219
7.4	RÈGLES DE CONCEPTION	225
7.5	ANALYSE DES PORTIQUES 2D	232
7.6	CONCLUSIONS	248
7.7	DOMAINE D'APPLICATION.....	249
8	PANNEAU REMPLAÇABLE CISAILLÉ	250
8.1	INTRODUCTION	250
8.2	DESCRIPTION DES PANNEAUX REMPLAÇABLES CISAILLÉS	250

8.3	INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES SUR PANNEAUX CISAILLES	253
8.4	RÈGLES DE CONCEPTION	260
8.5	ANALYSE DES PORTIQUES 2D	269
8.6	CONCLUSIONS	280
8.7	DOMAINE D'APPLICATION.....	280
8.8	PUBLICATIONS	281
8.9	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	281
9	Ossatures à triangulations modifiées (CBF-MB)	283
9.1	INTRODUCTION	283
9.2	DESCRIPTION DU SYSTÈME CBF-MB	283
9.3	MODÈLES ANALYTIQUES.....	287
9.4	INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES.....	288
9.5	RÈGLES DE CONCEPTION	298
9.6	ANALYSES ET CONCEPTION DE PORTIQUES 2D.....	308
9.7	CONCLUSIONS	325
9.8	DOMAINE D'APPLICATION.....	326
9.9	PUBLICATIONS PRÉCÉDENTES	326
9.10	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	326
10	Système auto-centreur en acier	329
10.1	INTRODUCTION.....	329
10.2	DISPOSITIF EN ACIER AUTO-CENTRANT (SSCD).....	332
10.3	MODÈLE MÉCANIQUE ET CONTRÔLE EXPERIMENTAL DE LA SSCD.....	337
10.4	APPLICATION A LA CONCEPTION D'UN BÂTIMENT COMMERCIAL.....	348
10.5	CONCLUSIONS	366
10.6	DOMAINE D'APPLICATION.....	368
10.7	PUBLICATIONS	368
10.8	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	368
11	DISPOSITIF HYSTERETIQUE EN ACIER TRIANGULAIRE (de TRSH)	370
11.1	INTRODUCTION.....	370
11.2	DESCRIPTION DU DISPOSITIF HYSTERETIQUE EN ACIER TRIANGULAIRE.....	370
11.3	MODELE	374
11.4	INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES.....	379
11.5	RÈGLES DE CONCEPTION	387
11.6	PORTIQUE 2D	393
11.7	CONCLUSIONS	402
11.8	DOMAINE D'APPLICATION.....	402
11.9	REFERENCES	403
12	Dispositif hystérétique en acier en forme de lune (MSSH)	404
12.1	INTRODUCTION	404
12.2	DESCRIPTION DU DISPOSITIF EN ACIER HYSTÉRÉTIQUE EN FORME DE LUNE.....	404
12.3	MODÈLES STRUCTURELS	406
12.4	INVESTIGATIONS EXPÉRIMENTALES SUR LES DISPOSITIFS MSSH	410
12.5	RÈGLES DE CONCEPTION	418

12.6	ANALYSES D'UN PORTIQUE 2D	425
12.7	CONCLUSIONS	434
12.8	DOMAINE D'APPLICATION.....	434
12.9	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	435

1 ASSEMBLAGES CHEVILLES (INERD PIN CONNECTIONS)

1.1 INTRODUCTION

Dans le cadre du projet Européen RFCS « Two innovations for Earthquake Resistant Design (INERD) » (convention 7210-PR-316), deux assemblages dissipatifs innovants ont été proposés, à savoir l'assemblage par cheville (Pin connection) et l'assemblage avec dispositif en U (U-connection), présentés dans cette brochure.

Le projet INERD comprend de larges investigations expérimentales, numériques et analytiques concernant l'assemblage par cheville et a résulté dans la rédaction d'un guide de dimensionnement. Tous ces aspects sont disponibles dans des rapports techniques et publications scientifiques.

L'objectif de la présente brochure est de décrire brièvement la configuration de l'assemblage chevillé INERD et de présenter les principes de base de son comportement. Quelques résultats expérimentaux et analytiques typiques sont également proposés, mais l'accent est surtout mis sur les recommandations pour la modélisation et sur les règles de dimensionnement nécessaire pour l'analyse et le calcul de structures incluant des assemblages INERD. Les règles sont illustrées sur un cas d'études.

1.2 DESCRIPTION DU SYSTEME

L'assemblage chevillé INERD est utilisé entre les diagonales de contreventement vertical et les poteaux. Il peut être réalisé selon différentes configurations, telles que celles présentées à la Fig. 1.1. Il consiste en deux plats extérieurs boulonnés ou soudés aux semelles du poteau et un ou deux plats intérieurs soudés à l'extrémité de la diagonale. Une cheville à section rectangulaire ou circulaire passe à travers ces plats par des ouvertures appropriées. L'axe fort de la cheville peut être parallèle ou perpendiculaire à l'axe de la diagonale.

La conception initiale de l'assemblage se base un plat intérieur et une cheville rectangulaire (Fig. 1.1a), mais elle a été ensuite étendue pour couvrir d'autres configurations. Durant le projet INERD, des assemblages avec deux plats intérieurs soudés et deux plats extérieurs boulonnés ont été étudiés, avec des chevilles rectangulaires ou rondes. Des essais avec un plat intérieur ont été réalisés dans le portique d'un projet national.

L'assemblage se comporte d'une façon relativement simple, qui peut être modélisée par une poutre en flexion 3 ou 4 points. L'élément qui se comporte comme une poutre est la cheville, appuyée aux niveaux des plats extérieurs. L'effort axial dans la diagonale est transféré par l'intermédiaire des plats intérieurs vers les points correspondants de la cheville, résultant en une ou deux charges ponctuelles selon le nombre de plats. Puisque la résistance de l'assemblage est gouvernée par une

flexion de la cheville, elle est donc indépendante de la direction de l'effort normal. Afin de distinguer les deux directions possibles, on peut dire que les plats de l'assemblage INERD sont en compression lorsque la diagonale est chargée en compression, et en traction dans le cas inverse.

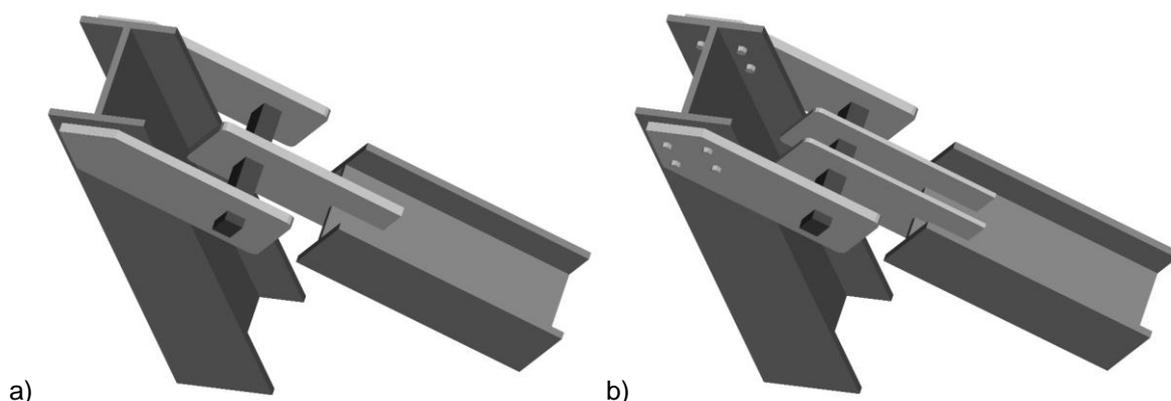


Fig. 1.1: Configurations possibles de l'assemblage chevillé Inerd

L'assemblage est dimensionnée à l'état-limite ultime (ELU) pour rester élastique, à l'exception de la combinaison sismique. Dans le cas d'un dimensionnement sismique, les diagonales sont activées et soumises à des charges axiales importantes, résultant en la plastification de la cheville afin de dissiper l'énergie sismique. La résistance de l'assemblage, y compris la sur-résistance éventuelle, est déterminée pour être inférieure à la résistance au flambement de la diagonale, et a fortiori à sa résistance en traction. En conséquence, le mécanisme dissipatif habituel d'une ossature à triangulation centrée, basée sur la plastification des diagonales tendues, ne peut pas se développer. En lieu et place, la plastification est limitée à l'assemblage INERD, avec des rotules plastiques qui se développent dans la cheville au niveau des plats. Grâce à la conversion de l'effort axial en flexion de la cheville indépendamment de la direction, les assemblages INERD se comportent de manière identiques pour les diagonales tendues et comprimées.

La réponse d'un assemblage INERD typique en traction est donnée à la Fig. 1.2. Dans la première phase, les appuis fonctionnent comme des articulations, et la poutre est donc appuyée (Fig. 1.2a) avec un moment concentré au milieu de la cheville. Lorsque le moment devient égal au moment plastique de la cheville, des rotules se forment au niveau des plats intérieurs et une déformation importante de la cheville se produit (Fig. 1.2b). Ainsi qu'observé lors des investigations expérimentales, la cheville peut accepter des déplacements très importants (de l'ordre de grandeur de sa hauteur, voire plus). En conséquence, lors de la seconde phase, les appuis d'extrémité commencent à se comporter comme des encastremements, résultant en un accroissement supplémentaire de la résistance, jusqu'à ce que des rotules plastiques se forment également au niveau des appuis

(Fig. 1.2c). Dans la situation finale, la résistance de la cheville est complètement exploitée et la raideur résiduelle de l'assemblage, relativement faible, est principalement causée par l'érouissage et l'expansion des zones plastiques.

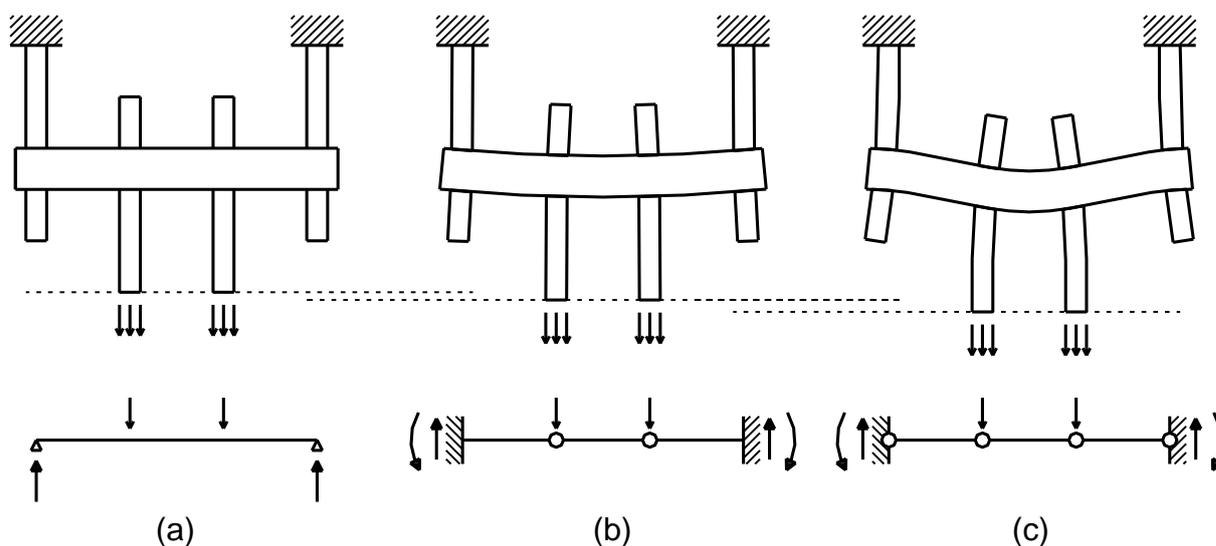


Fig. 1.2: Phases de mise en charge de la cheville Inerd et modèle statique associé

Il va sans dire que le modèle simplifié d'une poutre idéale en flexion se base sur plusieurs hypothèses, telle qu'ignorer l'interaction flexion/cisaillement ou la flexion transversale ou la rotation relative des plats. Néanmoins, sa précision est satisfaisante pour un pré-dimensionnement et surtout, c'est un outil utile pour démontrer les caractéristiques et propriétés de base de l'assemblage.

En ajustant le nombre de travées contreventées par direction, la configuration des plats et les dimensions des chevilles, le système chevillé INERS présente une grande flexibilité pour un dimensionnement sismique efficace des ossatures en acier.

1.3 MODELES D'ETATS-LIMITES

Pour le pré-dimensionnement des assemblages chevillés INERD et le dimensionnement des spécimens d'essai, un modèle poutre simplifié est proposé. Ce modèle se base sur l'hypothèse que la cheville se comporte comme une poutre articulée ou encastree selon la phase de mise en charge, avec des charges ponctuelles au niveau des plats internes. La poutre équivalente (Fig. 1.3a) modélise le comportement de l'assemblage comme une courbe trilineaire, comme indiqué à la Fig. 1.3b. La portée d_{ext} de la poutre est prise égale à la distance libre entre les plats externes. L'effort axial de la diagonale est modélisé comme deux charges ponctuelles appliquées à une distance a des appuis, égale à la distance libre entre plats internes et externes. Il faut noter que le terme "déformation ou

résistance axiale" de l'assemblage décrit un vecteur parallèle à l'axe de la diagonal. Comme démontré à la Fig. 1.3, la réponse de l'assemblage peut être modélisée par deux systèmes statiques différents, le premier pour le chargement entre les points O et I, et le second pour le chargement entre les points I et II. Le premier système correspond à une poutre bi-appuyée en flexion 4 points, avec des extrémités libres de tourner ($K_{sup} = 0$). Ce système décrit la réponse de l'assemblage dans la phase de chargement initiale, jusqu'à ce que des rotules plastiques se forment là où les charges ponctuelles sont appliquées (point I de la Fig. 1.3b). Ensuite, la déformation axiale augmente à un taux plus élevé et les extrémités de la cheville sont encastrées dans les plats externes ($K_{sup} = \infty$), ne permettant plus de rotation libre. En conséquence, des moments se développent au niveau des appuis et augmentent jusqu'à y atteindre la formation de rotules plastiques, situation correspondant au point II de la Fig. 1.3b.

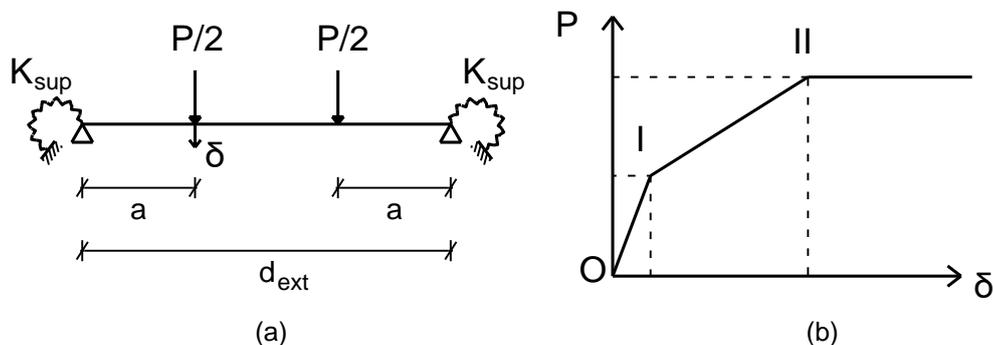


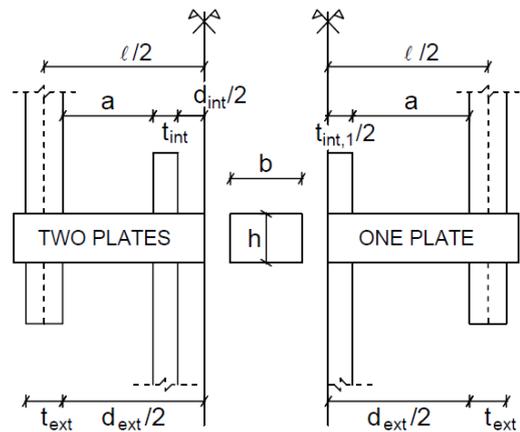
Fig. 1.3: Modèle analytique simplifié: (a) système statique équivalent et (b) loi force-déformation trilineaire

Les équations du modèle analytique simplifié sont résumées à la Table 1.1, où des figures obtenues par calcul Eléments Finis sont aussi fournies pour illustrer la distribution de contraintes aux stades de chargement I et II. Pour garantir que ce modèle fournit des résultats précis, il est de bonne pratique de conserver quelques limitations géométriques simples (par exemple concernant l'épaisseur des plats et la distance entre plats), telles que données à la Table 1.3. Dans tous les cas, il faut être conscient que des écarts significatifs peuvent être observés par rapport aux résultats des modèles détaillés fournis en 1.5.2. Les valeurs obtenues par le modèle simplifié sont donc à considérer comme indicative dans le portique d'une pré-dimensionnement.

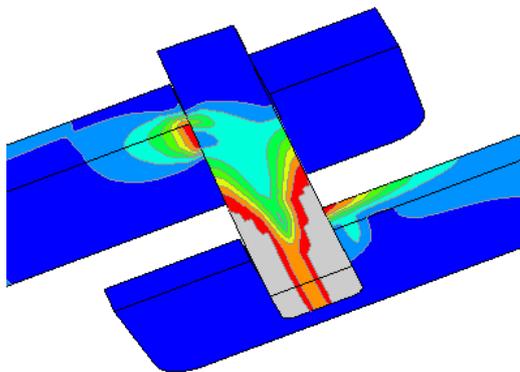
Table 1.1: Synthèse du modèle simplifié de l'assemblage chevillé INERD [28]

	Effort axial	Déformation axiale
Point I Plastification "y"	$P_y = \frac{2 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	$\delta_y = 1.5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot \ell^2 \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4\alpha)$
Point II Ultime "u"	$P_u = \frac{4 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	
Sur-résistance pour dimensionnement capacitive	$1.3 \cdot P_u$	
Capacité de déformation	$P_{lim} = P_u$	$\delta_{lim} = 0.8 \cdot a$

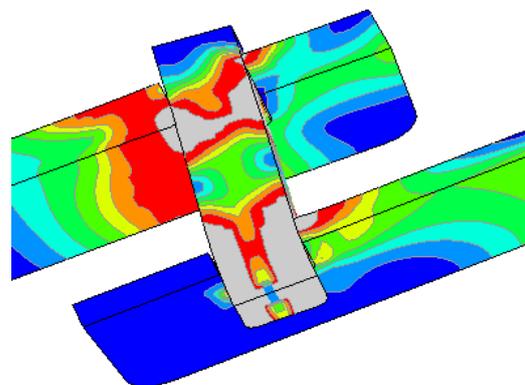
- ℓ = distance entre plaques extérieures
- a = distance libre entre plaque intérieure et extérieure
- α = a / ℓ
 ≈ 0.5 pour une plaque intérieure unique
- d_{ext} = distance entre plaques extérieures
- d_{int} = distance entre plaques intérieures
 $= 0$ pour une plaque intérieure unique
- t_{ext} = épaisseur des plaques extérieures
- t_{int} = épaisseur des plaques intérieures
 $=$ demi-épaisseur pour une plaque intérieure unique
- E = module élastique de l'acier
- f_y = limite élastique de l'acier
- I = inertie de la section de la cheville
- W_{pl} = module plastique de la cheville
- M_{pl} = résistance en flexion de la cheville



Pour des chevilles rectangulaire:
 $W_{pl} = b \cdot h^2 / 4$
 $I = b \cdot h^3 / 12$
 h, b = hauteur et largeur de la cheville



Contraintes de Von Mises au point I



Contraintes de Von Mises au point II

1.4 ÉTUDES EXPÉRIMENTALES SUR LES ASSEMBLAGES INERD CHEVILLÉS

1.4.1 Etudes expérimentales sur les assemblages isolés

1.4.1.1 Setup d'essai, description des spécimens et procédure de mise en charge

Les essais sur assemblages individuels ont été réalisés à l'IST Lisbonne et sont décrits en détails dans le rapport [12]. Les spécimens sont constitués de quatre plats et d'une cheville à section rectangulaire ou circulaire. Les plats internes et externes sont connectés par des plats plus épais. Ces plats assemblent en même temps les spécimen avec le banc d'essai, de façon à ce que la charge soit appliquée perpendiculairement à l'axe de la cheville. Le montage d'essai est montré à la Fig. 1.4.

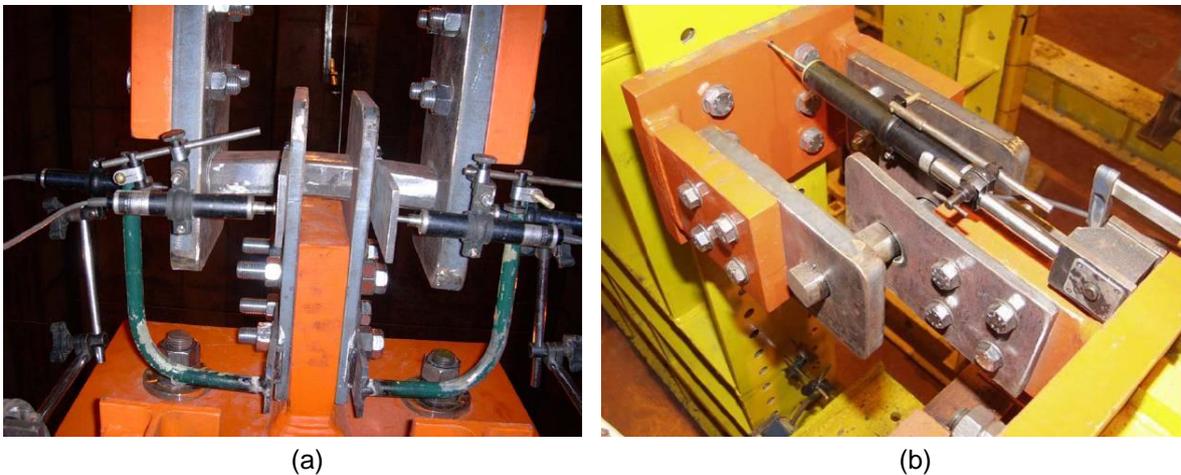


Fig. 1.4: setup d'essais pour les chevilles (a) rectangulaires et (b) circulaires

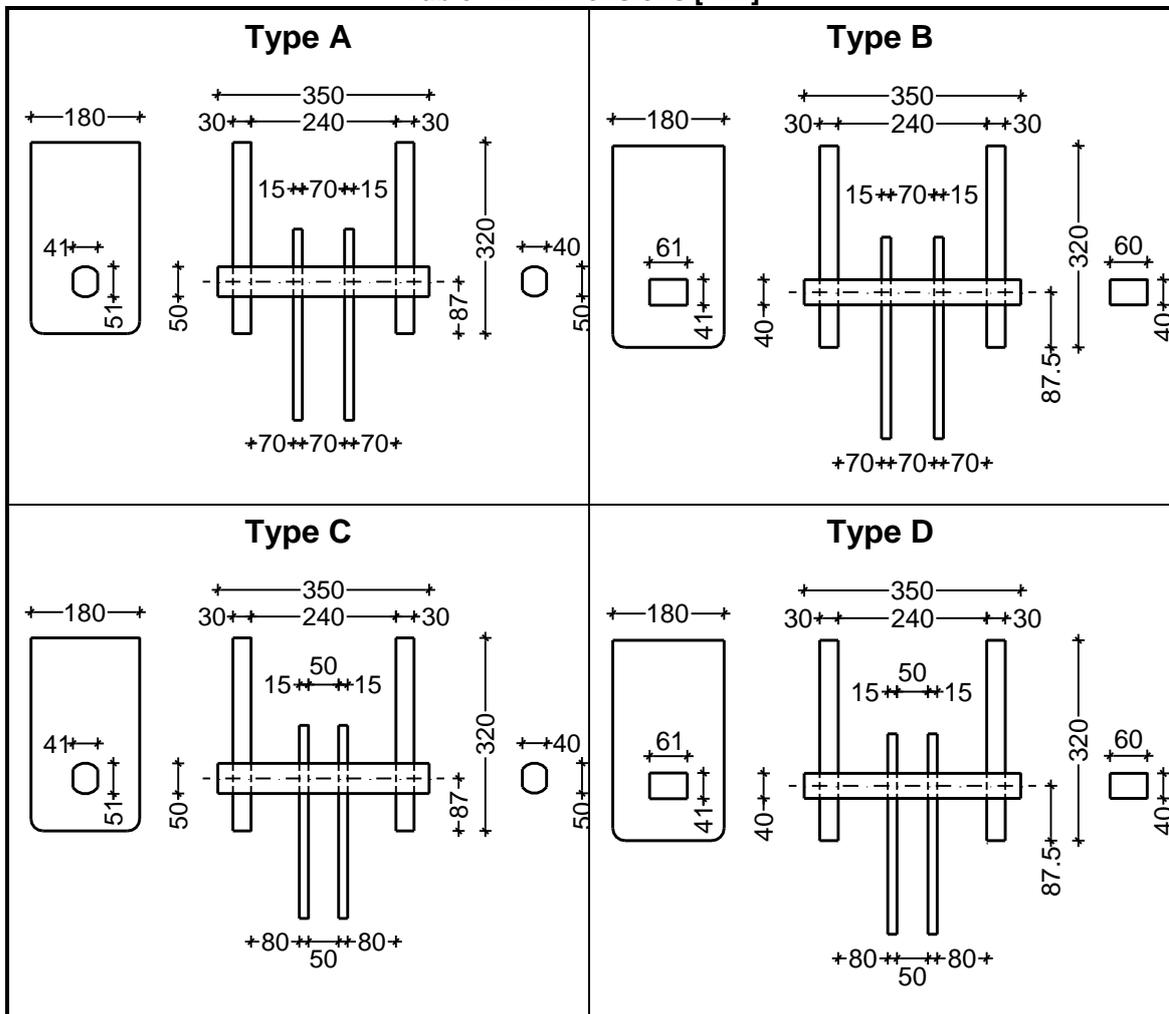
Au total, quatre types d'liens ont été examinés, pour diverses combinaisons de la section transversale des chevilles et la distance des plaques internes, comme indiqué dans le tableau 1.2. Les propriétés de l'acier des différentes parties ont été obtenues à partir d'essais de matériaux effectués sur des coupons fournis lors de la production des différentes parties de la connexion. Les éprouvettes ont été soumises à trois types de chargement, toujours en contrôlant le déplacement appliqué des plaques internes:

- Chargement monotone en compression.
- Chargement cyclique avec des cycles de plus en plus importants conformément aux dispositions de l'ECCS (Convention européenne pour la construction métallique) [20]. En particulier, en supposant un déplacement de performance égal à δy (calculé analytiquement égal à 5 mm), ce chargement comprend une série de cycles de charge simples d'amplitude égale à $\frac{1}{4} \cdot \delta y$, $\frac{1}{2} \cdot \delta y$, $\frac{3}{4} \cdot \delta y$ et δy , qui sont successivement appliqués dans les deux sens de chargement. Ensuite, des cycles de triple charge sont appliqués pour chaque multiple du déplacement ($2 \cdot \delta y$, $3 \cdot \delta y$, $4 \cdot \delta y$ etc.)

jusqu'à la rupture de l'échantillon.

- Chargement cyclique avec des cycles d'amplitude constante. En particulier, les chevilles rectangulaires ont été soumises à des cycles de largeur totale 30, 40, 50 et 60 mm, tandis que des cycles de 40 et 60 mm ont été appliqués aux chevilles arrondies. In total, four types of specimens were examined, for various combinations of the pin cross section and the distance of the internal plates, as shown in Table 1.2. The steel properties of the various parts were derived from material tests that were performed on coupons that were provided during the production of the various parts of the connection.

Table 1.2: Dimensions [mm]



1.4.1.2 Résultats des essais monotones

Les connexions par goupille ont montré un comportement ductile avec une augmentation considérable de la charge après le passage dans la zone plastique, ce qui est dû à l'écroutissement et au changement du mécanisme de roulement comme expliqué au §1.3. Les données qui ont été enregistrées ou calculées pour tous les essais étaient l'historique de la charge, l'énergie dissipée (totale et plastique) et la

rigidité de la connexion. Les résultats indicatifs sont montrés à la Fig. 1.5.

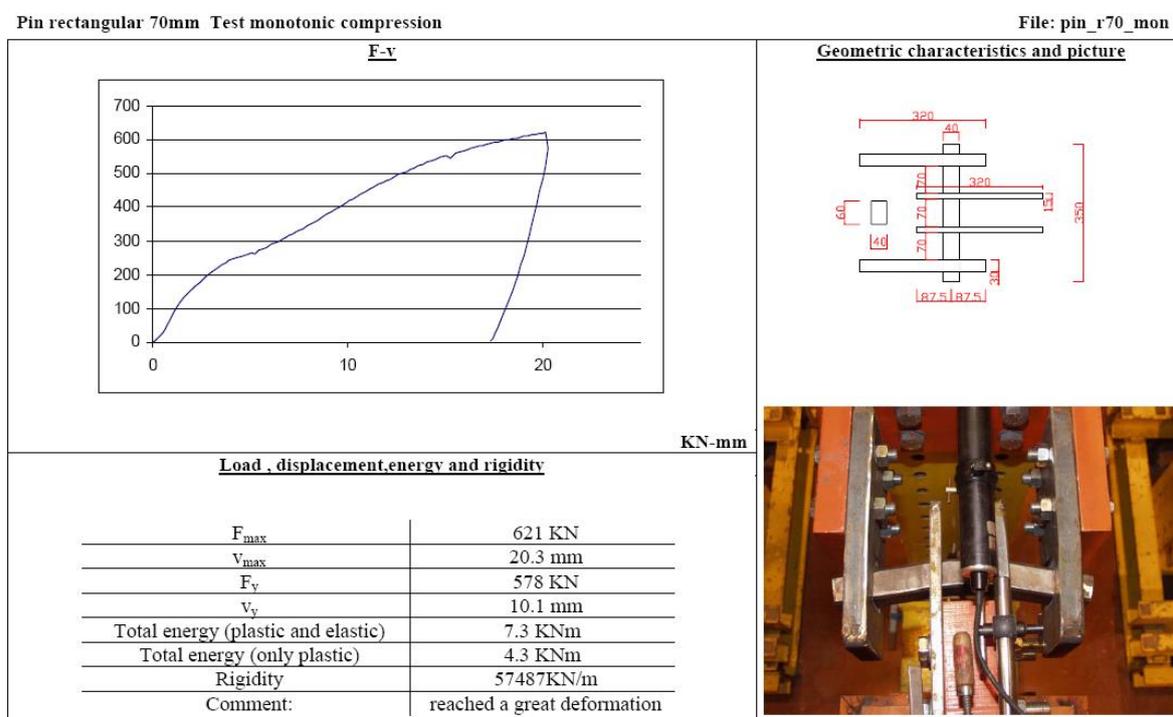


Fig. 1.5: Résultats indicatifs en compression monotone – Spécimen “TypeB”

1.4.1.3 Resultats des essais cycliques

Sous une charge cyclique, les connexions des chevilles présentaient un excellent comportement dissipatif avec de larges boucles d'hystérésis et une résistance significative contre la fatigue du cycle bas. Il a été constaté que la courbe monotone est pratiquement identique à la courbe squelette de la charge cyclique. On a également observé que les boucles présentaient un pincement important et que la résistance en compression était légèrement supérieure à la résistance en traction, ce qui peut être justifié par la flexion latérale des plaques et les différentes rigidités de flexion qu'elles fournissent comme supports. Les données qui ont été enregistrées ou calculées pour tous les essais étaient l'historique de la charge-déplacement, le nombre de cycles jusqu'à la rupture, l'énergie dissipée (total et demi-cycle) et la rigidité de la connexion pour chaque cycle. Les résultats indicatifs sont montrés à la Fig. 1.6.

A partir des essais d'amplitude constante (Fig. 1.7), les courbes SN de meilleure adaptation et de conception ont été calculées afin d'évaluer le comportement de la goupille en fatigue de bas cycle, très bonne, principalement en raison de l'absence de soudures près du zones de plastification.

Pin rectangular 70mm Test ECCS

File: pin_r70_eccs

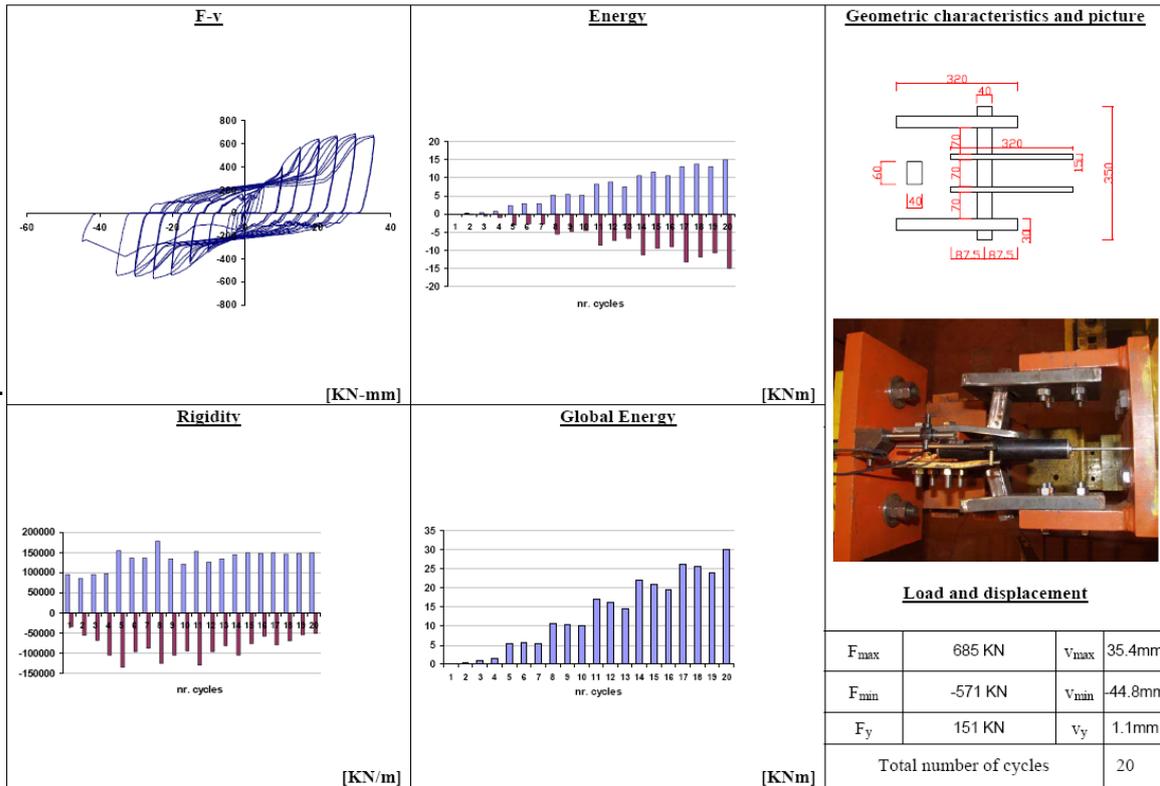


Fig. 1.6: Résultats indicatifs selon mise en charge ECCS – Spécimen “TypeB”

Pin rectangular 70mm Test 30mm

File: pin_r70_d30

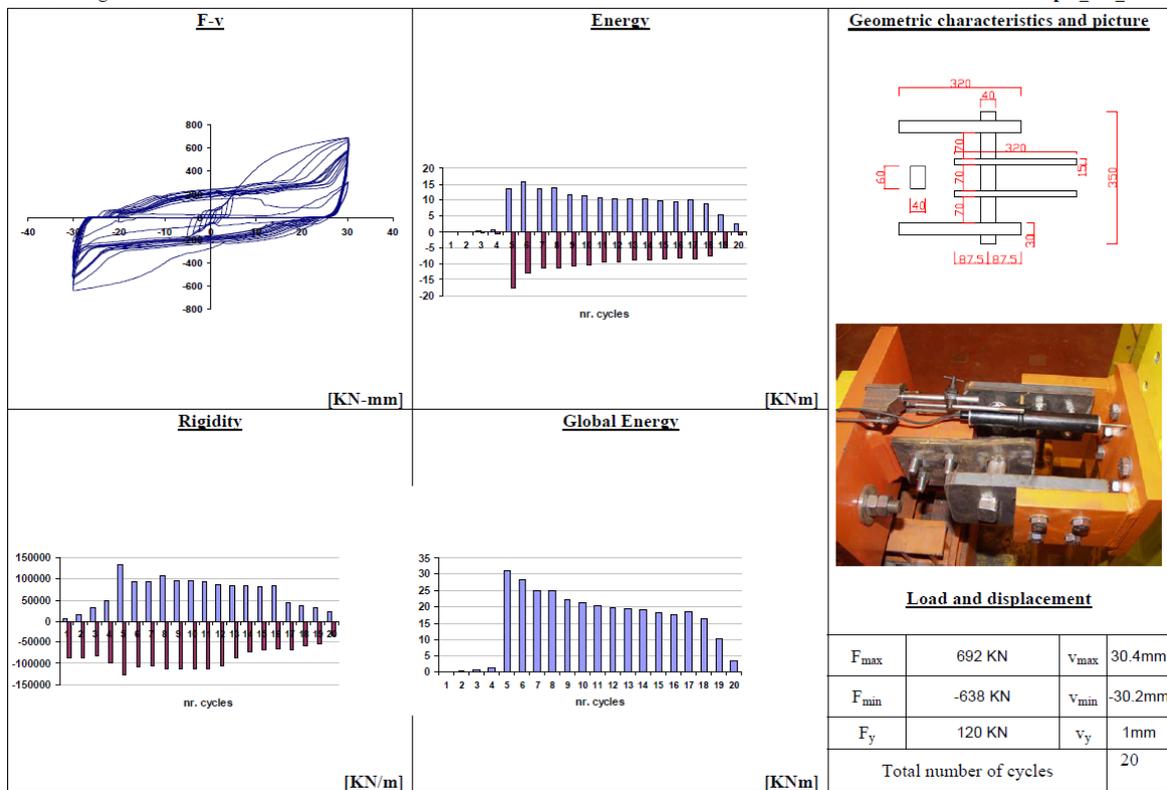


Fig. 1.7: Résultat indicatif pour chargement à amplitude constante (± 30 mm) – Spécimen “TypeB”

1.4.2 Etudes expérimentales sur portiques complets

1.4.2.1 Setup d'essai, description des spécimens et procédure de mise en charge

En plus des tests sur les connexions individuelles, des tests grandeur nature ont été effectués sur une ossature contenant des connexions INERD afin de mieux comprendre comment les connexions se comporteraient dans le portique d'une structure plus réaliste. Ces tests ont eu lieu à Politecnico di Milano et sont décrits en détail dans le rapport final de Milan [13]. L'éprouvette avait une hauteur de 3,00 m et une largeur de 3,40 m (figure 1.8). La section transversale des poteaux était HEB 240, le poutre HEB 200 et les diagonales HEB 160. Les connexions des chevilles INERD étaient les mêmes que celles présentées dans le tableau 1.2.



Fig. 1.8: Setup expérimental

Les éprouvettes ont été soumises à deux types de chargement, toujours en contrôlant le déplacement appliqué en haut du portique:

- Chargement cyclique avec des cycles de magnitude croissante, conformément aux dispositions de l'ECCS, comme décrit au §1.4.1.1. Le déplacement de performance δ_y a été calculé analytiquement égal à 6 mm. Les cycles initiaux de chargement (plus petit que δ_y) ont été omis pour des raisons pratiques.

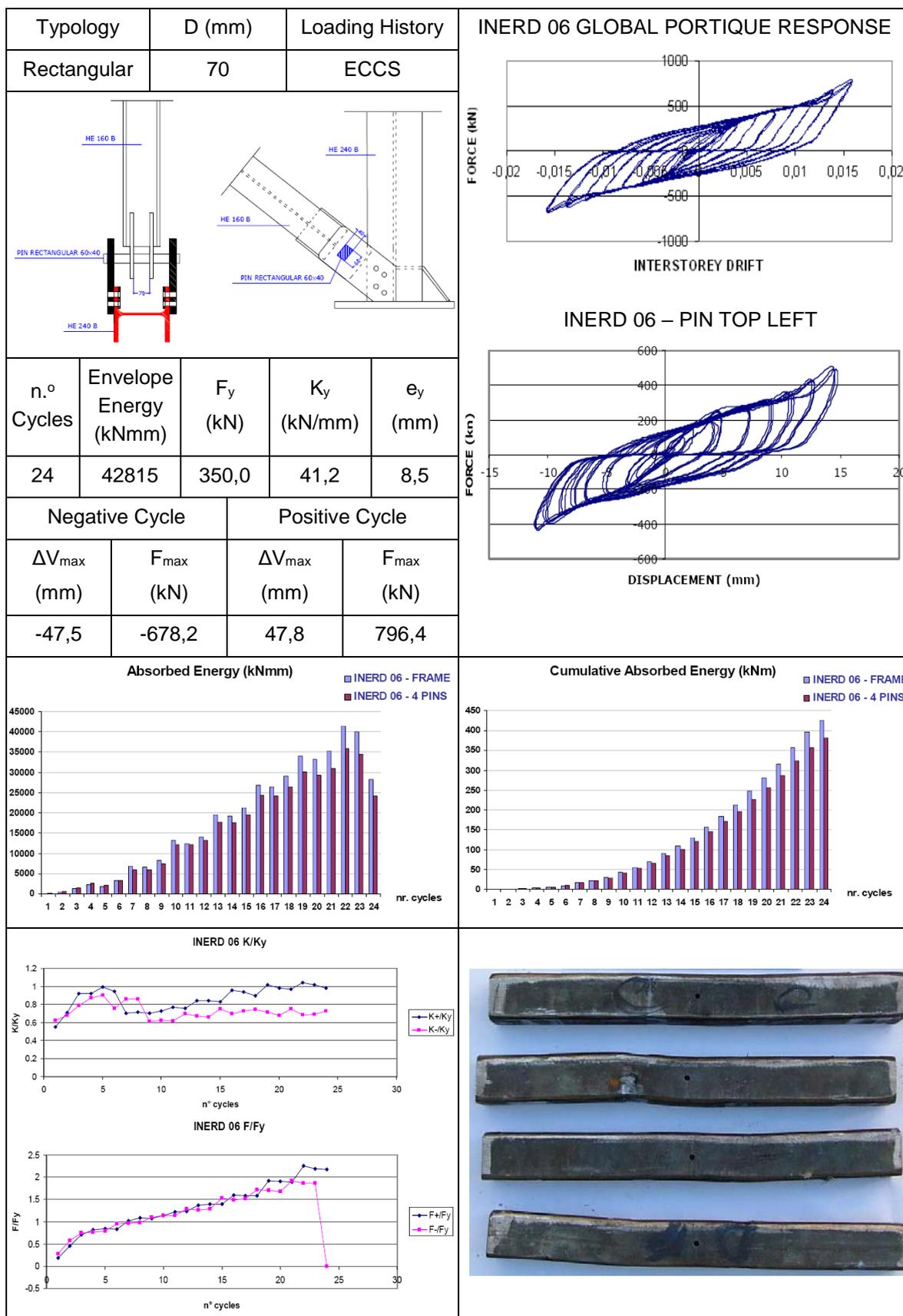


Fig. 1.9: Résultats indicatifs selon procédure cyclique ECCS – Spécimen “TypeB”

- Chargement cyclique correspondant à la réponse d'une structure sous un véritable séisme. Plus précisément, le déplacement appliqué correspond à la réponse du premier étage d'un bâtiment typique de six étages, tel que défini par l'analyse dynamique non linéaire. En raison des limites de l'équipement, la charge a été appliquée comme quasi-statique et non en temps réel.

1.4.2.2 Résultats expérimentaux

Dans les résultats des tests de ossature, il a également été observé que les connexions de chevilles présentaient un excellent comportement dissipatif et il a été confirmé qu'aucun problème ne devait être attendu dans le comportement global d'une ossature contenant de telles connexions. Les tests ont également vérifié qu'aucun problème local ne se produisait dans la connexion, par ex. en raison de la rotation relative et la déformation latérale des plaques, glisser ou la torsion de l'articulé etc.

Les résultats indicatifs des tests de ossature sont illustrés à la figure 1.9. Les données enregistrées sont similaires à celles des connexions individuelles. On observe que la résistance "positive", qui correspond à "tirer" le portique de test, est légèrement supérieure à la résistance "négative", ce qui correspond à "pousser" le portique. Une telle réponse est typique dans les investigations expérimentales puisque les effets des déformations hors plan surviennent lorsque le portique est poussé, tandis que le portique de test se redresse lorsqu'il est tiré.

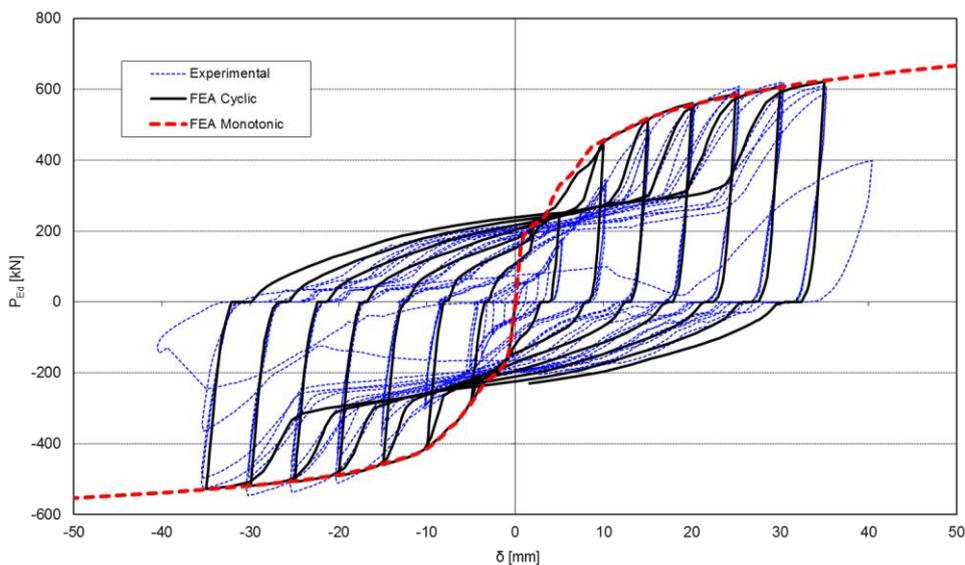


Fig. 1.10: Effort axial P_{Ed} vs. déformation axiale δ – Comparaison entre essais et simulations – spécimen "TypeD"

1.4.3 Calibrage des simulations

Sur la figure 1.10, la réponse de la connexion INERD à partir des résultats de test est tracée par rapport aux résultats issus de l'analyse FEM. La loi de la contrainte de matériau par rapport à la contrainte a été définie de manière à permettre

l'inclusion des effets de Bauschinger qui se sont avérés importants pour le chargement cyclique. La force axiale et la déformation sont positives lorsque les diagonales sont en compression.

On peut voir que la force de connexion à la charge positive (cale en compression) est plus élevée que la résistance à la charge négative (cale en traction), en raison de la rigidité en rotation différente des plaques externes. Un certain pincement est observé en raison de l'ovalisation des trous des barrettes, sinon des boucles hystérétiques stables sont obtenues. Un accord satisfaisant similaire entre les résultats expérimentaux et les résultats FEM a été observé pour tous les types de connexions testées. Les analyses et les tests ont montré que les courbes monotones représentent les courbes squelettiques des courbes cycliques, sauf aux faibles déformations où elles sont plus raides que les dernières. Sur la base de ce modèle FE calibré, une analyse numérique paramétrique approfondie a été réalisée pour étudier diverses configurations de connexion.

1.5 PROCÉDURE DE DIMENSIONNEMENT

Les conclusions des études analytiques et numériques ont été résumées dans un guide de conception pour une application pratique. Le guide de conception fournit des recommandations sur le dimensionnement des connexions de chevilles INERD et la conception d'une ossature contenant de telles connexions. La méthodologie de conception de ce guide est basée sur les dispositions de l'EN 1993-1-1 [17] et de l'EN 1998-1 [19]. Certaines clauses de l'EN 1998-1-1 ont été réarrangées de manière appropriée pour couvrir l'utilisation des connexions dissipatifs. Il comprend également des détails structuraux et des recommandations de construction.

1.5.1 Design préliminaire et dispositions constructives

Pour le dimensionnement préliminaire et le dimensionnement des chevilles, le modèle d'état limite simplifié présenté au § 1.3 et résumé au Tableau 1.1 devrait être déployé. Cette méthodologie rapide et pratique peut être utilisée pour la sélection du nombre requis de baies diagonales, la section transversale des chevilles, la distance et les dimensions des plaques, etc.

Cependant, afin de déterminer les propriétés de connexion avec une précision accrue et de calculer les exigences de ductilité et de surcharge de la ossature, la méthodologie détaillée du § 1.5.2 doit être mise en œuvre.

Pour assurer une réponse plus efficace des connexions, les exigences géométriques indiquées dans le Tableau 5.1 doivent être satisfaites. De cette manière, la validité des règles de conception est garantie, car les dimensions des connexions se situent dans les champs couverts par les investigations expérimentales et numériques. De plus, le concepteur est protégé contre les défauts de détail qui pourraient conduire à un comportement de connexion inférieur, par ex. en sélectionnant des plaques minces et flexibles.

Table 1.3: Exigences géométriques pour les assemblages chevillés INERD

Forme de la section de cheville	$h \leq b \leq 2 \cdot h$
Distance minimale entre plaques	$a \geq h$
Épaisseur des plaques extérieures	$t_{ext} \geq 0.75 \cdot h$
Épaisseur des plaques intérieures	$t_{int} \geq 0.5 \cdot t_{ext}$ pour 2 plaques $t_{int} \geq t_{ext}$ pour une plaque
Dimensions de base d'un assemblage chevillé INERD :	
b	largeur de la cheville
h	hauteur de la cheville
t_{ext}	épaisseur de la plaque extérieure
t_{int}	épaisseur de la plaque intérieure
d_{ext}	distance libre entre plaques extérieures
d_{int}	distance libre entre plaques intérieures
a	distance libre entre plaques intérieures et extérieures

Visant à éviter une surtension excessive, le matériau en acier des chevilles dissipatifs doit avoir des propriétés contrôlées. Conformément à l'EN 1998-1-1 [19], sa limite d'élasticité doit avoir une valeur maximale de:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \quad \text{Eq. (1.1)}$$

Où $\gamma_{ov} = 1.25$ est le facteur de sur-résistance

f_y est la valeur nominale de la limite d'élasticité

Si les propriétés du matériau de cheville sont contrôlées et sa limite d'élasticité maximale est garantie en dessous de celle décrite par l'équation. (1.1), le facteur de sur-résistance peut être réduit en conséquence afin d'obtenir une conception plus économique.

1.5.2 Dimensionnement par analyse élastique linéaire

Les règles de conception sont destinées à garantir que les chevilles des connexions de l'INERD produiront du performance, avant tout fléchissement ou instabilité de tout autre élément. Par conséquent, la conception des bâtiments avec des connexions à chevilles INERD est basée sur l'hypothèse que les chevilles dissiperont principalement l'énergie via la formation de rotules en plastique. La méthodologie de conception suivante peut être appliquée:

1) Simulation

Un bâtiment avec des connexions de chevilles INERD peut être simulé avec un logiciel structural commun avec un modèle élastique. Les connexions peuvent être modélisées avec des ressorts linéaires de longueur nulle dont la constante peut être définie comme dans Equations (1.2):

$$K_{pin} = \frac{32 \cdot E \cdot I}{l^3} \text{ for one plate} \quad \text{Eq. (1.2a)}$$

$$K_{pin} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot \alpha \cdot (3 - 4 \cdot \alpha)} \text{ for two plates} \quad \text{Eq. (1.2b)}$$

Comme un portique avec des connexions INERD est essentiellement une ossature contreventée, les assemblages poutre-poteau et les bases de poteaux sont simples pour obtenir une conception économique et éviter que d'autres éléments ne résistent aux charges sismiques. Les bases de toutes les poteaux du bâtiment sont également chevillées.

2) Analyse

L'analyse linéaire statique est effectuée sous charge morte et vive et les éléments du portiques principal sont dimensionnés conformément aux dispositions de l'EN 1993-1-1 [17] pour les combinaisons ELU et ELS. Les forces internes dues au chargement sismique sont calculées avec la méthode conventionnelle d'analyse du spectre de réponse multimodal, où le nombre de modes de vibration considérés dans chaque direction est tel que la somme de la masse effective est au moins égale à 90% du masse totale. Le spectre de conception doit être défini avec un facteur de comportement maximal égal à 4 pour la classe de haute ductilité et à 3 pour la classe de ductilité moyenne. Dans le cas où une connexion INERD n'est utilisée que dans une extrémité de l'diagonale, le facteur de comportement doit être réduit en conséquence (3 pour DCH et 2 pour DCM).

3) Limitation du déplacement inter-étage

Pour une action sismique avec une plus grande probabilité d'occurrence que le séisme de conception, il est important de satisfaire à l'exigence de limitation des dommages. De cette manière, on s'assure que, pour une action sismique avec une période de retour plus faible, les éléments non structuraux du bâtiment ne seront pas sérieusement endommagés et que le bâtiment restera opérationnel sans réparations minimales ou minimales.

En analyse linéaire, les déplacements induits par l'action sismique de calcul ds doivent être calculés sur la base des déformations élastiques du système structural

à travers l'expression:

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Eq. (1.3)}$$

Dans le cas où les rapports de capacité Ω des éléments dissipatifs sont faibles, le calcul du drift de l'interstice de conception basée sur d_s est conservateur, et un facteur de réduction $q\Omega$, égal au rapport de capacité des connexions, peut être utilisé comme suit:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \quad \text{Eq. (1.4)}$$

La valeur de calcul du déplacement inter-étage d_r est définie comme la différence des déplacements latéraux moyens en haut et en bas de cet étage, et doit être limitée selon EN1998-1. La valeur limite dépend du type des éléments non structurels et de la classe d'importance du bâtiment.

4) Effets de second ordre

L'influence possible des effets de second ordre doit être prise en compte avec le coefficient de sensibilité de drift de l'interstore θ conformément aux dispositions de l'EN1998-1. Le coefficient θ est calculé pour les deux directions et pour chaque étage du bâtiment:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \quad \text{Eq. (1.5)}$$

Où P_{tot} est la charge de gravité totale à l'étage considéré

V_{tot} est le cisaillement total de l'étage sismique

Alternativement, le coefficient θ peut être calculé par une analyse de flambement linéaire à travers le facteur α_{cr} , le facteur par lequel la charge de calcul doit être augmentée pour provoquer une instabilité globale élastique. L'analyse est réalisée sous les charges de gravité constantes de la combinaison sismique ($1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q$) et produit les modes de flambement. Les modes dominants des directions x et y sont choisis et les valeurs α_{cr} correspondantes sont calculées comme suit:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad \text{Eq. (1.6)}$$

où F_{cr} est la charge de flambement critique élastique pour le mode d'instabilité global basé sur la rigidité élastique initiale

F_{Ed} est le chargement de conception pour la combinaison sismique

Pour prendre en compte les déplacements inélastiques du bâtiment, α_{cr} doit être divisé par le facteur q :

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \quad \text{Eq. (1.7)}$$

Les dispositions de l'EN1998-1 stipulent que si le coefficient de sensibilité à la drift inter-étage est limité à $\theta \leq 0,1$, les effets du second ordre peuvent être ignorés en toute sécurité. Si $0,1 < \theta < 0,2$, les effets de second ordre peuvent être approximativement pris en compte en multipliant les effets d'action sismique pertinents par un facteur égal à $1 / (1-\theta)$. Si $0,2 < \theta < 0,3$, une analyse plus précise du second ordre doit être effectuée. Les valeurs de $\theta > 0,3$ ne sont pas autorisées.

5) Vérification des éléments dissipatifs

a) Résistance axiale

La résistance des connexions de chevilles est calculée au point de rupture et au point final afin de concevoir la structure contre les charges statiques et sismiques. La courbe de la force axiale par rapport à la déformation axiale est pratiquement tri-linéaire comme le montre la figure 1.11.

La résistance contre le performance (Point I) est donnée comme le minimum de deux valeurs, selon que la goupille se comporte principalement en flexion ou en cisaillement:

$$P_{y,Rd} = \min \left\{ \frac{1.7 \cdot M_{pl}}{a_{red,I} \cdot \gamma_{py}} ; k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}} \right\} \quad \text{Eq. (1.8)}$$

où $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$ est le moment plastique de la cheville

$a_{red,I} = a - 0.5 \cdot h$ le bras de levier réduit pour le point I

$k_{pin} = 1 + 0.1 \cdot \frac{b}{h}$ le facteur de forme de la cheville avec $1.1 \leq k_{pin} \leq 1.2$

$\gamma_{py} = 1.05$ est un facteur de sécurité sur plastification pour prendre en compte l'incertitude de modélisation

La limite d'élasticité de la connexion doit être supérieure à la force axiale des combinaisons sismiques statiques et fréquentes.

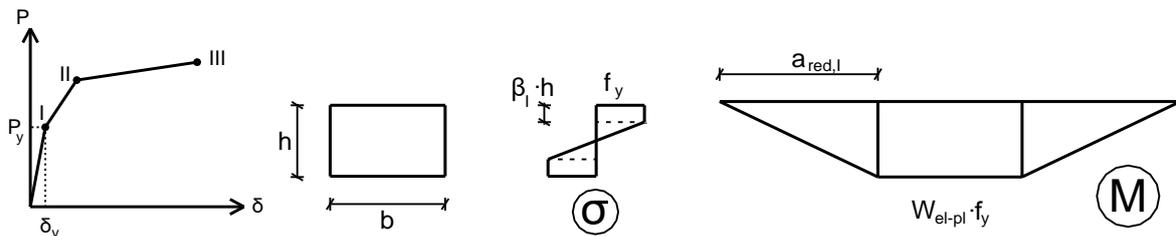


Fig. 1.11: Contraintes normales dans la cheville et diagramme de moment au point de première plastification

Pour le calcul de la résistance ultime de la liaison, on utilise le bras de levier réduit du point III:

$$a_{red,III} = a - h \quad \text{Eq. (1.9)}$$

Pour $a_{red, III} \leq 0$, la cheville se comporte principalement en cisaillement, bien qu'un tel cas soit empêché par les restrictions géométriques du tableau 5.1, car cela n'est pas recommandé.

La résistance ultime dans ce cas est:

$$P_{u,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}} \quad \text{Eq. (1.10)}$$

où $\gamma_{pu} = 1,1$ facteur de sécurité pour la charge ultime due à l'incertitude du modèle

Pour $a_{red, III} > 0$, la cheville se comporte en flexion et cisaillement (figure 1.12) et la résistance ultime de la connexion due à la flexion de la cheville est donnée dans l'équation (1.11a). La capacité restante de la goupille à entreprendre le cisaillement définit la résistance ultime de la connexion en cisaillement, telle que définie dans l'équation (1.11b). Le facteur β_{III} définit le pourcentage de la goupille qui a subi une déformation plastique importante de chaque côté, avec $0 \leq \beta_{III} \leq 0,5$. La résistance ultime de la connexion est trouvée à travers un processus itératif en changeant le facteur β_{III} , de sorte que les deux valeurs des équations (1.11a) et (1.11b) deviennent égales.

$$P_{u,M,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_u}{a_{red,III} \cdot \gamma_{pu}} \quad \text{Eq. (1.11a)}$$

$$P_{u,V,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}} \quad \text{Eq. (1.11b)}$$

Avec $M_u = W_{u,pl} \cdot f_{mid}$ la résistance plastique de la cheville

$f_{mid} = f_y + (f_u - f_y) \cdot \lambda_f / 2$ la contrainte normale maximale de la cheville

$\lambda_f = \left(\frac{a-h}{2 \cdot h} \right)^2$ un facteur pour l'influence du cisaillement avec $0 \leq \lambda_f \leq 1$

$W_{u,pl} = b \cdot h^2 \cdot \left[\beta_{III} - \beta_{III}^2 + \chi \cdot (0.5 - \beta_{III})^2 \right]$ le module plastique de la cheville, prenant en compte la réduction due au cisaillement

$$\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2}$$

La résistance ultime de la connexion doit être supérieure à la force axiale des combinaisons sismiques de calcul, et est également utilisée pour la conception de capacité des éléments de connexion.

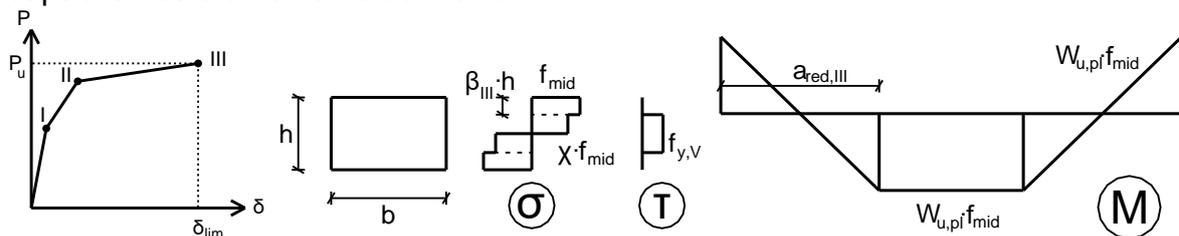


Fig. 1.12: Contraintes normales et de cisaillement dans la cheville et diagramme de moment au point de résistance ultime

On a généralement observé que la résistance des connexions de chevilles sous tension peut être légèrement inférieure à celle sous compression. Cependant, cet effet est minimisé par des détails appropriés et n'est pas pris en compte lors de la conception.

La résistance axiale au point II peut être considérée comme la moyenne des valeurs correspondantes aux points I et III.

b) Comportement dissipatif global

Un facteur de surtension est défini pour chaque connexion chevillée:

$$\Omega_i = \frac{P_{u,Rd,i}}{P_{Ed,i}} \quad \text{Eq. (1.12)}$$

Afin d'obtenir un comportement dissipatif global homogène de la structure, il convient de vérifier que le rapport de surtension maximale Ω_{max} sur toute la structure ne diffère pas de la valeur minimale Ω_{min} de plus de 25%:

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (1.13)}$$

c) Déformations axiales

Les connexions des chevilles de l'INERD doivent subir des déformations importantes afin de dissiper l'énergie, il faut donc vérifier qu'elles ont une capacité de déformation adéquate. Ceci peut être accompli en limitant la drift inter-étage:

$$d_r \leq \frac{1.6 \cdot a}{H \cdot \cos\varphi} \quad \text{Eq. (1.14)}$$

Où H est la hauteur de l'étage considéré

φ est l'angle de la diagonale avec la ligne horizontale

Il faut noter que si une seule connexion INERD doit être utilisée aux extrémités des diagonales, la valeur limite de l'éq. (5.14) doit être réduite de 50%.

6) Vérification des éléments non-dissipatifs

Les poutres, poteaux et diagonales du portique ainsi que les éléments non dissipatifs des connexions (plaques, boulons, soudures, etc.) doivent être conçus en fonction de la résistance et de la capacité des chevilles, plutôt que de l'action calculée à partir de l'analyse, afin d'assurer la dissipation d'énergie et les mécanismes de défaillance.

a) La résistance R_d des soudures ou des boulons de la connexion à cheville INERD doit satisfaire au critère:

$$R_d \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u,Rd} \quad \text{Eq. (1.15)}$$

où $P_{u,Rd}$ est la résistance ultime de la connexion de cheville considérée
 $\gamma_{ov} = 1,25$ est le facteur de surtension recommandé

Pour les connexions boulonnées, des boulons à friction haute résistance doivent être utilisés (catégories B, C ou E selon EN1993-1-8).

a) Les membrures diagonales doivent être vérifiées en plastification et instabilité en supposant l'épuisement de la capacité des chevilles à leurs extrémités:

$$N_{Ed} = \Omega_{\max} \cdot P_{u,Rd} \quad \text{Eq. (1.16)}$$

où Ω_{\max} est la valeur maximale de toutes les connexions chevillées des diagonales

b) Les poutres et poteaux reliées à des diagonales avec des connexions flexibles INERD doivent satisfaire aux exigences de résistance minimales suivantes:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (1.17)}$$

où N_{pl} , R_d (MEd) est la résistance de calcul axiale de l'élément de portiques selon EN1993, en tenant compte de l'interaction avec le moment de flexion MEd
 N_{Ed} , G est la force axiale de l'élément de portiques due aux actions non sismiques des combinaisons sismiques
 N_{Ed} , E est la force axiale de l'élément de portiques due à l'action sismique des combinaisons sismiques
 Ω_{min} est la valeur minimale de toutes les connexions chevillées des diagonales

1.5.3 Dimensionnement par analyse non-linéaire (Pushover)

Le modèle structural utilisé pour l'analyse élastique doit être étendu pour inclure la réponse des éléments structuraux au-delà de la plage élastique et estimer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages par une analyse de poussée.

Puisque les éléments ductiles sont les connexions à chevilles INERD, les ressorts linéaires qui les décrivent seront remplacés par des ressorts non linéaires dont les propriétés ont été déterminées par les résultats expérimentaux et les analyses FE. La loi matérielle recommandée des ressorts non linéaires est représentée sur la Fig. 1.13. Il convient de noter que la courbe peut être conservatrice par rapport aux courbes de test monotones, sans tenir compte des effets favorables tels que le durcissement, l'action caténaire, etc. En outre, trois niveaux de performance sont définis sur la courbe, à savoir l'occupation immédiate (IO), Sécurité de la vie (LS) et prévention de l'effondrement (CP). Les valeurs proposées dans la Fig. 1.13 se rapportent à la réponse de la connexion à la compression et à la tension, car on suppose que les exigences géométriques du Tableau 5.1 sont satisfaites ou que la flexion latérale des plaques est empêchée par des moyens mécaniques. Le modèle structural utilisé pour l'analyse élastique doit être étendu pour inclure la réponse des éléments structuraux au-delà de la plage élastique et estimer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages par une analyse de poussée. Puisque les éléments ductiles sont les connexions à chevilles INERD, les ressorts linéaires qui les décrivent seront remplacés par des ressorts non linéaires dont les propriétés ont été déterminées par les résultats expérimentaux et les analyses FE. La loi matérielle recommandée des ressorts non linéaires est représentée sur la Fig. 1.13. Il convient de noter que la courbe peut être conservatrice par rapport aux courbes de test monotones, sans tenir compte des effets favorables tels que le durcissement, l'action caténaire, etc. En outre, trois niveaux de performance sont définis sur la courbe, à savoir l'occupation immédiate (IO), Sécurité de la vie (LS) et prévention de l'effondrement (CP).

Les valeurs proposées dans la Fig. 1.13 se rapportent à la réponse de la connexion à la compression et à la tension, car on suppose que les exigences géométriques du Tableau 5.1 sont satisfaites ou que la flexion latérale des plaques est empêchée par des moyens mécaniques.

Point	P	δ_{pl}
A	0	0
B	P_{yd}	0
C	P_{ud}	$0.5 \cdot h$
D	P_{ud}	a
E	$0.5 \cdot P_{ud}$	a
F	$0.5 \cdot P_{ud}$	$1.5 \cdot a$
Critère d'acceptation (δ_{pl})		
IO		$0.25 \cdot h$
LS		$0.6 \cdot h$
CP		$0.8 \cdot a$

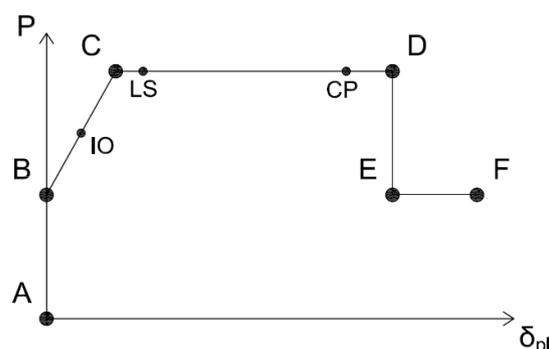


Fig. 1.13: Propriétés non-linéaires du ressort équivalent à un assemblage chevillé INERD

Les propriétés de rotule des éléments non dissipatifs doivent être calculées conformément aux dispositions des codes pertinents (par exemple, FEMA-356). Puisque le portique est contreventé, tous les éléments sont soumis principalement à des forces axiales. Par conséquent, les poteaux et les diagonales doivent avoir des «rotules» potentielles qui permettent de céder sous tension et de flamber sous compression (combiné avec un moment fléchissant, le cas échéant). En variante, les éléments non dissipatifs peuvent être modélisés sans aucune rotule tant qu'il est vérifié que toutes les forces et moments agissant restent inférieurs à la résistance plastique correspondante.

1.5.4 Dimensionnement par analyse dynamique non-linéaire

La façon la plus précise d'étudier la réponse sismique d'un bâtiment en acier avec des connexions à chevilles INERD consiste à effectuer une analyse dynamique non linéaire avec un accélérogramme de tremblement de terre. Ce type d'analyse fournit un enregistrement détaillé de la réponse globale de la structure, des dommages cumulés des connexions, des drifts inter-étage maximales et résiduelles, etc.

La loi non linéaire qui a été utilisée pour les ressorts de connexion INERD pour l'analyse statique non linéaire, décrite au § 1.5.3, doit être étendue afin de présenter un comportement hystérétique adéquat. La loi hystérétique proposée est représentée sur la Fig. 1.14. Il a été défini dans le logiciel OpenSees, avec l'utilisation parallèle de deux matériaux hystérétiques avec différentes lois de force-déformation et propriétés de pincement, afin de calibrer avec précision le comportement hystérétique avec les résultats des tests cycliques.

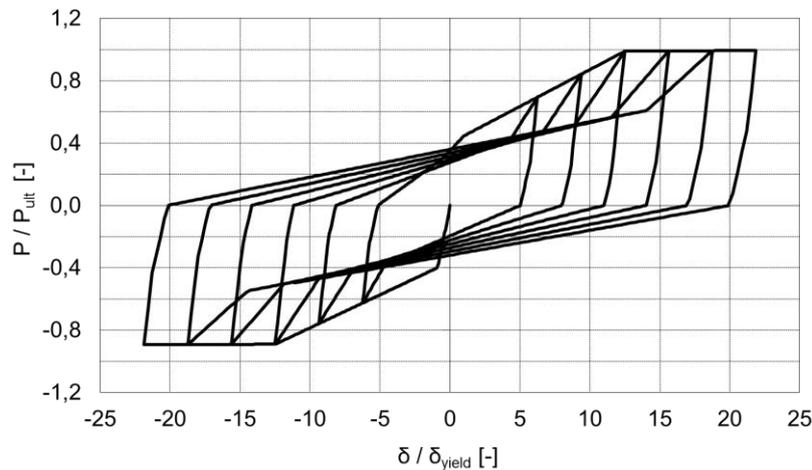


Fig. 1.14: Comportement hystérétique d'un ressort équivalent à un assemblage chevillé INERD

Des déformations axiales importantes se développeront à l'intérieur des connexions suite à la réponse sismique de la structure. A partir de l'étage de la force axiale et de la déformation plastique de la connexion, l'indice de dommage pour les cycles de charge d'amplitude variable peut être déterminé avec la loi de Palmgren - Miner des dommages cumulés. Le nombre de cycles à supporter par le système est dicté par des considérations de fatigue de cycle bas, qui traitent des étages de déformation et de déformation, plutôt que les étages de contraintes qui sont plus appropriées pour la fatigue de cycle élevé. Les plages de drift par cycle peuvent être appliquées à la courbe de fatigue expérimentale dérivée lors des essais de Lisbonne, afin de calculer le nombre de cycles correspondants N .

1.6 ANALYSES 2D DE BATIMENTS

Tous les modèles analytiques, les résultats de l'investigation expérimentale et numérique et les règles de conception proposées, ont été vérifiés par des analyses numériques de portiques 2D avec des logiciels OpenSees. Les portiques faisaient partie d'un bâtiment 3D réaliste, et ont été examinés à la fois avec des diagonales concentriques classiques et avec des diagonales avec des connexions à chevilles INERD. Initialement, les portiques ont été conçus grâce à une analyse élastique à l'ELU et au ELS, y compris la conception de la capacité. Des analyses statiques et dynamiques non linéaires ont suivi pour étudier leur réponse au-delà de la plage élastique et confirmer le facteur de comportement proposé.

1.6.1 Description des structures étudiées

1.6.1.1 Géométrie et hypothèses

Trois configurations de base de ossatures 2D ont été examinées de manière approfondie avec des analyses non linéaires statiques et dynamiques, en plus de leur conception selon les Eurocodes, le code sismique grec et les règles de conception des chevilles de l'INERD, le cas échéant. Les portiques avaient trois, six

et neuf étages, comme le montre la figure 1.15. De plus, un autre bâtiment 3D de 6 étages a été examiné en tant qu'étude de cas (figure 1.16), afin de démontrer l'application des règles de conception. Dans tous les cas, les diagonales ont été examinées avec des connexions à pleine puissance et des connexions dissipatifs INERD, pour comparer les deux systèmes structurels.

Les largeurs de la baie varient entre 5,00 et 7,50 m, tandis que les hauteurs des étages varient entre 3,20 m et 3,50 m.

La qualité de l'acier est S355 et des sections en I ont été utilisées pour tous les éléments du portique, à savoir HEB pour les poteaux, IPE pour les poutres et HEA pour les diagonales. Des hypothèses réalistes ont été faites pour les longueurs de flambement de tous les éléments sous compression et / ou flexion. Pour chaque étage, un diaphragme était déployé entre tous les nœuds, modélisant ainsi l'effet du sol composite.

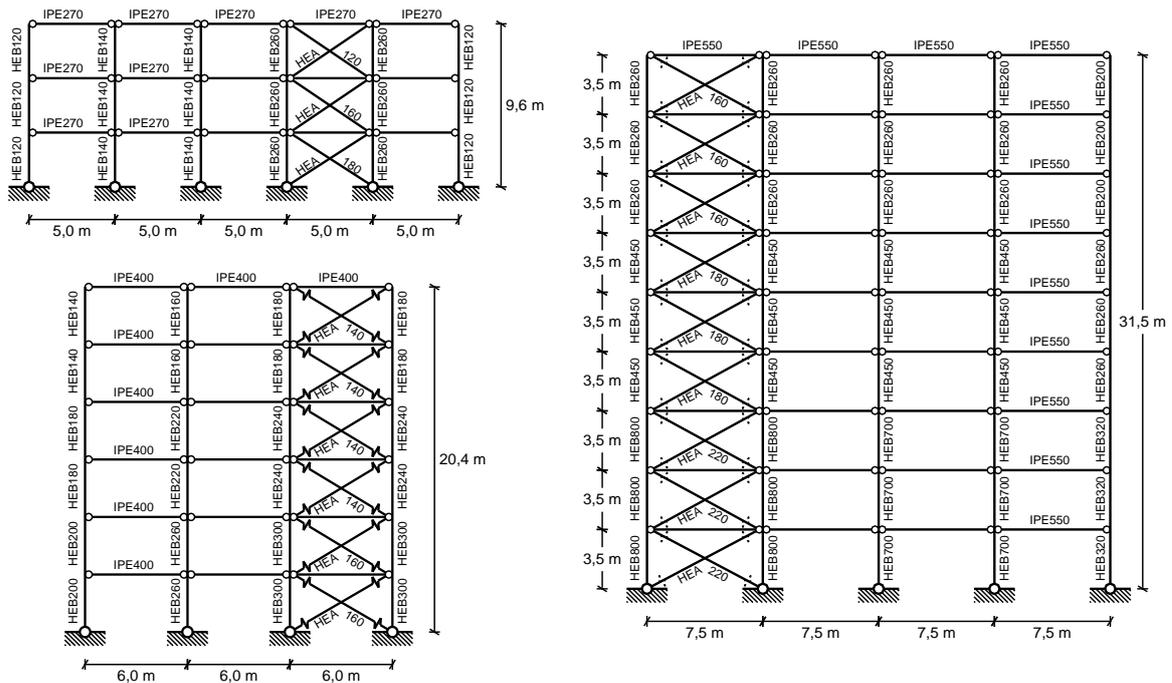


Fig. 1.15: bâtiments 2D avec 3, 6 et 9 étages

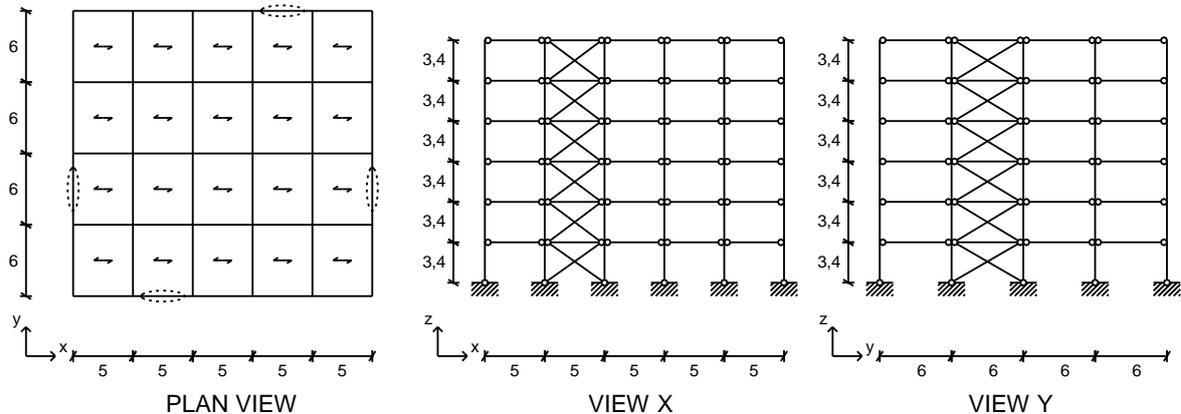


Fig. 1.16: configuration du bâtiment 3D à 6 étages

Les diagonales avaient soit des connexions boulonnées à pleine résistance, soit des connexions à chevilles INERD, dont les caractéristiques étaient basées sur la résistance au flambement des diagonales ou étaient dérivées après l'application des règles de conception proposées. Les sections transversales de tous les éléments, ainsi que les raccords varient le long de la hauteur des bâtiments, afin d'assurer une réponse dissipative homogène ainsi qu'un design économique. Les charges qui ont été prises en compte pour les ossatures sont résumées dans le Tableau 6.1.

Table 1.4: Chargement statique et dynamique des bâtiments étudiés

Charges gravitaires	
Charges permanentes	6.0 kN/m ²
Charges variables	3.0 kN/m ² (portiques 2D) 5.0 kN/m ² (Portiques 3D)
Charges sismiques (Code national grec EAK2000)	
Classe de sol	B ($T_B = 0.15$ sec, $T_C = 0.60$ sec)
PGA	$A = 0.24 \cdot g$ (zone sismique II)
Catégorie d'importance	$\Sigma 2$ ($\gamma_I = 1.0$)
Facteur de comportement	$q = 3$ pour CBF classique $q = 4$ pour assemblages Inerd
Coefficient de fondation	$\theta = 1.0$
Taux d'amortissement	4% (Structures métalliques boulonnées)
Coefficient de combinaison sismique pour charges variables	$\psi_2 = 0.30$

1.6.1.2 Simulation

Tous les éléments ont été modélisés en tant qu'éléments linéaires de poutres ou de treillis, sauf indication contraire. Les portiques examinés ont des diagonales concentriques et, par conséquent, toutes les connexions poutre-poteau et les bases

de poteaux sont conçues comme de simples connexions. Les poutres du portique ont été conçues comme des éléments en acier, c'est-à-dire qu'aucune action composite n'a été prise en compte.

Le comportement hystérétique de tous les éléments dissipatifs (diagonales, liaisons INERD) a été modélisé de manière à fournir des résultats précis pour des analyses linéaires et non linéaires, statiques ou dynamiques. La loi hystérétique des contreventements est représentée sur la Fig. 1.17, tandis que pour les connexions INERD (ressorts à longueur nulle), elle a été expliquée au § 1.5.4 et à la Fig. 1.14. Dans les deux cas, il a été vérifié que la réponse en tension et compression monotones est très précise. Pour le chargement cyclique, la réponse est étalonnée le mieux possible avec les résultats expérimentaux [7, 12].

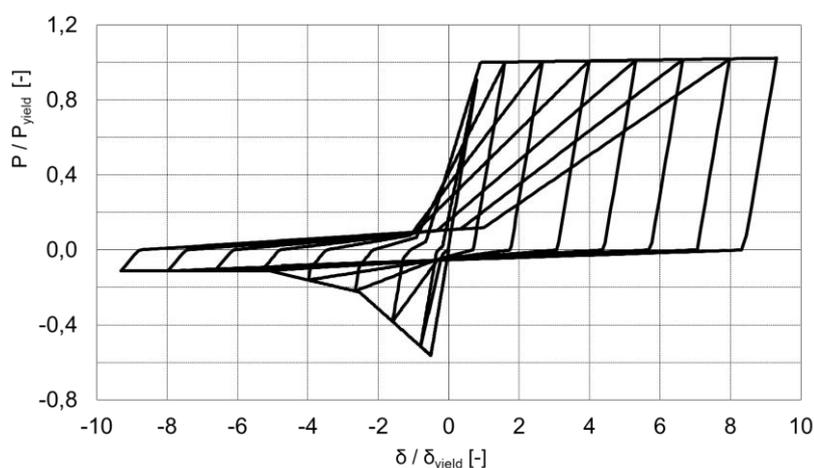


Fig. 1.17: Comportement hystérétique typique d'une diagonale de contreventement

1.6.2 Analyse linéaire ou par spectre de réponse

Les portiques peuvent être modélisés à l'aide d'un logiciel structural commun et conçus sur la base des dispositions des Eurocodes et des règles de conception du § 1.5.2. Dans le cas où il n'est pas possible de modéliser les trois éléments du renfort INERD (par exemple en raison d'instabilités), il est possible de le modéliser avec un élément de poutrelle. La raideur de l'élément combiné peut être calculée en ajoutant la rigidité des trois ressorts en série (deux connexions et un renfort de longueur L_{br}). La conception complète de l'étude de cas de construction en 3D est démontrée en détail dans [28].

Pour les charges statiques, une analyse linéaire peut être effectuée, tandis que les charges sismiques sont analysées avec une analyse de spectre de réponse multimodale. Les résultats ne sont pas présentés à l'intérieur. Dans la Fig. 1.19, la période propre fondamentale pour la raideur initiale de chaque ossature 2D est montrée. La désignation de chaque ossature est «étages» x «baies», avec la lettre «d» utilisée pour les portiques avec des connexions INERD, tandis qu'aucune désignation ne correspond à la CBF classique.

1.6.3 Analyse statique non linéaire (*Pushover*)

Pour les six ossatures 2D avec les connexions de chevilles CBF et INERD classiques (marquées «d»), des analyses de poussée ont été effectuées, avec une distribution de force triangulaire. Les résultats sont illustrés à la figure 1.18, où le cisaillement total de la base (exprimé en% de la charge verticale totale) est représenté en fonction du déplacement en haut (exprimé en% de la hauteur totale du bâtiment). Les observations suivantes peuvent être faites:

- Les portiques avec CBF classique sont plus rigides que ceux avec des chevilles INERD. Ceci est valable en raison de l'influence des diagonales de compression. Après le instabilité de ces diagonales, le portique perd rapidement sa stabilité.
- Les portiques avec CBF classique ont une plus grande résistance latérale. Cela est également à prévoir, car la résistance des connexions des chevilles INERD est limitée par la résistance contre le instabilité de la diagonale. Par conséquent, les diagonales avec les connexions INERD peuvent résister à un cisaillement de base plus petit que la diagonale de tension et de compression correspondante.
- Les portiques avec des connexions à chevilles INERD présentent une ductilité significative par rapport aux portiques correspondants avec des connexions à pleine puissance. La raison principale de ceci, est la capacité des connexions dissipatifs à entreprendre de grandes déformations sans chute de leur résistance, tandis que les diagonales sont protégées contre le flambement. Ce instabilité de la diagonale de compression autorisée dans le CBF classique entraîne une diminution rapide de la rigidité latérale et une augmentation de la charge de la diagonale de tension.

Cette dernière observation peut justifier la sélection d'un facteur de comportement supérieur q pour les ossatures avec des connexions INERD, en comparaison avec le CBF classique.

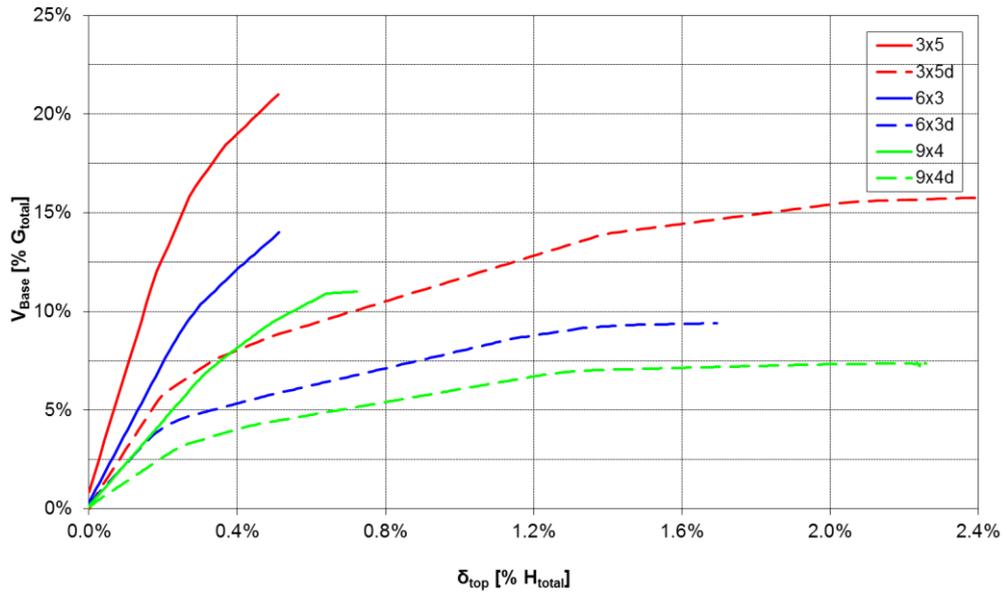


Fig. 1.18: Courbes de poussée progressive pour structures CBF classiques et avec assemblages chevillés INERD

1.6.4 Analyse dynamique non linéaire

La réponse sismique des ossatures a été étudiée avec des analyses dynamiques non linéaires dans des enregistrements sismiques réels, avec le logiciel OpenSees. Quatre accélérogrammes naturels et deux accélérogrammes artificiels avec des caractéristiques assez différentes ont été utilisés. Les spectres de réponse mis à l'échelle des enregistrements sismiques sont présentés à la figure 1.19.

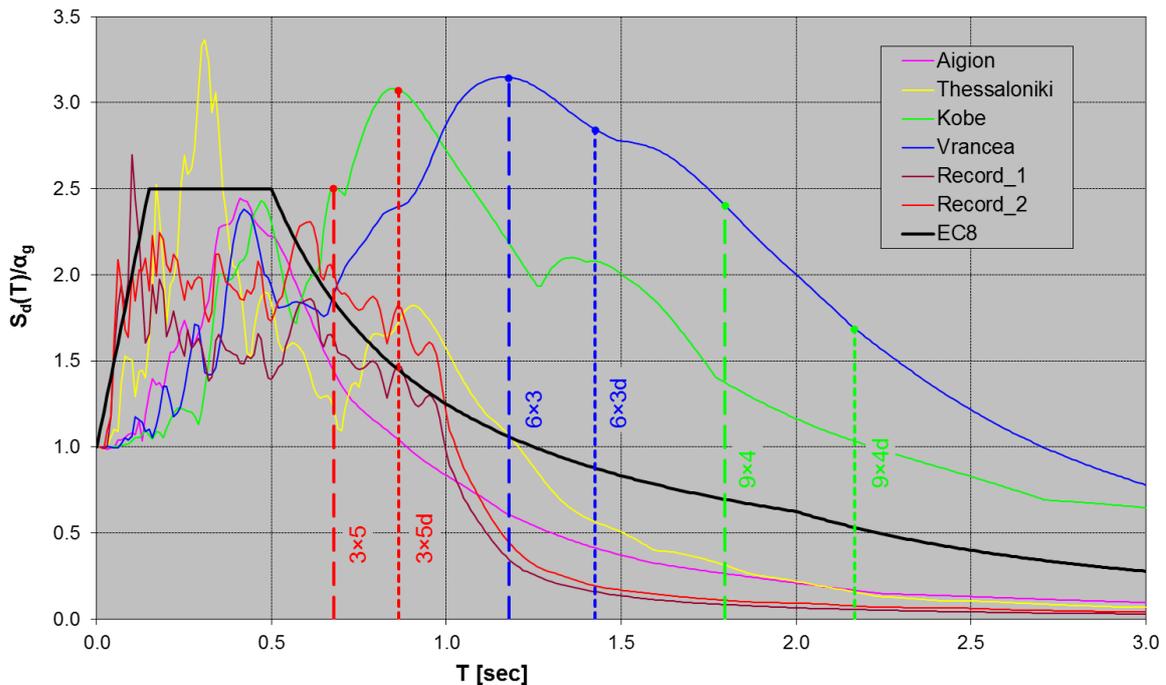
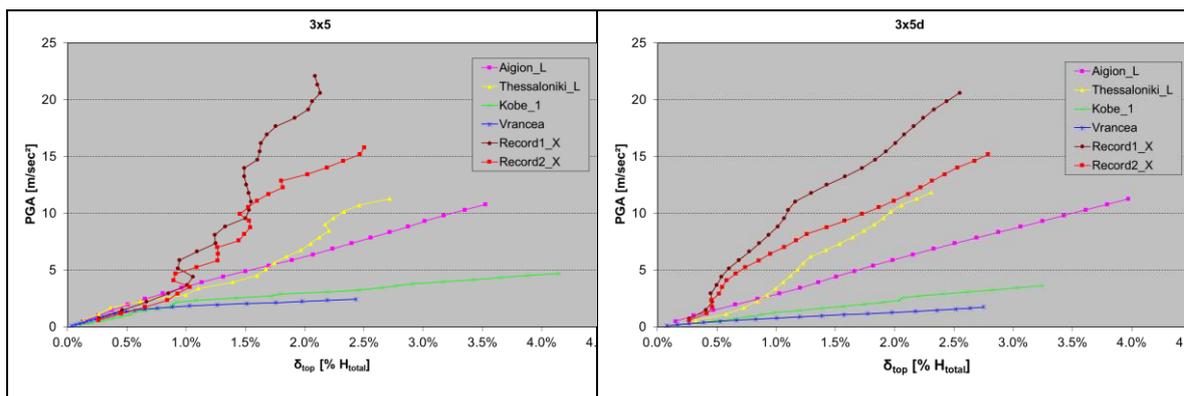


Fig. 1.19: Spectres de réponse mis à l'échelle pour les séismes sélectionnés

Une analyse dynamique incrémentielle a été déployée afin d'étudier la réponse sismique des portiques pour augmenter les Accélération maximale de référence au niveau du sol (PGA). Les résultats pour les drifts inter-étage et le déplacement supérieur des six portiques 2D sont montrés sur la figure 1.20 et la figure 1.21. Chaque point de la courbe correspond à la valeur maximale d'une analyse dynamique. Les observations suivantes peuvent être faites:

- Les enregistrements de Kobe et Vrancea activent des périodes propres différentes de celles du spectre de code. Pour cette raison, la réponse dynamique des ossatures pour les enregistrements de Kobe et Vrancea est significativement pire.
- Le déplacement total de tous les portiques est acceptable pour l'accélération du séisme de conception (2,35 m / sec²). De plus, pour les enregistrements excluant Kobe et Vrancea, les drifts inter-étage de tous les étages sont acceptables (en dessous de 2%).
- Les drifts de l'interstore pour les tremblements de terre fréquents et de moindre importance, d'environ 50% du séisme de conception, sont acceptables afin d'éviter d'endommager les éléments non structurels du bâtiment (0,5-0,7%).
- Pour un événement sismique extrême, d'environ 200% du séisme de conception, les portiques avec des connexions INERD présentent des déformations plus petites.
- L'utilisation de connexions à cheville INERD conduit à un comportement plus stable et plus fiable du fait que le instabilité des contreventements est évité.



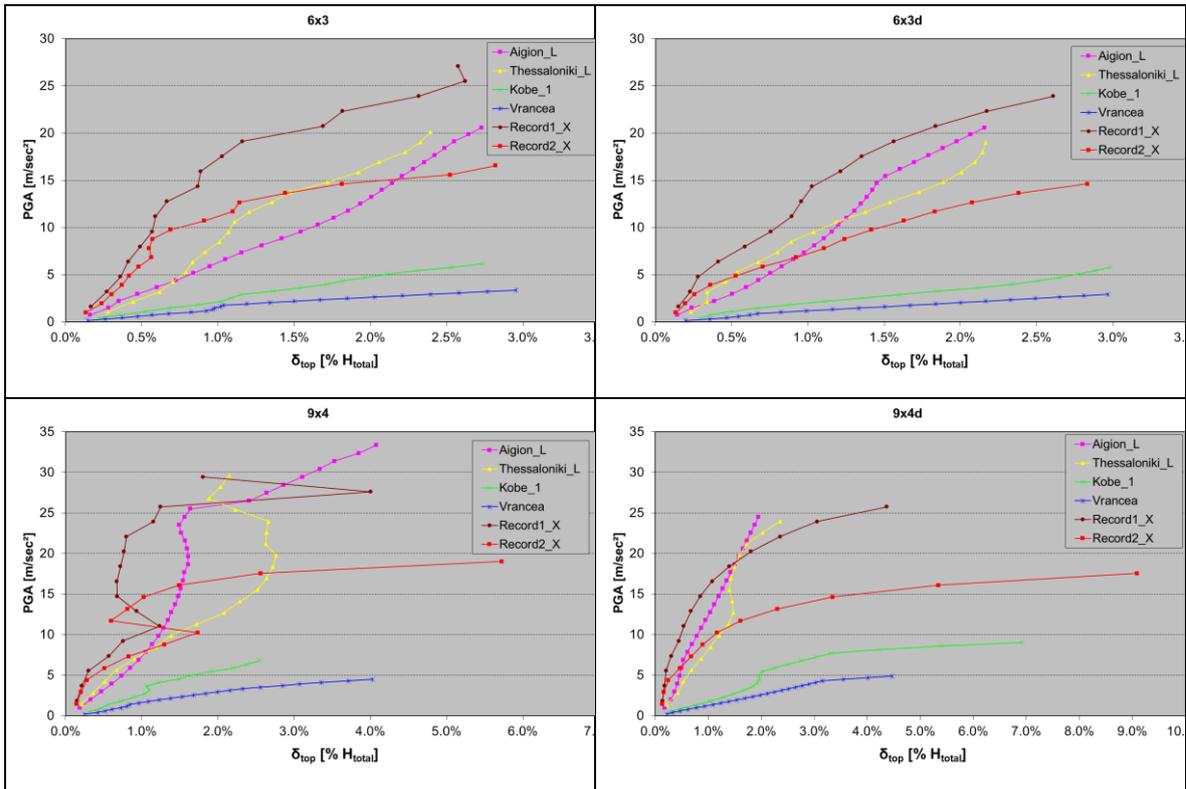
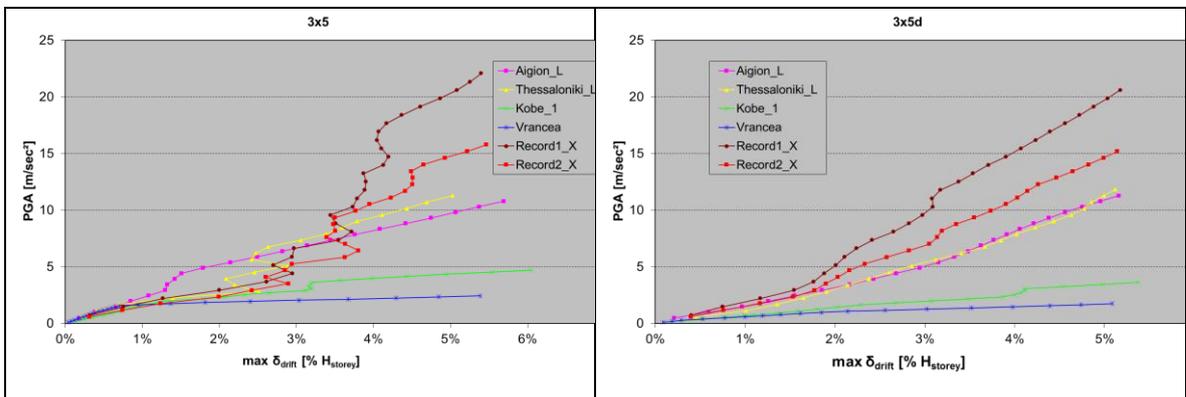


Fig. 1.20: PGA vs. déplacement en tête du bâtiment δ_{top} en % de la hauteur totale

Les résultats des analyses dynamiques prouvent le comportement cyclique supérieur des connexions à chevilles INERD. Les orthèses classiques se contractent sous l'effet de la compression, ce qui entraîne le transfert "instantané" de la charge latérale correspondante sur les diagonales de tension. Ce fait, combiné à la dégradation rapide de la boucle d'hystérésis de l'orthèse après quelques cycles de chargement importants, peut entraîner de très grandes déformations et un comportement quelque peu instable à mesure que le PGA augmente. D'autre part, la boucle d'hystérésis des connexions INERD est assez stable et présente une absorption d'énergie significative même pour de grandes accélérations et de nombreux cycles de charge importants.



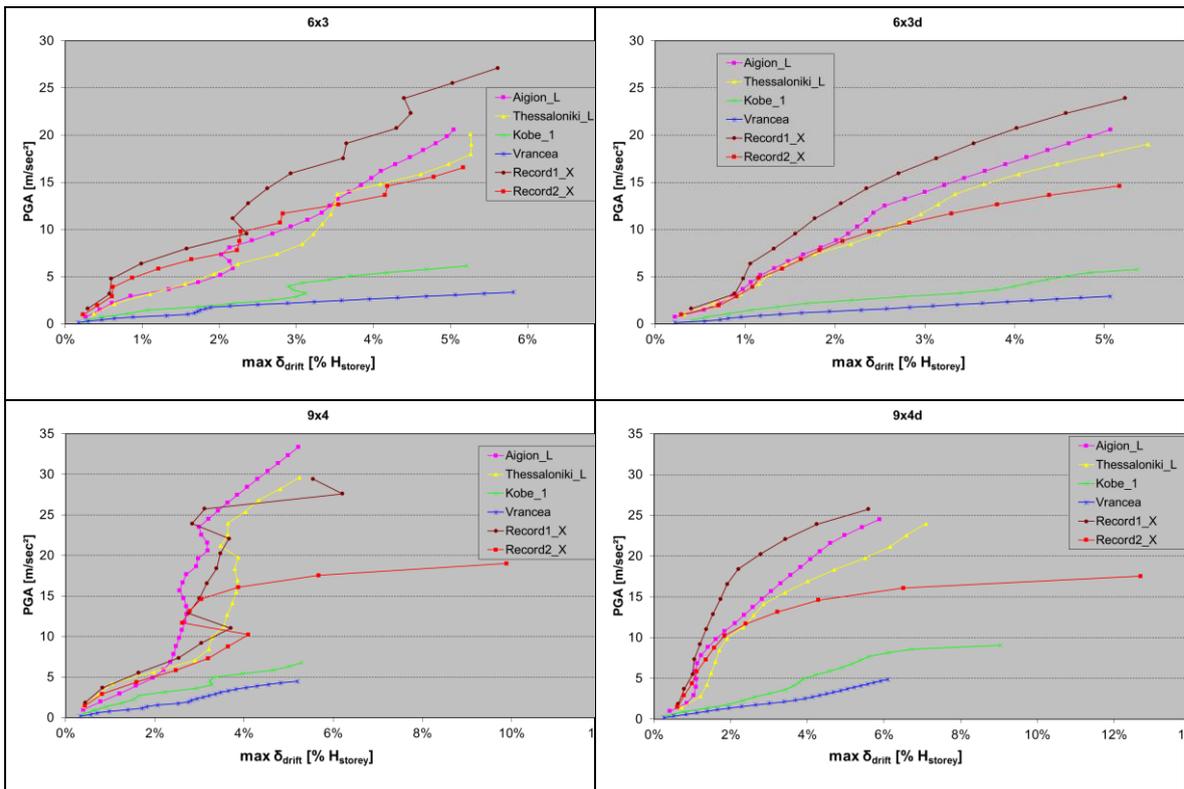
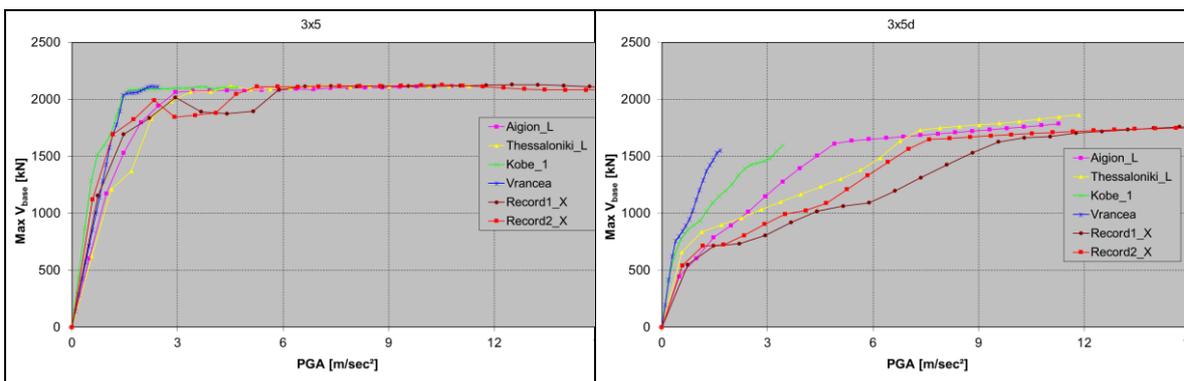
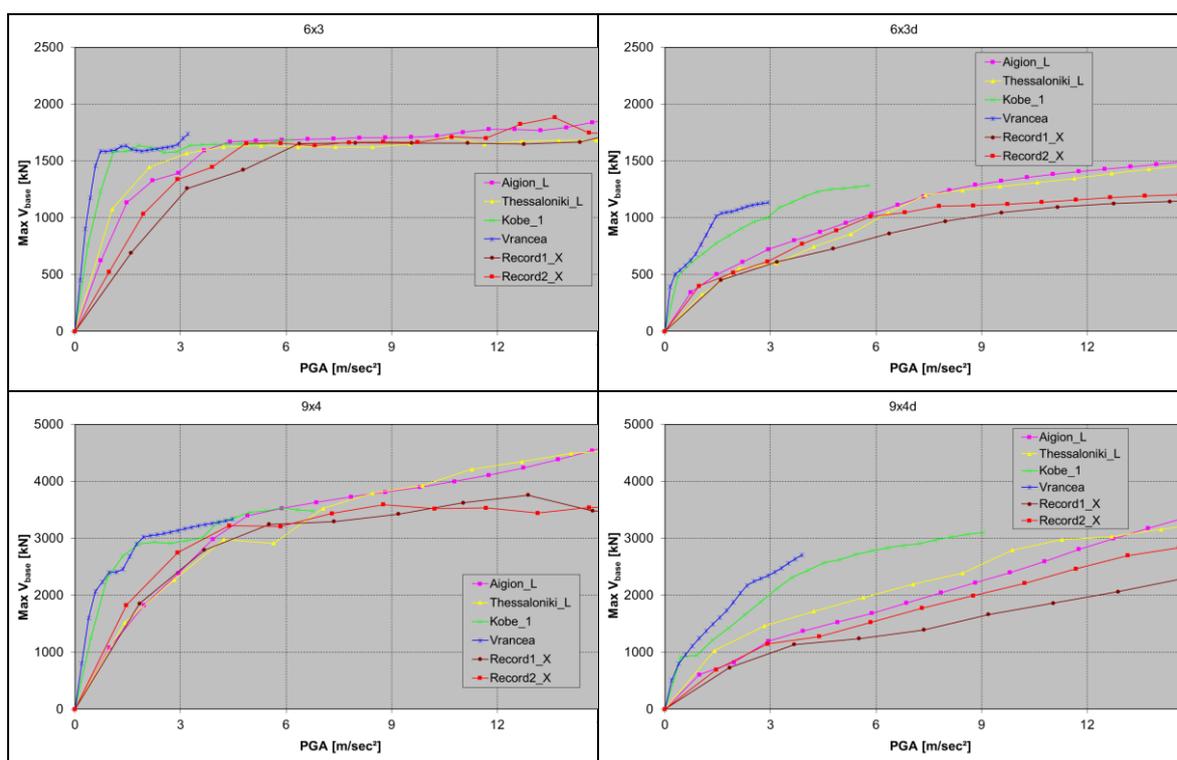


Fig. 1.21: PGA vs. inter-étage maximum δ_{drift} en % de la hauteur d'étage

Dans la Fig. 1.22, le cisaillement de base maximum pour chaque analyse dynamique est tracé par rapport au PGA. Il est évident que les forces sismiques agissant sur les portiques avec des connexions à chevilles INERD sont considérablement réduites, en comparaison avec les portiques avec des connexions à pleine puissance. Ceci est dû à la rigidité réduite du système INERD qui entraîne également une augmentation de la période propre et de la dissipation d'énergie.



Fig. 1.22: Cisaillement en base V_{base} vs. PGA

La principale conclusion des analyses dynamiques est que, pour le niveau de performance «Sécurité de la vie», les portiques avec des connexions dissipatifs INERD se comportent mieux que les portiques classiques avec des connexions à pleine puissance. Ce critère de rupture, défini pour une drift inter-étage égale à 2,5%, correspond pratiquement au séisme de conception utilisé dans les codes modernes comme EN1998, et est évidemment plus important. En particulier, les déplacements et les efforts internes enregistrés sont bien plus faibles dans le cas de portiques avec des connexions INERD. En outre, pour les autres niveaux de performance, avec une drift inter-étage de 1,0% et 5,0% respectivement, il est prouvé que les ossatures avec des connexions à cheville INERD répondent de la même manière que les CBF conventionnels. Ce fait est également d'une importance significative, car il est vérifié que l'introduction d'un système relativement flexible aux extrémités des diagonales ne cause aucun problème dû à des déformations excessives, que ce soit pour des tremblements de terre d'utilité ou pour des tremblements de terre extrêmement forts.

1.6.5 Calcul du facteur de comportement pour structures avec assemblages chevillés Inerd

Pour le calcul du facteur de comportement, deux définitions différentes de q sont examinées. La première définition est:

$$q_1 = \frac{PGA_{ult}}{PGA_y} \quad \text{Eq. (1.18)}$$

Où PGA_{ult} est la PGA pour laquelle le critère de défaillance est satisfait, c'est-à-dire que la drift inter-étage de n'importe quel étage est égale à 1,0, 2,5 ou 5,0%, en fonction du niveau de performance.

PGA_y est le PGA pour lequel le premier «performance» a lieu dans la structure, ce qui pourrait être un flambement ou un performance en traction d'une diagonale (pour le CBF classique) ou la production d'une connexion INERD en traction ou en compression.

Pour la deuxième définition, le PGA pour lequel le critère de défaillance est satisfait est initialement calculé. Ensuite, le facteur de comportement est donné par eq. (1.19):

$$q_2 = \frac{V_{base,ult,el}}{V_{base,ult,pl}} \quad \text{Eq. (1.19)}$$

Où $V_{base,ult,pl}$ est le cisaillement de base de la ossature où tous les éléments dissipatifs sont autorisés à se comporter dans une loi non linéaire, sous le record avec le PGA qui a causé la défaillance (ie une drift inter-étage à 1.0, 2.5 ou 5.0 %).

$V_{base,ult,el}$ est le cisaillement de base du portique où tous les éléments dissipatifs restent élastiques, sous le même enregistrement.

L'avantage fondamental de la deuxième définition est qu'elle prend en compte les forces sismiques réduites dues à la plastification de la structure, ce qui se traduit par une meilleure estimation des forces internes du portique. De cette manière, les résultats des analyses dynamiques non linéaires peuvent être mieux utilisés, car ils modélisent la réponse de la structure et sa capacité à dissiper l'énergie avec une précision accrue. De plus, la deuxième définition ne nécessite pas le calcul du PGA qui engendre le performance, ce qui peut être discutable dans le cas où le point de bifurcation n'est pas facilement défini, comme c'est le cas pour les ossatures avec des connexions INERD.

Les résultats des analyses dynamiques de la deuxième définition de q sont représentés sur la figure 1.23, car ils se sont révélés plus réalistes et appropriés pour la comparaison entre les deux types de portiques. Bien que la définition du facteur de comportement puisse être un sujet de discussion, il est évident

d'examiner le rapport de q des ossatures avec des connexions INERD sur q du CBF classique, qu'il peut être pris de manière fiable plus grand que 1,0, compris entre 1,25 et 2,5 pour les portiques qui ont été examinés.

En pratique, cela signifie qu'un facteur de comportement similaire à celui supposé pour les portiques résistant au moment est approprié pour les portiques contreventés avec des connexions INERD, par ex. en multipliant la valeur de q donnée pour CBF classique par le ratio minimum de 1,25. Une telle augmentation conduirait à un facteur de comportement de ~ 4 pour le code sismique grec et de 5 pour EN1998-1. Néanmoins, jusqu'à ce qu'une justification plus circonstanciée d'une telle valeur soit fournie par des analyses et des tests supplémentaires, les valeurs prudentes du § 1.5.2 sont recommandées pour des applications pratiques.

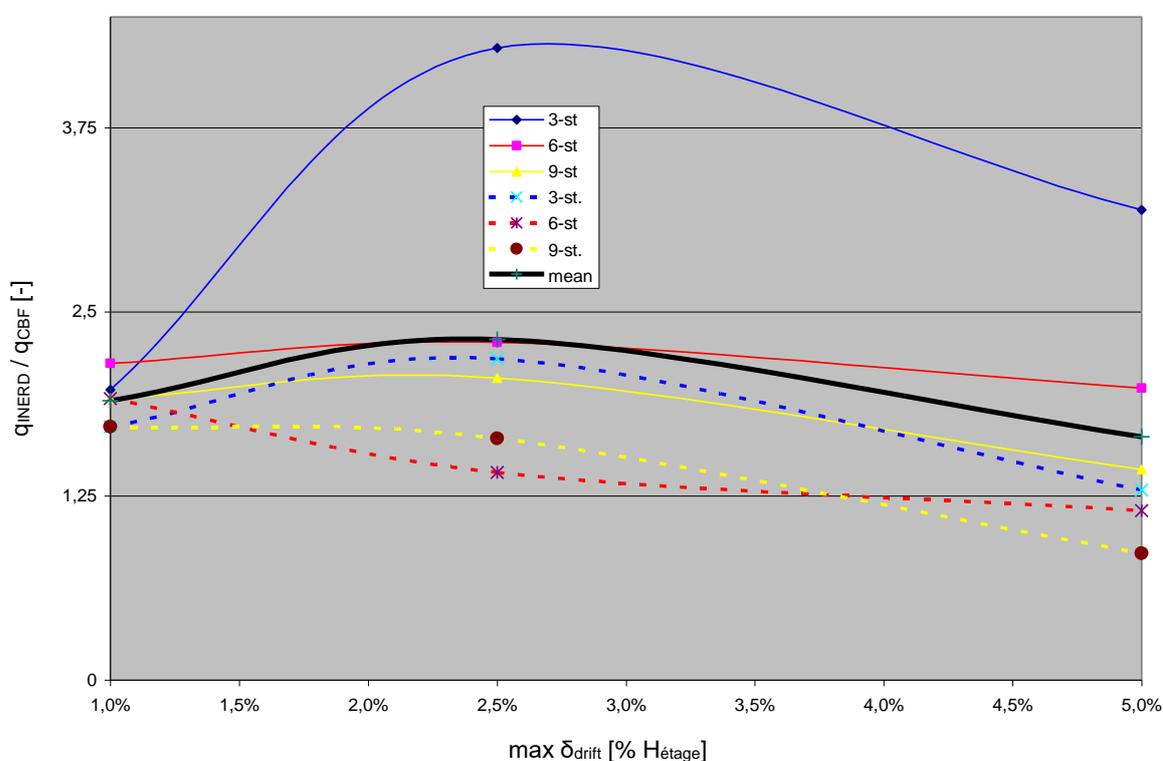


Fig. 1.23: Rapport des facteurs de comportement q_2 pour les structures avec assemblages dissipatifs et totalement résistant

1.7 CONCLUSIONS

Les connexions à cheville INERD dissipatifs innovantes ont été développées pour les portiques en acier avec des renforts concentriques. Le but principal de leur utilisation est de concentrer les dommages de la structure dans des zones de plastification prédéfinies et faciles à réparer en cas de fort événement sismique, tout en protégeant tous les éléments connectés du fléchissement et du instabilité. Les résultats des investigations expérimentales, analytiques et numériques qui sont brièvement présentés dans cette brochure et sont présentés en détail dans la

littérature pertinente [12, 13, 25, 26, 30], démontrent les avantages des systèmes contenant des connexions à chevilles INERD. Ceux-ci sont décrits ci-dessous:

- Les connexions à cheville INERD présentent une rigidité élevée pour une charge latérale de faible intensité et une ductilité élevée pour une charge de plus grande intensité.
- Les connexions à cheville INERD protègent les contreventements contre le flambement et le fléchissement. Par conséquent, toutes les diagonales restent actives, avec des propriétés pratiquement stables, soit elles sont chargées en traction ou en compression.
- La plastification de la structure est limitée au niveau des connexions, et plus précisément des chevilles. La position des connexions permet leur inspection immédiate et, si nécessaire, leur remplacement à faible coût et dans un court laps de temps. Si tel est le cas, un avantage supplémentaire des connexions INERD est que le poids du matériau qui sera remplacé est relativement faible, ce qui réduit les besoins en temps et en équipement.
- Ils présentent une excellente réponse cyclique, même pour les grandes déformations. Le risque de rupture fragile dû à la fatigue à faible cycle est faible, en raison de l'absence de soudures ou d'encoches à proximité des zones de plastification. La conception antisismique des portiques avec des connexions à chevilles INERD peut être réalisée avec une méthodologie similaire à celle des portiques conventionnels. De plus, ce type de portiques présente une ductilité élevée, ce qui peut justifier une plus grande valeur pour le facteur de comportement, similaire à celle admise pour les portiques à résistance momentanée et à contreventement excentrique. En même temps, le système a une rigidité adéquate pour l'entretien et les tremblements de terre extrêmes, de sorte que les déformations excessives ne se développent pas en raison de l'introduction des connexions flexibles.
- L'utilisation des connexions à chevilles INERD peut entraîner la réduction du poids propre du portiques en acier, ce qui peut éliminer le coût accru des connexions dissipatifs. Cela est principalement dû aux forces sismiques réduites qui résultent de la plus grande capacité d'absorption de l'énergie et aux exigences réduites imposées par la conception de la capacité.

Les règles de conception proposées offrent la possibilité de concevoir des portiques contenant des connexions INERD avec un logiciel structural commun. La méthodologie peut être un peu plus compliquée en comparaison avec le CBF conventionnel, mais elle n'est pas prohibitive. D'autre part, il peut y avoir des avantages significatifs à court terme, en raison de la réduction des forces sismiques

et du poids du portique de roulement, ainsi que des avantages à long terme, en raison de la réduction des coûts de réparation en cas de forte événement sismique.

1.8 CHAMP D'APPLICATION

Les connexions à chevilles INERD innovantes peuvent être appliquées dans des bâtiments en acier de courte, moyenne ou grande hauteur, car elles présentent une rigidité et une ductilité adéquates. Leur concept initial est pour les portiques à contreventement concentrique, mais avec quelques modifications, des systèmes structurels supplémentaires peuvent être déployés. De plus, les renforts INERD pourraient être utilisés pour renforcer ou restaurer des structures existantes, pas nécessairement en acier.

Tous les avantages décrits au §7 doivent être pris en compte, et si le déploiement du système INERD s'avère prometteur, les règles de conception brièvement présentées dans cette brochure peuvent être appliquées afin de concevoir efficacement le portique et ses connexions.

1.9 PUBLICATIONS

Au cours du projet INERD, plusieurs publications ont été publiées dans des revues internationales et pour des conférences internationales qui couvrent une partie des recherches du projet de recherche.

Publications en journaux internationaux:

1. Vayas I. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) pin connections for seismic resistant diagonaled portiques, International journal of steel structures, vol. 5, no. 5, p. 453 – 463, 2005.
2. Vayas I. and Thanopoulos P.: Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten, Stahlbau 75, Heft 12, Ernst & Son, 2006.
3. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C.: Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD-Verbindungen unter Erdbebenbeanspruchung, Bauingenieur 82, März 2007.

Présentations en conference internationales:

1. Vayas I., Calado L., Castiglioni C. A., Plumier A. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel portiques, Proceedings of 3rd International Symposium on Steel Structures, 10-11 March 2005, Seoul, Korea, 2005.
2. Vayas I., Thanopoulos P., Plumier A., Castiglioni C. A. and Calado L.: Behaviour of seismic resistant diagonaled portiques with innovative dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 4th European conference on steel and composite structures, 8-10 June 2005, Maastricht, The Netherlands, Hoffmeister B. and Hechler O. eds., volume C, p. 5.2-25 – 5.2-32, Druck and Verlaghaus Mainz, Germany, 2005.
3. Vayas I. and Thanopoulos P.: Seismic resistant diagonaled portiques with dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 5th conference on Behaviour of steel structures in seismic areas (STESSA), Yokohama, Japan, 2006, Mazzolani and Wada eds., p. 801 – 806, Taylor & Francis Group, London.

1.10 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

In course of the INERD project, several REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES were used. A selection of the most important is listed below:

1. ABAQUS User's Manual (2000), Versions 5.8 & 6.1, Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., USA, 2000.
2. AISC: Seismic provisions for structural steel buildings, including supplement No. 1, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2005.
3. Aribert J. M. and Grecea D.: The base shear force approach, Moment resistant connections of steel portiques in seismic areas, Mazzolani F. M. ed., Section 8.3, E & FN Spoon, London, England, 2000.
4. Ballio G., Mazzolani F. M., Plumier A. And Sedlacek G.: Background document on the q factors of dissipative earthquake resistant structures, Background documents for Eurocode 8 Part 1 – Volume 2 – Design rules – Specific rules for steel structures, pp. 128-133, Commission of the European Communities, 1988.
5. Ballio G. and Castiglioni C. A.: A unified approach for the design of steel structures under low and/or high cycle fatigue, Journal of Constructional Steel Research, Volume 34, pp. 75-101, Elsevier, 1995.
6. Bernuzzi C., Calado L. and Castiglioni C. A.: Ductility and load carrying capacity prediction of steel beam-to-column connections under cyclic reversal loading, Journal of earthquake engineering, vol. 1, no. 2, pp. 401-432, 1997.
7. Black R. G., Wenger W. A. and Popov E. P.: Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal. Report No. UCB/EERC-80/40. Berkeley: Earth. Eng. Research Center. Univ. of California, 1980.
8. Calado L. and Azevedo J.: A model for predicting the failure of structural steel elements, Journal of Constructional Steel Research, vol. 14, issue 1, pp. 41-64, 1989.
9. Calado L. and Castiglioni C.A.: Low cycle fatigue testing of semi-rigid beam-to-column connections, 3rd International workshop on connections in steel structures, Trento, pp. 371-380, 1995.
10. Calado L. and Castiglioni C.A.: Steel beam-to-column connections under low-cyclic fatigue experimental and numerical research, Proceedings of XI world conference on earthquake engineering, Acapulco, Mexico, 1996.
11. Calado L., Castiglioni C. A. and Bernuzzi C.: Seismic behaviour of welded beam-to-column joints: Experimental and numerical analysis, AISC, Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures, pp. 244-256, October 22-25, Roanoke, VA, 2000.
12. Calado L., Ferreira J. and Feligioni S.: Characterization of dissipative connections for concentric bracing systems in steel portiques in seismic areas, Detailed Report, IST Lisbon, 2004.
13. Castiglioni C. A., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S. and Lazzarotto L.: INERD – Dissipative connections for concentric bracing systems for steel portiques in seismic areas – Final Report, Politecnico di Milano, 2004.
14. Chopra A. K.: Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering, Prentice-Hall Inc., 1995.
15. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1990, Eurocode - Basis of structural design, 2001.
16. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1991, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings, 2001.
17. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003.

18. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, 2003.
19. European Committee for Standardisation (CEN): EN 1998, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 2004.
20. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads, ECCS Publ. No 45, Rotterdam, The Netherlands, 1986.
21. Gioncu V. and F. M. Mazzolani: Ductility of seismic resistant steel structures, Spon Press, London, UK, 2002.
22. Mazzolani F. M. and Piluso V.: Theory and design of seismic resistant steel portiques, E & FN Spon, London, UK, 1995.
23. Mazzolani F. M.: Design of moment resisting portiques, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 4, pp. 169-182, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
24. OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation, edition 1.5, University of California, Berkeley, 2003.
25. Plumier A., Doneux C. and Stoychev L.: The INERD Project – Detailed report on experimental activity at University of Liege, Université de Liège, 2004.
26. Plumier A. (co-ordinator), Doneux C., Castiglioni C., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S., Lazzarotto L., Calado L., Ferreira J., Feligioni S., Bursi O. S., Ferrario F., Somavilla M., Vayas I., Thanopoulos P. and Demarco T.: Two Innovations for Earthquake Resistant Design – The INERD Project – Final Report, Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel : Steel RTD, Technical Report No. 6, 2004.
27. Stahlbau Kalender 2004, 1A – Stahlbaunormen, A Kommentierte Stahlbauregelwerke, Dr.-Ing. Eggert. H., Ernst & Sohn, 2004.
28. Thanopoulos P.: Behaviour of seismic resistant steel portiques with energy absorbing devices, PhD Thesis, NTUA, 2006.
29. Vayas I.: Design of diagonaled portiques, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 5, pp. 241-288, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
30. Vayas I. and Thanopoulos P.: INERD Project, Final Report, NTUA, 2004.
31. Zienkiewicz O. C., Chan A. H. C., Pastor M., Schrefler B. A. and Shiomi T.: Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering, John Wiley & Sons, 1999.

2 ASSEMBLAGES EN U INERD

2.1 INTRODUCTION

Dans le programme cadre européen de recherche 7210-PR-316 «Deux INnovations pour la conception antisismique - Le projet INERD», deux systèmes innovants de connexion dissipative, à savoir une connexion par goupille et un raccord en U, ont été introduits. Le présent chapitre présente l'arrière-plan du système de connexion INERD U-Plate avec un exemple d'application.

2.2 DESCRIPTION DU DISPOSITIF EN U

Les structures en acier résistant aux séismes sont conçues pour la rigidité, la résistance et la ductilité. Les exigences de rigidité sont imposées afin de limiter les dommages non structurels en cas de tremblements de terre mineurs à modérés et limiter les effets d'instabilité, la résistance afin de garantir la résistance de la structure aux effets d'action et de ductilité afin de dissiper une partie du séisme l'énergie d'entrée par des déformations inélastiques et donc de réduire les effets d'action. Les portiques classiques, à la fois non contreventés et contreventés, présentent certains inconvénients par rapport aux critères de conception ci-dessus. De plus, les ossatures contreventées largement utilisées en Europe sont confrontées aux problèmes suivants après des tremblements de terre inhabituellement violents entraînant des dommages: a) pour les armatures concentriques, la nécessité de renforcer ou de remplacer les armatures endommagées et bouclées d'une certaine longueur et sont difficiles à manipuler, b) pour les portiques à contreventement excentrique, la nécessité de renforcer et de réparer les liens ou les poutres qui font partie du système principal qui supporte la charge par gravité. De tels travaux nécessitent donc une compétence considérable et sont associés à des coûts élevés de matériel et de main-d'œuvre.

Une approche alternative est de permettre la dissipation d'énergie dans les connexions plutôt que dans les éléments. L'introduction de connexions souples à résistance partielle est bien connue pour les portiques résistant au moment soumis à une charge par gravité. Cependant, l'application de connexions semi-rigides dans des portiques de moment résistant aux séismes est associée à des problèmes importants. En effet, les portiques résistant aux moments sont généralement des systèmes structurels flexibles, de sorte que les limitations de drift latérale dans des conditions d'utilisation sont dans de nombreux cas pratiques les critères de conception prédominants. L'introduction de connexions semi-rigides améliore davantage la flexibilité structurelle et amplifie les problèmes, qui ne seraient pas résolus par le choix de profils plus lourds pour les poutres et les poteaux. Pour les raisons ci-dessus, les connexions dissipatifs conviennent mieux aux portiques à contreventement. De tels portiques sont généralement suffisamment

rigides contre les déplacements latéraux, de sorte qu'une introduction de connexions flexibles ne nuirait pas au comportement global. Au contraire, des connexions souples peuvent protéger les contreventements et donc augmenter la ductilité globale. De plus, toute réparation après de forts événements sismiques se concentrerait dans les connexions et serait plus facile à manipuler. Dans le portique du projet de recherche de l'INERD, des connexions dissipatives (INERD) adaptées aux ossatures contreventées ont été développées. Les avantages des portiques contreventés avec des connexions INERD par rapport aux portiques conventionnels peuvent être résumés comme suit:

- Meilleure conformité aux critères de conception sismique.
- Protection des contreventements de compression contre le flambement.
- Activation de toutes les diagonales, soit en compression, soit en traction, même aux grandes galeries.
- Limitation de l'action inélastique dans les petites pièces qui peuvent être facilement remplacées.
- Possibilité de réparation facile et peu coûteuse après de très forts tremblements de terre, si nécessaire.
- Réduction des coûts de structure globaux pour le même niveau de performance.

Les connexions en U sont constituées d'une ou de deux plaques épaisses en forme de U coudées qui relient l' diagonale à l'élément adjacent (figure 2.1). Là encore, la dissipation d'énergie se produit dans la (les) plaque (s) cintrée (s).

L'avantage de ces connexions est que, par un dimensionnement approprié, des déformations inélastiques sont limitées dans des zones exactement prédéterminées, les chevilles ou les plaques U, tandis que les parties adjacentes restent élastiques. Par conséquent, les contreventements sont protégés contre le gauchissement et les dommages sont limités dans les chevilles ou les plaques U. Ce sont de petites pièces qui peuvent être facilement remplacées si elles sont largement déformées, après un séisme inhabituellement fort.

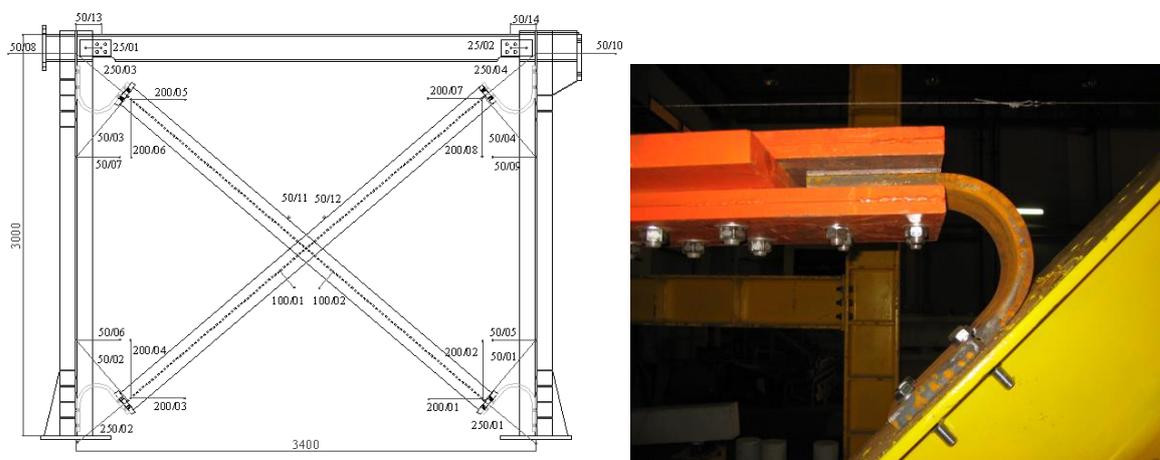


Fig. 2.1: Assemblage avec dispositif en U INERD

2.3 MODÈLE D'ÉTAT-LIMITE

La conception des connexions en U est essentiellement contrôlée par sa capacité de déformation. Le déplacement maximal qui pourrait être imposé à la structure en toute sécurité est égal à 120 mm, en recourant à la gamme des configurations en U validées dans le portique du projet INERD. D'autres configurations peuvent bien entendu être développées à la demande pour cibler des performances spécifiques en faisant varier l'épaisseur et le rayon de courbure de la plaque U, en tenant compte des limitations pratiques liées aux propriétés des matériaux et à la technologie de production. Ces géométries non-standard doivent cependant toujours être spécifiquement validées par des modèles numériques recourant à un modèle FE plaque ou par des essais. Il est donc suggéré d'évaluer d'abord la possibilité de recourir à des configurations pré-validées.

2.4 INVESTIGATIONS EXPÉRIMENTALES SUR LES ASSEMBLAGES EN U

Les connexions en U ont été largement validées par des tests expérimentaux dans le portique du projet INERD. Des tests ont été effectués au niveau local des connexions et au niveau global d'une ossature contreventée.

Les paramètres considérés (Fig. 2.2) pour optimiser une telle connexion sont principalement géométriques:

R: rayon

B: longueur de la plaque

e: Épaisseur

Position: voie de chargement

La plage des paramètres validés est donnée dans le tableau 2.1.

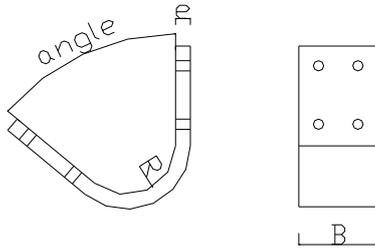


Fig. 2.2: Définition des paramètres du dispositif en U

Table 2.1: Domaine de dimensions possibles

type	R	B	e	angle	position
2	100	160	25	45	
3	100	160	25	50	
4	100	160	30	50	
5	125	160	30	50	
6	125	160	25	30	
7	125	160	25	45	
8	125	160	25	50	
9	125	160	25	30	
10	125	160	25	39	
11	125	160	25	45	
12	125	160	30	39	

Même si toutes les configurations ci-dessus ont été validées, quelques suggestions sont faites concernant le choix idéal:

Un rayon de 100 mm permet une meilleure dissipation d'énergie que le rayon de 125 mm, pour la même épaisseur (25 mm et 30 mm) et la configuration de l'appareil (U1 ou U2). Le meilleur comportement des connexions en U est obtenu avec une épaisseur plus grande (par exemple 30 mm) et un petit rayon (par exemple 100 mm). Ceci est évident, car augmenter l'épaisseur et réduire le rayon entraîne une plus grande rigidité à la flexion du dispositif. Donc, en conclusion générale, nous pouvons affirmer que la meilleure performance du U-Device peut être obtenue en augmentant l'épaisseur et en diminuant le rayon.

2.5 DIMENSIONNEMENT SISMIQUE D'UNE OSSATURE

Dans cette section, un exemple de la conception sismique du bâtiment est présenté. Les méthodes de forces latérales équivalentes selon EN1998-1-1 sont utilisées. Pour les connexions U-Device des contreventements, dispositifs dissipatifs, car à ce stade, aucun modèle de conception n'est disponible, la sélection du dispositif approprié est basée sur les résultats des tests du projet de recherche INERD.

2.5.1 Description du bâtiment et conception globale

Le bâtiment utilisé dans cet exemple de conception consiste en un bâtiment de quatre étages. La Fig. 2.3 présente les principales dimensions géométriques du bâtiment. La catégorie d'utilisation du bâtiment est la zone de bureaux.

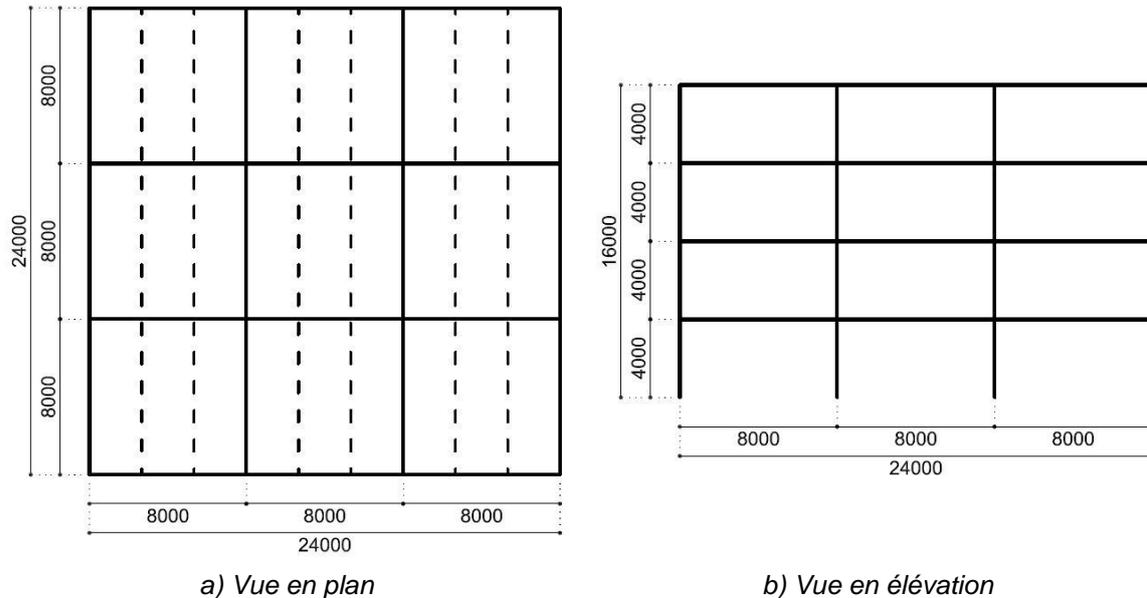
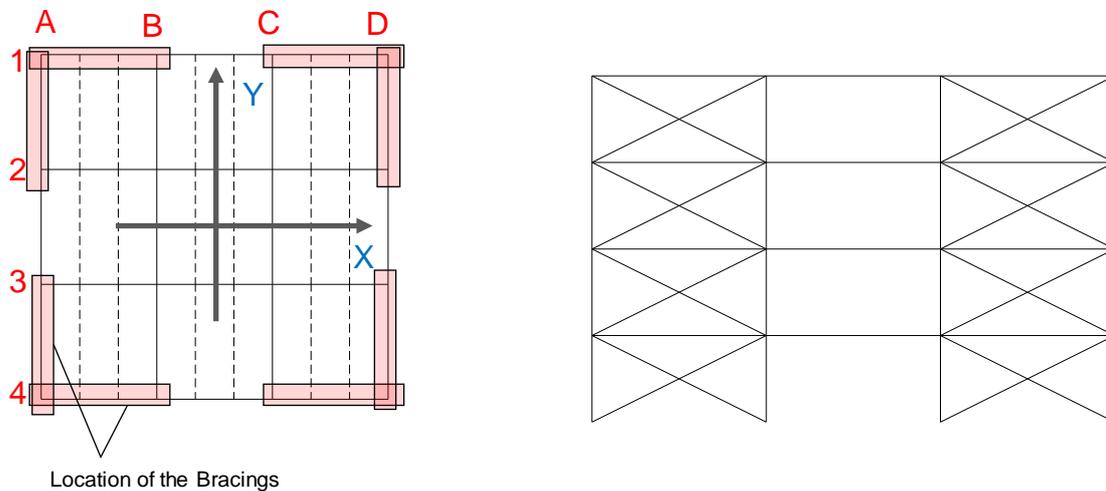


Fig. 2.3: Géométrie du bâtiment de l'exemple

La structure du bâtiment est une structure à ossature contreventée concentrique mettant en œuvre la connexion en U comme solution pour relier les diagonales aux poteaux. La connexion en U est la composante dissipative de la structure. Pour chaque direction, 4 diagonales sont utilisées et distribuées comme illustré à la Fig. 2.4. Initialement, seulement deux diagonales ont été considérées cependant, en raison de l'amplitude des forces sismiques et à la limitation de la résistance de connexion d'U, l'option avec 4 diagonales dans chaque direction a été prise. Ici, seule l'option finale est présentée.



a) Vue en plan

b) Exemple de bâtiment avec triangulations

Fig. 2.4: Conception structurale

Le tableau 2.2 résume les matériaux des différents éléments du bâtiment. La dalle composite est supposée fonctionner dans une direction (direction X selon la Fig. 2.4).

Table 2.2: Matériaux

Eléments	Matériaux
Poteaux	S355
Poutres	
Diagonales	
Dalle	Composite Béton C20/25 Tôle d'acier de 1mm d'épaisseur et hauteur de 73mm Hauteur totale de la dalle 150mm
Dispositif en U	Selon le projet INERD

2.5.2 Charges et action sismique

Le chargement, base du calcul de la masse sismique, est donné au tableau 2.3 et au tableau 2.4.

Table 2.3: Charges permanentes

Poids propre		Charges additionnelles		
Poids propre des éléments métalliques	78,5 kN/m ³ + 10% pour assemblages et raidisseurs	finitions	Étages intermédiaires	0,7 kN/m ²
			Étage supérieur	1 kN/m ²
Poids propre des dalles mixtes	2,75 kN/m ²	Murs périphériques		4 kN/m

Table 2.4: Charges variables

Bureaux	3 kN/m ²
Cloisons	0,8 kN/m ²
Toiture	3 kN/m ²

La charge sismique est donnée dans le tableau 2.5. Pour le facteur de comportement de la connexion en U, aucune valeur n'est déterminée dans le projet INERD, la valeur donnée est supposée basée sur l'expérience et sur les résultats expérimentaux du projet INERD. Ces valeurs doivent être vérifiées plus tard. La composante verticale de l'action sismique a été négligée.

Table 2.5: Action sismique

Coefficient d'importance, γ_I	1,0			
PGA, a_{gR}	0,24g			
Classe de sol B	S	T_B	T_C	T_D
Spectre Type 1	1,00	0,15s	0,50s	2,00s
Borne inférieure, β	0,2			
Coefficient de comportement, q	3			

2.5.3 Prédimensionnement sous charges de gravité

Avant la conception sismique, les poteaux et les poutres des éléments structuraux étaient pré-dimensionnés conformément à l'EN 1993-1.1. Les résultats de la préconception de ces éléments sont donnés au tableau 2.6. Les sections transversales des poteaux ont été sélectionnées avec une marge pour prendre la compression axiale due aux charges sismiques. En ce qui concerne la sélection des profils pour poutres et poteaux, il a été décidé ce qui suit: i) poteaux uniformes, toutes les poteaux avec le même profil; ii) poutres avec différents profils selon la direction.

Table 2.6: Sections transversales des poutres et poteaux

Poteaux	HEB 260
Poutres dans la direction X	IPE 500
Poutres dans la direction Y	IPE 360

2.5.4 Calcul sismique

Les forces sismiques sur la structure du bâtiment ont été déterminées selon les principes de la méthode de la force latérale prescrite par l'EN 1998-1-1. La procédure peut être divisée en plusieurs étapes. Les résultats de ces calcELU sont présentés ci-après.

- Masse sismique

La masse sismique résulte des actions de gravité sur le bâtiment et est quantifiée à partir de la combinaison d'actions suivante:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. (2.1)}$$

Le tableau 2.7 donne la masse sismique totale par étage déterminée selon l'équation (2.1) et les charges présentées en 2.5.2.

Table 2.7: Masse sismique pour les 4 étages

étage	Masse sismique, m [t]
1	323,67
2	323,67
3	323,67
4	301,44
Total	1272,45

- Cisaillement en base

Selon la méthode de la force latérale et l'action sismique (tableau 2.5), le cisaillement de la base a été estimé. Les équations (2.2) à (2.6) ont été utilisées pour déterminer: la période fondamentale de la structure, la pseudo-accélération de conception et le cisaillement de base. Dans le tableau 2.8 sont donnés les résultats obtenus.

$$T_1 = C_t H^{2/3} \quad \text{Eq. (2.2)}$$

$$C_t = 0,05 \quad \text{Eq. (2.3)}$$

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad \text{Eq. (2.4)}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \quad \text{Eq. (2.5)}$$

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad \text{Eq. (2.6)}$$

Table 2.8: Cisaillement en base

H [m]	C _t	T ₁ [s]	a _g [m/s ²]	S _d (T ₁) [m/s ²]	λ	F _b [kN]
16	0,05	0,4	2,35	1,96	0,85	2122,10

- Distribution de la charge sismique entre les travées contreventées

Les portiques contreventés ont la même raideur donc, une distribution uniforme du cisaillement de base a été considérée parmi ces portiques. Comme la structure est parfaitement symétrique, seule l'excentricité accidentelle (0,05L) est prise en compte pour la torsion globale de la structure et l'amplification conséquente des forces horizontales. Dans le tableau 2.9 sont données les forces par ossature contreventée. Étant donné que le plan de structure est un carré et que les portiques de contreventement sont positionnés également par rapport au centre géométrique, les forces réparties sont égales dans les deux directions.

Table 2.9: Répartition de la charge sismique

Travée	F _b [kN]	X [m]	L [m]	δ	F _b ' [kN]
1	1061,05	12	24	1,05	1114,1

4					
A					
D					

▪ Répartition de la charge sismique par étage

La répartition des masses par étage est effectuée en fonction de la masse de chaque étage et de la hauteur de l'étage à la terre, tel qu'exprimé en (2.7). Dans le tableau 2.10 sont données les forces par étage.

$$F_i = F_b' \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad \text{Eq. (2.7)}$$

Table 2.10: Répartition de la charge sismique par étage

Étage	z_i [m]	m^*z_i [ton.m]	F_i [kN]
1	4	1295	114,6
2	8	2589	229,1
3	12	3884	343,7
4	16	4823	426,7
	Σm^*z_i	12591	

2.5.5 Sélection de l'assemblage en U

La sélection de la connexion en U pour les connexions diagonales à poteaux a été réalisée en utilisant les résultats des tests du projet de recherche de l'INERD. Selon les forces sismiques sur chaque étage et sur chaque portique contreventé, et considérant que les contreventements de compression et de tension sont actifs, les forces dans chaque connexion ont été calculées. Rappelez-vous que les forces sur les contreventements sont cumulatives avec la diminution du niveau de l'étage. Dans le tableau 2.11 sont donnés des forces sur chaque connexion en utilisant. La sélection de la connexion U a ensuite été effectuée en fonction de la capacité de la connexion testée dans le projet INERD. Ce dernier est également inclus dans le tableau. L'ID de connexion est le nom de l'éprouvette testée dans le portique du projet de recherche INERD (Tableau 2.1).

Table 2.11: Sélection du dispositif en U

Étage	$F_{\text{Brac,con}}$ [kN]	Référence du dispositif	$F_{\text{con,Test}}$ [kN]
4	119	Mola 3	144
3	215	Mola 10	260
2	279	Mola 12	390
1	311	Mola 12	390

2.5.6 Dimensionnement sismique de la structure

La conception finale des éléments de construction (poteaux et contreventements) en fonction des charges sismiques a été conçue sur la base des principes de la conception de la capacité. Ainsi, les charges de calcul n'étaient pas les charges résultant de la charge sismique mais la résistance de la connexion en U. Ensuite, parce que la résistance de la connexion en U est la valeur d'essai et non les valeurs nominales, le facteur de résistance (γ_{ov}) est supposé égal à 1. Comme mentionné ci-dessus, la conception des éléments en acier a été réalisée selon EN 1993 -1-1. Comme le profil du poteau n'a pas été modifié par rapport à la conception présentée en 2.5.3, dans le tableau 2.12, seELU les contreventements définitifs sont donnés. La vérification de conception des contreventements est la résistance à la flexion. Dans le tableau 2.12, cette résistance est donnée.

Table 2.12: Dimensions finales des diagonales

Étage	Profil	$N_{b,Rd}$ [kN]
4	HEA 120	186
3	HEA 140	298
2	HEA 160	447
1	HEA 160	447

Le tableau 2.13 et le tableau 2.14 donnent des détails sur les contrôles effectués sur la limitation des effets P- Δ conformément à l'EN 1998-1-1. La drift de l'interstore θ , calculée selon l'équation (2.8), pour toutes les étages est très inférieure à la limite (0,1) et donc les effets de second ordre peuvent être négligés.

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10 \quad \text{Eq. (2.8)}$$

Table 2.13: Effets de 2nd ordre dans la direction X

Étage	Force latérale $E_s + G + \Psi_{Ei}.Q$				$G + \Psi_{Ei}.Q$		
	d_i [m]	d_r [m] ($d_i - d_{i-1}$)	V_i [kN]	V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	h_i [m]	θ
1	4,86E-03	1,46E-02	142,5	1386,0	6241,4	4	0,016
2	9,66E-03	1,44E-02	285,0	1243,5	4653,7	4	0,014
3	1,49E-02	1,58E-02	427,5	958,5	3066,2	4	0,013
4	1,93E-02	1,31E-02	531,0	531,0	1478,6	4	0,009

Table 2.14: Effets de 2nd ordre dans la direction Y

Force latérale		$E_s + G + \Psi_{Ei}.Q$			$G + \Psi_{Ei}.Q$		
Étage	d_i [m]	d_r [m] ($d_i - d_{i-1}$)	V_i [kN]	V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	h_i [m]	θ
1	4,51E-03	0,014	142,5	1386,0	6241,4	4	0,015
2	9,42E-03	0,015	285,0	1243,5	4653,8	4	0,014
3	1,46E-02	0,016	427,5	958,5	3066,2	4	0,013
4	1,89E-02	0,013	531,0	531,0	1478,6	4	0,009

2.6 DOMAINE D'APPLICATION

En raison de sa déformabilité plutôt élevée, l'utilisation de l'U-link INERD est principalement adaptée aux structures qui ne sont pas trop sensibles à la demande de déplacement important, donc principalement des bâtiments de plusieurs étages avec un nombre limité d'étages (typiquement 4 à 6 en fonction de la configuration de la connexion U).

2.7 RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. ACI American Concrete Institute (1995): Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95). Farmington Hills, MI.
2. AISC (1997), Seismic provision for structural steel buildings, Task Committee 113.
3. Aschheim M, Gulkan P., Sezen H. (2000): Chapter 11: Performance of Buildings, in Kocaeli, Turkey earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report. Earthquake Spectra. Supplement A to Volume 16, 237–279.
4. Benats Valérie, "Développement du concept d'assemblages dissipatifs dans des structures parasismiques en treillis", Université de Liège, thesis, a.a. 2000-2001.
5. Chou C.C., Uang C.M. (2002): Cyclic Performance Of A Type Of Steel Beam To Steel-Encased Reinforced Concrete Column Moment Connection. Journal of Constructional Steel Research 58, 637-663.
6. ECCS (1986): Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads. ECCS Publication n° 45.
7. ECSC Project 7210-PR-316 (2001): Earthquake Resistant Design: the INERD Project.
8. Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc (2003): ABAQUS - User's Manual, Version 6.3. Vol.1-3, 2003.
9. Kanno R., Deierlein G.G. (2000): Design Model Of Joints For Rcs Portiques. Composite Construction in Steel and Concrete IV – Proc. of Engrg. Found. Conference, Banff, May 28 – June 2, Banff, Alberta, 947-958.
10. Krawinkler H. (1978): Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Portiques. Engineering Journal AISC Vol. 3.

11. Mander J.B., Priestley M.J. N., Park R. (1988): Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete. *Journal of Struct. Engrg.*, ASCE, vol. 114, No 8, 1804-1826.
12. Ministry of Public Works and Settlement (1975): Specification for structures to be built in disaster areas. Government of Republic of Turkey.
13. Penelis G.G., Kappos A.J. (1997): *Earthquake-Resistant Concrete Structures*. E & FN Spon, London.
14. prEN 1991-1-1:2001: Actions on structures, Part 1-1: general actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings. Final Draft, July 2001.
15. prEN 1992-1:2001: Design of concrete. Part 1: general rules and rules for buildings. Draft n° 2, January 2001.
16. prEN 1993-1-1:2000: Design of steel structures. Part 1.1: general rules. Draft n° 2, August 2000.
17. prEN 1994-1-1:2001: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings. Draft n° 3, March 2001.
18. prEN 1998-1:2001: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Draft n°3, May 2001.
19. Scawthorn C.R. (2000): Turkey earthquake of August 17, 1999: Reconnaissance Report. Technical Report MCEER-00-0001. Buffalo, N.Y.: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, NY. Editor. the Marmara.
20. Sezen H., Elwood K.J., Whittaker A.S., Mosalam K.M., Wallace J.W., Stanton J.F. (2000): Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999 Kocaeli (Izmit), Turkey Earthquake. PEER 2000/09. Technical Report. Berkeley, CA.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, CA. <http://nisee.berkeley.edu/turkey>.
21. Turkish Standards Institute (1985). TS-500 Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Ankara, Turkey.
22. Plumier A., Stoychev L., Doneux C., "Composite columns to mitigate soft étage in reinforced concrete structures submitted to earthquake", in the Proceedings of the Colloquium on Recent Advances and New Trends in Structural Design; Timisoara 7-8 May 2004. ISBN 973-638-119-6.
23. Ferrario F., Bursi O.S. and Colombo A., "Analysis and design of RC beam-to-column joints with encased steel profiles subjected to seismic actions", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
24. Doneux C., Plumier A., "Mitigation of seismic soft étage failures in reinforced concrete structures by composite steel-concrete columns", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
25. Vayas I., Thanopoulos P., "Behaviour of seismic resistant diagonaled portiques with innovative dissipative (INERD) connections", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
26. Plumier A., Doneux C., Stoychev T., Demarco T., "Mitigation of étage failures of RC Structures under Earthquake by Encased Steel Profiles ", in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
27. Vayas I., Calado L., Castiglioni C., Plumier A., Thanopoulos P., "Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel portiques", in the Proceedings of the International Symposium on Steel Structures ISSS'05, Seoul, Korea, 2005.

28. Calado Luis and Castiglioni Carlo A., "Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings", in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
29. Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, "Seismic Behaviour Of Steel Diagonaled Portiques With Dissipative Connections", in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
30. Calado Luis and Castiglioni Carlo A., "Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings", in the Proceedings of the 1st International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
31. Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, "Seismic Behaviour Of Steel Diagonaled Portiques With Dissipative Connections", in the Proceedings of the 1st International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
32. Dell'anna Sergio, "Behaviour of dissipative connections for concentric bracings of steel portiques in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
33. Feligioni Sandro, "Characterization of dissipative connections for concentric bracing systems of steel portiques in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
34. Lazzarotto Luca, "Dissipative connections for concentric bracing systems in steel portiques in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.

3 JOINTS SISMIQUES « POUTRES » FUSEIS

3.1 INTRODUCTION

Dans le portique du programme de recherche européen ESVAD-CT-2008-00032 « dissipatifs Devices pour portiques d'acier résistant aux secousses sismiques » (acronyme: FUSEIS) deux systèmes dissipatifs innovants, nommé FUSEIS 1 et 2 ont été introduits FUSEIS et guides de conception pertinents développés [1] [12]. En fonction de la géométrie du fusible, le système FUSEIS 1 est en outre divisé en deux types: FUSEIS liens de poutre et des liens de cheville FUSEIS. Le présent rapport traite du système de liaison de poutre FUSEIS, alors que pour le système de liaison de la cheville FUSEIS un rapport d'accompagnement existe.

3.2 DESCRIPTION DU SYSTEME « POUTRES » FUSEIS

Le système de liaison de poutre FUSEIS est composé de deux poteaux solides étroitement espacées de manière rigide reliées entre elles par des poutres multiples. Les poutres vont de poteau à poteau et peuvent être de différents types de sections transversales, par exemple ERS, SHS, CHS ou des sections en forme de I. La disposition générale est représenté schématiquement Figure 3.1. Le système de liaison de poutre FUSEIS résiste à des charges latérales en tant que poutre de Vierendeel verticale, principalement par flexion et au cisaillement combinée des poutres et les forces axiales des poteaux. Les éléments dissipatifs du système sont les sections de poutre entre les poteaux. Ces éléments ne sont généralement pas soumis à des charges verticales, car ils sont placés entre les niveaux de plancher.

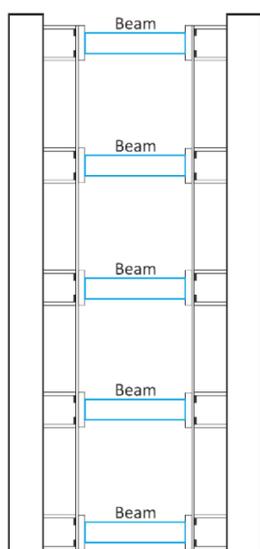


Figure 3.1: Schéma général du système « poutre » FUSEIS

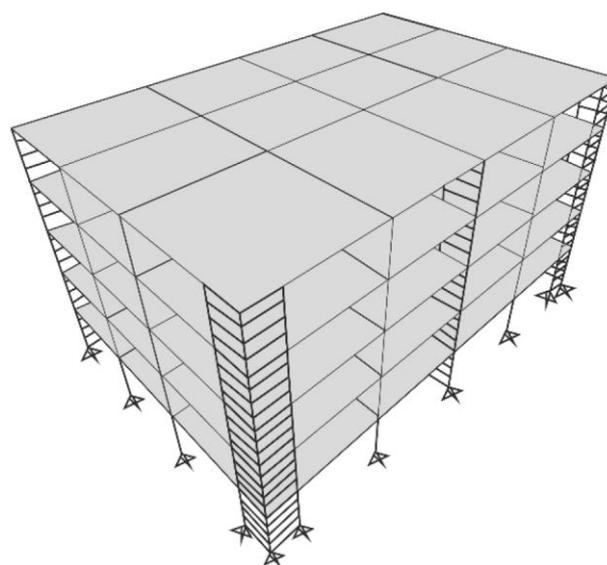


Figure 3.2: Exemple d'utilisation dans un bâtiment type

La résistance sismique d'un bâtiment peut être obtenue par une disposition appropriée d'un certain nombre de ces systèmes dans les directions concernées. Voir Figure 3.2 pour un exemple d'assemblage de plusieurs systèmes de liaison de poutre FUSEIS dans une structure de portique en acier. Lorsque les connexions poutre-poteau de la construction sont réalisés sous forme simple, ce système fournit la seule résistance sismique du bâtiment. Lorsque les connexions sont rigides ou semi-rigides, il fonctionne en combinaison avec le portique résistant moment général. Dans les deux cas, le poutre de connexions de poteaux système doit être formé aussi simple, étant donné que le système de liaison de poutre FUSEIS ne vise pas à être constitué d'une partie de transport de charge de gravité de la structure.

Dans le but de minimiser les dommages aux emplacements de fondation connexions articulés au niveau des bases de poteaux sont proposées. Pour les bâtiments à plusieurs étages les bases de poteaux peuvent être articulés ou fixes, des enquêtes analytiques ont montré que la différence dans la réponse n'a pas été significative. Les joints de poutres lien-poteau sont formés en tant que semi-rigide pour permettre l'action Vierendeel et sont conçus pour avoir surrésistance suffisante pour atteindre seulement l'absorption d'énergie dans les liens de la poutre FUSEIS. Boulonnés connexions de bout en plaques qui permettent un remplacement facile des liens de poutre doivent être utilisés.

Les poutres peuvent avoir des sections fermées (RHS) ou des sections ouvertes (I ou sections H-). Considérant une hauteur typique de plancher de 3,4 m, quatre ou cinq liens de poutre peuvent être placés par étage. Leur hauteur de la poutre dépend de la rigidité nécessaire à la fourniture de quitter l'espace vertical nécessaire entre eux. sections RHS sont plus bénéfiques pour ouvrir des sections en raison de leur rigidité à la flexion et de torsion plus grande et la force. sections de poutre peuvent varier entre les étages, suite à l'augmentation du cisaillement de l'étage du sommet à la base du bâtiment. Les poutres peuvent également varier dans le sol, que ce soit en ce qui concerne leurs sections transversales ou à leurs longueurs l_n , voir Figure 3.3. Les poteaux peuvent être de section ouverte ou fermée. sections ouvertes sont plus bénéfiques, car ils offrent une connexion plus facile aux poutres. Lorsque des sections fermées sont utilisées, une section en T peut être soudé dans le but d'offrir l'avantage de faciliter la connexion.

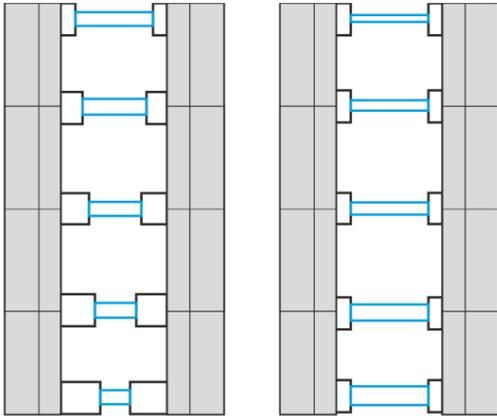


Figure 3.3: Ajustement du système « poutre » FUSEIS - variation nominale de la longueur ou de la section droite

L'inconvénient le plus frappant des typologies de portique classiques, tels que MRF, CBF ou EBF, est leur incapacité à réparer après un fort événement sismique. En ce qui concerne les portiques résistant à des moments, les poutres et leurs connexions doivent être échangées. Comme ces deux éléments appartiennent à la gravité du chargement du système résistant, leur remplacement est difficile. Dans les portiques de manière excentrique contreventement, les liens, qui sont courtes parties des poutres, doivent être remplacés. Les dégâts dans des portiques contreventements concentriques est attendue dans les diagonales, qui sont aussi difficiles à échanger comme ils sont longs et lourds. Ces systèmes structurels conventionnels peuvent être substitués par les liens de poutre FUSEIS innovants. Par la présente le nouveau système présente les avantages suivants:

- déformation inélastique se produit uniquement dans les éléments de liaison de poutre dissipative
- Si plastiquement déformée, les liens de poutre peuvent être facilement remplacés car ils ne font pas partie du système de charge de gravité et sont en outre faciles à manipuler
- Pour conserver la mise en page architecturale pas affectée par le système résistant aux secousses sismiques, le système de liaison de poutre FUSEIS peut être placé dans de petites zones du bâtiment
- En même temps, les liens de poutre peuvent être utilisés comme parties visibles du bâtiment pour indiquer son système résistant aux secousses sismiques
- Pour les sections sélectionnées de façon appropriée des maillons de poutre FUSEIS, plastification séquentiel peut être obtenu

Afin d'assurer que la dissipation des joints d'énergie ne se produit que dans les liens de poutre, le poutre liaison à poteaux sont formés de manière rigide et possèdent une plus-force suffisante. De plus, les liens de poutre sont fixés par boulonnés

endplates, ce qui permet un remplacement facile si les liens de poutre doivent être déformés après un événement sismique.

Dans l'intention de protéger la connexion poutre-poteau élastique et contre la rupture, les liens de poutre FUSEIS doivent être conçus de telle manière que les formes de rotule en matière plastique à l'extérieur de la zone de connexion. Par conséquent, la réduction des sections de poutre (RBS) sont prévus à l'extrémité des poutres, voir Figure 3.4. Constant, des formes coniques ou coupées rayon sont possibles pour réduire la surface en coupe transversale. Afin de minimiser les concentrations de contraintes, la coupe de rayon est supérieure par rapport à d'autres types de coupes. La longueur typique de rotules plastiques dans les poutres en acier a l'ordre de la moitié de la hauteur de la poutre. Par conséquent, la section de poutre réduite, où la rotule en matière plastique doit former, doit se trouver au moins la distance de la connexion. Comme alternative à la réduction de la section de la poutre, la zone de raccordement pourrait être renforcée au moyen de plaques supplémentaires.



Figure 3.4: Types de sections réduites FUSEIS

3.3 MODELE D'ETAT LIMITE

Le système de liaison de poutre FUSEIS fonctionne comme un poutre de Vierendeel vertical. Le système statique théorique et les relations entre les forces internes est esquissédans Figure 3.5. Compte tenu de rotules au niveau des milieux des poutres et des poteaux entre les maillons de poutre, les moments et les forces internes de chargement horizontal, à l'état élastique peuvent être dérivées de la statique comme suit:

poteaux

$$N_C = \frac{M_{ov}}{L} \quad \text{Eq. (3.1)}$$

$$V_C = \frac{V_{story}}{2} \quad \text{Eq. (3.2)}$$

$$M_C = V_C \cdot \frac{h}{2} = \frac{V_{story} \cdot h}{4} \quad \text{Eq. (3.3)}$$

poutres

$$M_b = 2 \cdot M_C = \frac{V_{storey} \cdot h}{2} \quad \text{Eq. (3.4)}$$

$$V_b = 2 \cdot M_C = \frac{M_b}{L/2} = V_{storey} \cdot \frac{h}{L} \quad \text{Eq. (3.5)}$$

Où

M_b = moment de renversement du portique

V_{storey} = étage de cisaillement

L = distance axiale de poteaux

H = distance verticale de liens de poutre FUSEIS

Les équations ci-dessus montrent que, dans une étage des ciseaux et des moments de poteaux et de poutres restent constants, alors que les forces axiales des moments poteaux augmentent de façon linéaire à partir du sommet à la base.

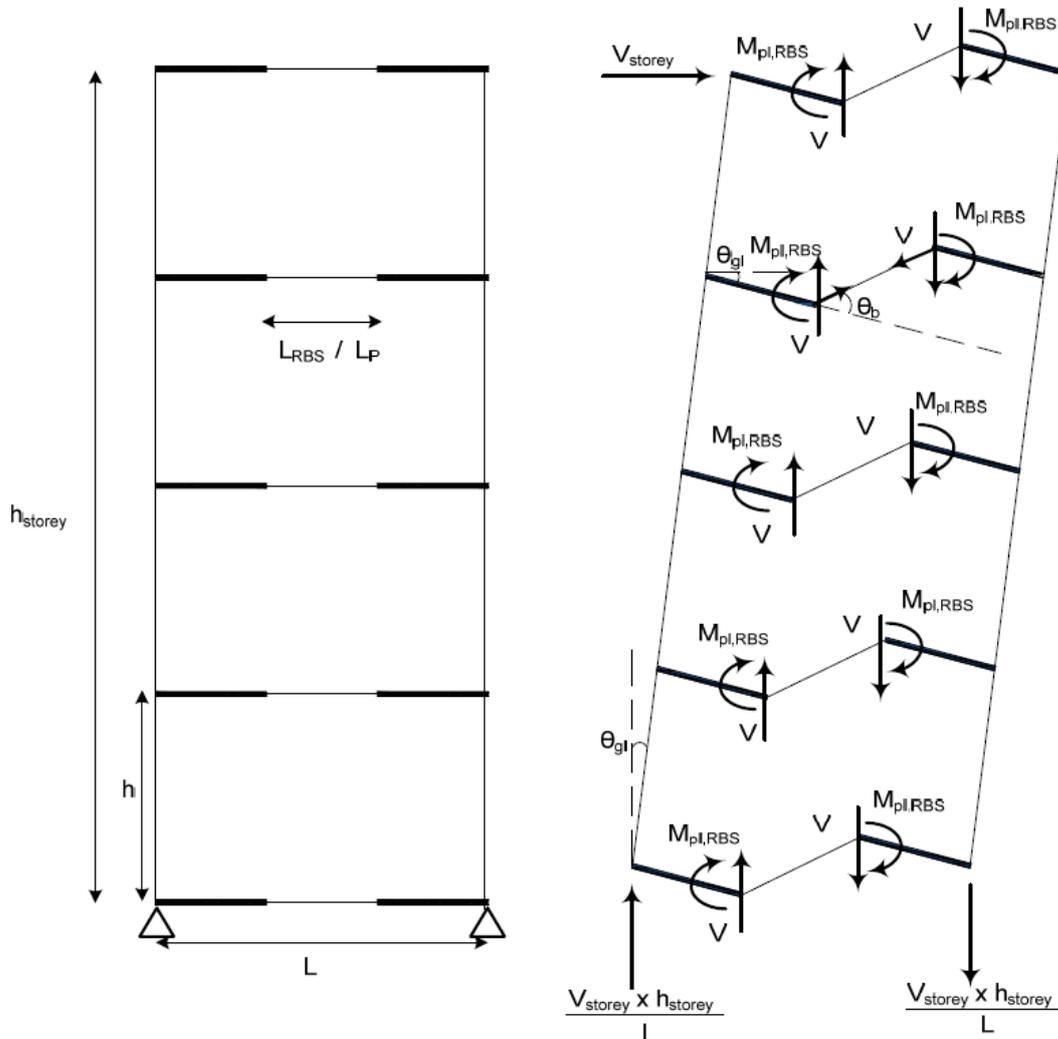


Figure 3.5: Distribution des efforts internes théorique dans les poutres et poteaux (modèle Vierendeel)

3.4 INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES SUR JOINTS SISMIQUES « FUSEIS »

3.4.1 Joints individuels

3.4.1.1 Configuration expérimentale des joints testés

Les tests sur le système de liaison de poutre FUSEIS ont été menées au cours de deux projets européens, à savoir le FUSEIS [12] Et MATCH [26] Projet. Les liaisons de poutre ont été étudiées individuellement tel que décrit dans la présente section. Mais aussi assemblé et relié à des poteaux fortes, comme indiqué à la section 4.2. Au total 40 tests ont été effectués pour des liaisons de poutres individuels, 23 essais au cours du projet FUSEIS et 17 au cours de projet MATCH. Le programme d'essai de variations couvert types de section, le matériel, la longueur des liaisons de poutre et les conditions de chargement. Des liaisons de poutres individuels ont été placées entre deux poutres d'un portique articulé en quatre points par des liaisons boulonnées. Dispositif d'actionnement de charge d'une capacité de ± 200 mm a été fixé à la poutre supérieure du portique d'essai, de telle sorte qu'elle puisse être déplacée horizontalement, en tant qu'on le voit dans Figure 3.6. Pour la stabilité latérale d'un panneau coulissant est monté sur le côté, comme on peut le voir dans Figure 3.7.

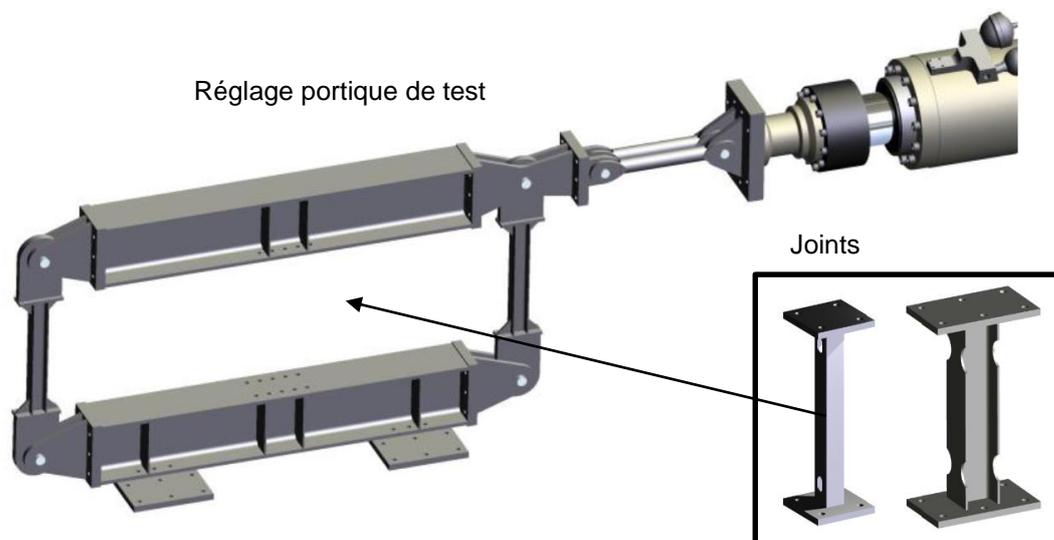


Figure 3.6: Illustration du montage d'essai sur joints individuels



Figure 3.7: Photo du montage avec éléments de stabilisation transversaux

3.4.1.2 *Résultat des essais monotones*

Les éprouvettes longues ayant une longueur de lien de poutre de 900 mm ont montré un comportement très ductile avec des déplacements maximaux de plus de 150 mm avant de chuter. Par rapport à ces liens le déplacement maximal de spécimens plus courtes avec une longueur de 500 mm a atteint environ 80 mm, tandis que l'effet de durcissement après le dépassement de la plage élastique est beaucoup plus importante dans le cas de profilés en I que CHS. Cela a été très probablement en raison du degré élevé d'utilisation de loadin cisaillementg. Figure 3.8 montre une courbe monotone exemplaire et un motif d'endommagement d'une section transversale d'IPE lien de poutre FUSEIS.

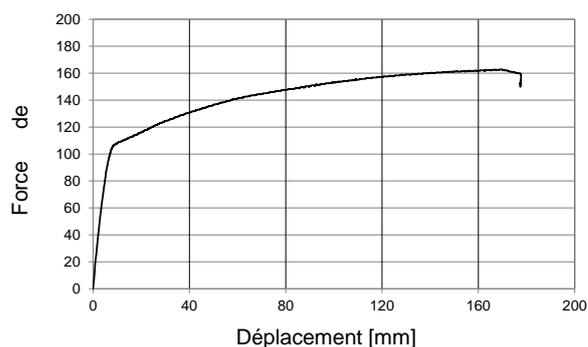


Figure 3.8: Exemple de courbe de comportement et mode de ruine

3.4.1.3 *Résultats d'essais cycliques*

Comme référence pour la procédure de test du ECCS - recommandation pour évaluer le comportement des éléments en acier de construction soumis à des charges cycliques a été utilisé [14]. La valeur de déplacement maximum de 60 mm

(4% de drift inter-étage) n'a été atteint avec certains des liens de poutre FUSEIS. D'autres liens de poutre ne sont pas capables de ce niveau de déplacement maximum. Cependant, la plupart des liaisons de poutre a montré un comportement très ductile pendant le chargement cyclique. Bien que les fissures et les effets de flambement ont eu lieu très tôt au cours de certains essais - à des déplacements d'environ 20 à 30 mm - une ductilité élevée a été atteinte. Dans la plupart des cas, un comportement ductile distinctif avec des fissures dans le matériau de base et une propagation lente des fissures a pu être observée. Les emplacements et les formes de boucles étaient fortement dépendantes de la section, la longueur de l'échantillon et l'ampleur de la charge. Les points où les premières fissures se produisent sont en général en fonction de ces boucles. SeELU quelques spécimens testés dans la zone de la zone affectée par la chaleur et une défaillance moins ductile a été remarqué. Les principales remarques de l'exécution des tests peuvent être résumés comme suit:

- Les courbes de charge déplacement entre les spécimens du même type avaient des différences significatives.
- Fissures sont apparues très tôt dans certains des spécimens. Quoiqu'il en soit, malgré des spécimens de fissures avaient une capacité restante importante.
- Le soudage filet initial des profils SHS n'a pas été suffisante. Il est recommandé d'utiliser des soudures bout à bout plein de couture au lieu de soudures d'angle.

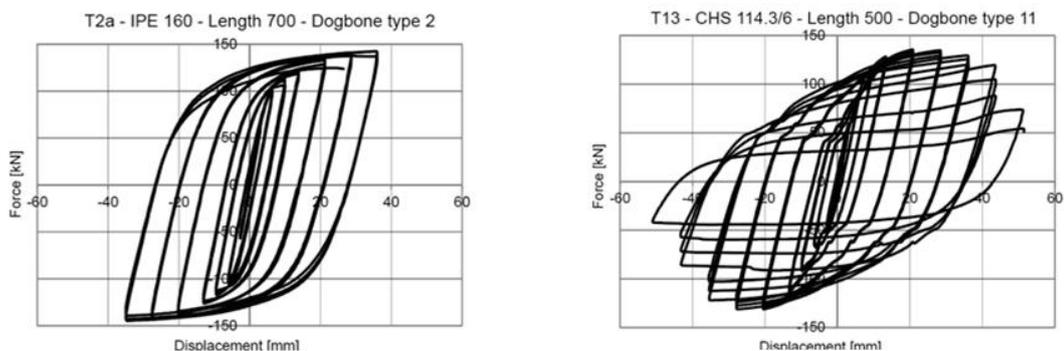


Figure 3.9: Exemple de comportement hystérétique et de mode de ruine pour joints en H et tubulaires

Figure 3.9 montre des courbes d'hystérésis exemplaires et motif de dommages pour un examen préliminaire et une section transversale de poutre CHS lien FUSEIS. Dans la plupart des cas, les fissures et les effets de flambement conduit à une dégradation des courbes de déplacement de charge cycliques et par conséquent la dissipation d'énergie réduite par cycle, ce qui est représenté sur la Figure 3.10. La dissipation d'énergie cumulée est affichée dans Figure 3.11. A cOMPARAISON de l'énergie totale dissipée de tous les liens de poutre FUSEIS est donné dans Figure 3.12.

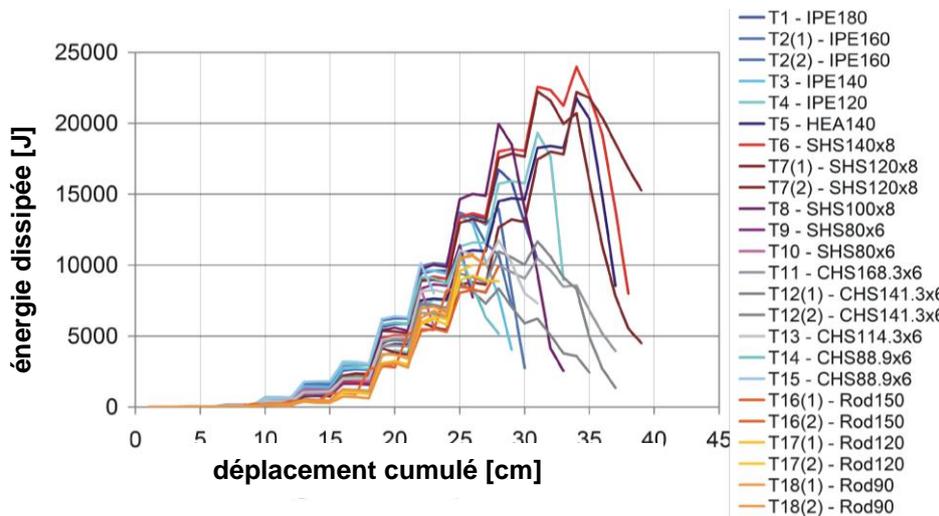


Figure 3.10: Résultats d'essais cycliques: énergie dissipée par cycle

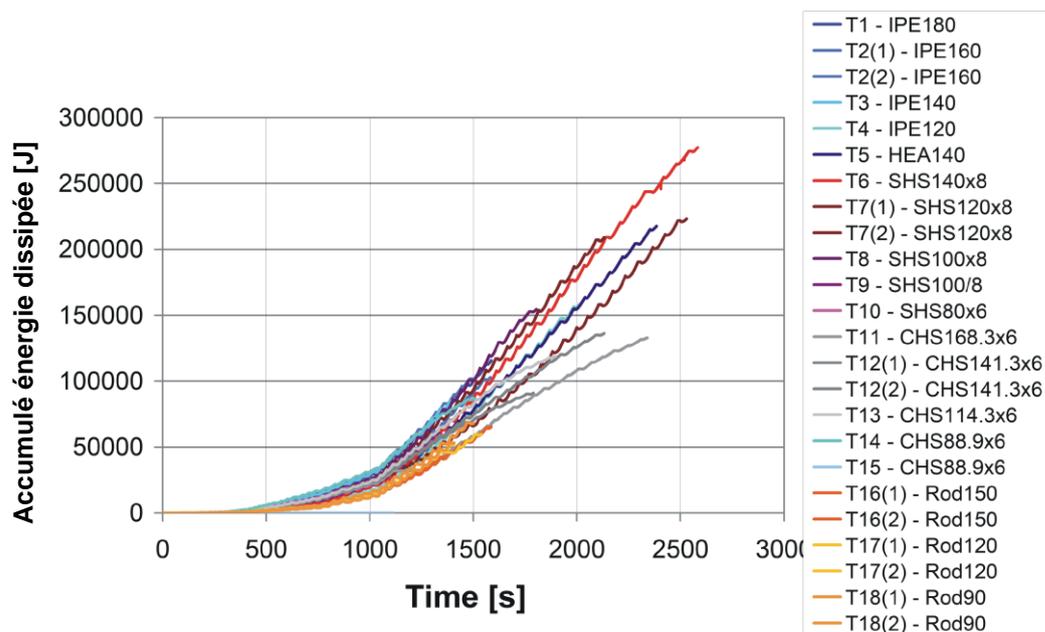


Figure 3.11: Résultats d'essais cycliques: énergie dissipée cumulée

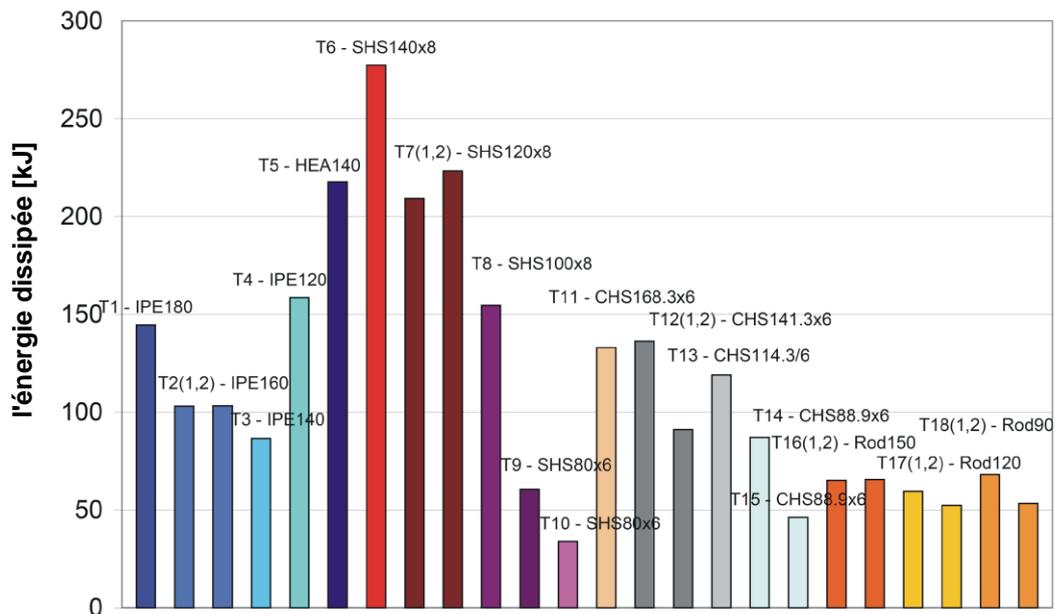


Figure 3.12: Résultats d'essais cycliques: énergie dissipée totale

3.4.2 Investigations expérimentales sur joints en contexte

3.4.2.1 Configuration et spécimens

Deux tests grandeur réelle sur des portiques avec des liens de poutre FUSEIS ont été menés dans le laboratoire des structures en acier de NTUA [1]. Le portique d'essai a été composé par deux fortes poteaux espacées étroitement reliées de façon rigide par cinq poutres, comme illustré Figure 3.13. Les dimensions de la ossature correspondent à une véritable ossature du bâtiment: sa hauteur est de 3,4 m et la distance entre les axes des poteaux est de 1,50 m. Les poteaux de la ossature de test ont été raccordés au banc d'essai par des connexions de chevilles. Le chargement cyclique a été appliqué par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique disposé horizontalement entre le fond du poteau et une base au moyen de deux rotules.

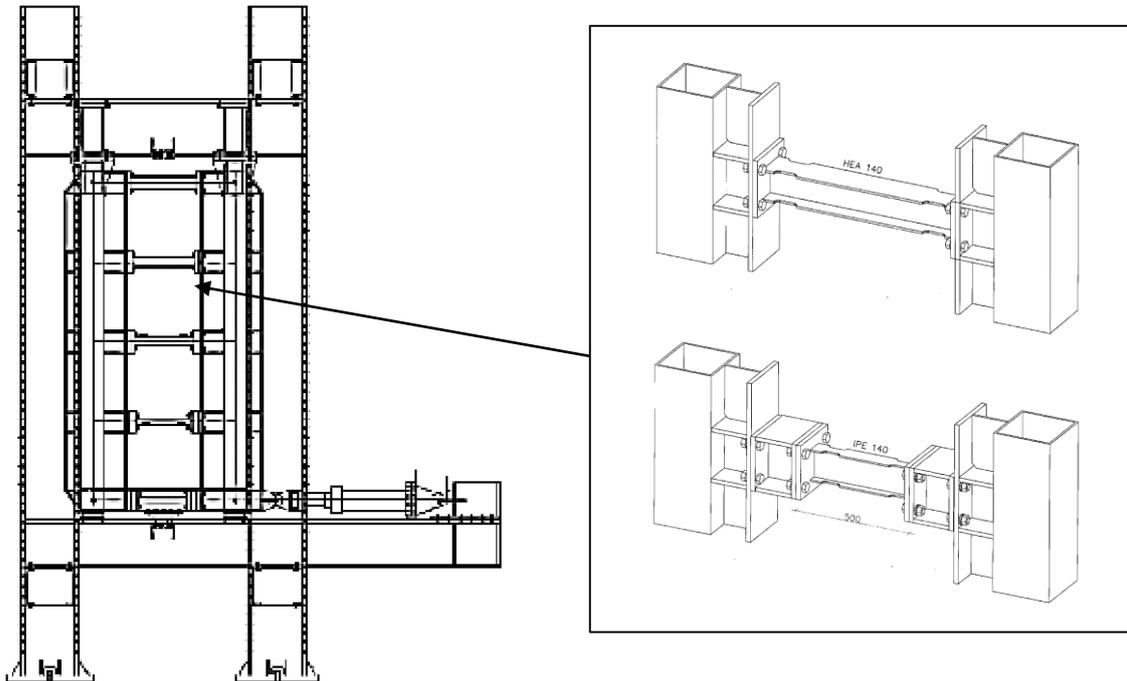


Figure 3.13: Vue générale du montage d'essai avec cinq joints

3.4.2.2 Résultats d'essai

Tous les liens ont montré une bonne capacité de déformation plastique. Il est remarquable que la résistance n'a cessé d'augmenter après la formation initiale et au cours des plastifications sous séquentielles, principalement en raison de durcissement, sans perdre sa stabilité du système. déformations plastiques ont eu lieu dans les liens de poutre FUSEIS seulement, tandis que les poteaux sont restées élastiques et en bon état jusqu'à la fin du dernier test. Le temps requis pour le remplacement d'une liaison de poutre était d'environ 60 minutes.

Le performance des spécimens de poutre commencé dans la zone d'os de chien. fractures ductiles ont été observés à la courbe des cardans et, enfin, la hauteur de la poutre rétréci à la même position, comme la déformation des liens a plus grande. Après exposition de la force maximale, la charge dégradée progressivement avec une distorsion des cardans. Tous les portiques ont atteint une drift inter-étage entre 2% et 4%. En général, pour les profilés creux il a été observé que la charge dégrade plus lentement par rapport aux sections IPE à cause de la résistance supplémentaire fournie par les nervures. Plus précisément, les sections CHS se comportaient encore mieux que la plastification a été distribué le long de la circonférence de la section. La formation de rotule au cours des expériences était clairement visible sur les photos prises par un caméra thermique, où les régions rouges indiquent des valeurs de température plus élevée à cardans. Figure 3.14 montre les photos des liens de poutre déformés. Un comportement hystérétique exemplaire des ossatures totales est représenté sur la Figure 3.15.

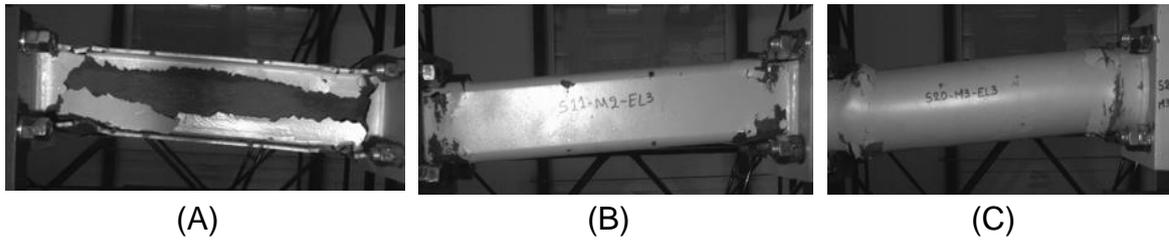


Figure 3.14: Photos de joints déformés

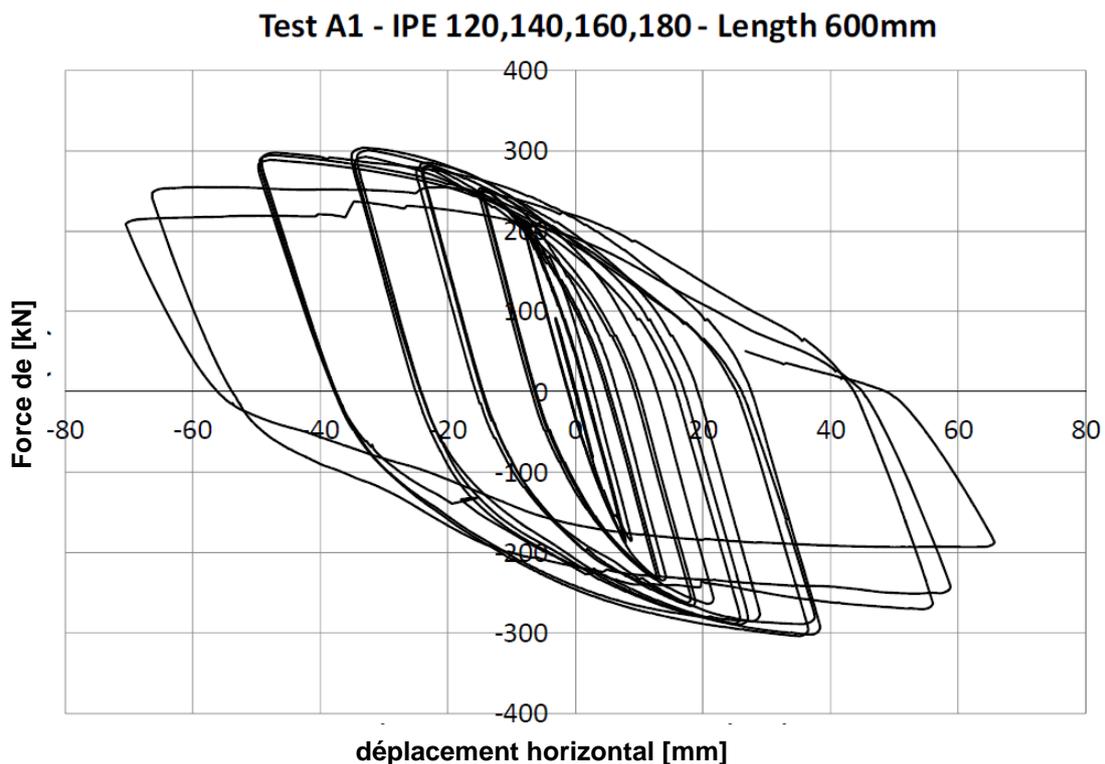


Figure 3.15: Exemple de courbe d'hystérésis pour portique complet

3.4.2.3 Comparaison entre résultats théoriques et expérimentaux

Les études expérimentales ont montré que le système avec des liens de poutre fonctionne comme un poutre de Vierendeel vertical. Il résiste à des charges latérales principalement par des moments de flexion des poutres et des forces axiales des poteaux. Compte tenu de rotules au niveau des milieux des poutres et les poteaux, les moments et les forces internes de chargement horizontal, à l'état élastique peuvent être dérivées de la statique. La force de cisaillement due au moment de la résistance $M_{pl,Rd}$ au niveau des extrémités poutre est calculée comme suit:

$$V_{storey} = \frac{2 \cdot \sum M_{pl,RBS,Rd}}{h_{storey}} \cdot \frac{L}{l_{RBS}} \quad \text{Eq. (3.6)}$$

où est la résistance au moment de la conception de la section de poutre réduite (RBS) de la liaison de poutre FUSEIS, est la distance axiale entre les endroits RBS et est la distance axiale des poteaux FUSEIS. Une comparaison entre les valeurs

expérimentales et théoriques est donné dans $M_{pl,RBS,Rd} = W_{pl,RBS} \cdot f_y l_{RBS} L$ Table 3.1. Il montre que la théorie de la poutre Vierendeel est capable de décrire le comportement réel tout à fait bien, avec une sous-estimation des forces de cisaillement obtenues de moins de 25%.

Table 3.1: Comparaison entre efforts théoriques et expérimentaux

étiquette de test	vexp	Vth	Vexp / Vth
A1	303,6	255,6	1.19
A2	349,9	298,0	1.17
A3	232,4	190,6	1.22
M1	367,0	345,8	1,06
M2	466,3	407,7	1.14
M3	349,4	305,0	1.15

3.4.2.4 Dissipation d'énergie et critère de ruine

Afin de mieux comprendre l'effet des différents types de sections transversales sur la dissipation d'énergie du système, il est important de comparer les résultats globaux. Les courbes d'hystérésis de tous les liens sont assez large, ce qui indique une bonne absorption d'énergie du système. La zone délimitée par une courbe d'hystérésis est une mesure de l'énergie dissipée par le système au cours d'un cycle de charge.

Pour les cycles élastiques jusqu'à produire, l'énergie absorbée était très faible, de sorte que la quantité d'énergie dissipée pour chaque test a été calculé en tenant compte des cycles après la force de performance du portique a été atteint. La force d'élasticité (V_{story}) de la ossature a été calculée en utilisant la contrainte vraie analytiquement en acier (f_y) tel qu'il est défini dans les recommandations ECCS [14]. Les diagrammes en Figure 3.16 représente l'énergie moyenne absorbée dans tous les 3 cycles d'amplitude égale, il est évident que l'augmentation de l'amplitude des cycles (cycles de plastique) conduit à une augmentation de l'absorption d'énergie. Figure 3.17 montre une comparaison de la quantité totale d'énergie dissipée pour tous les tests.

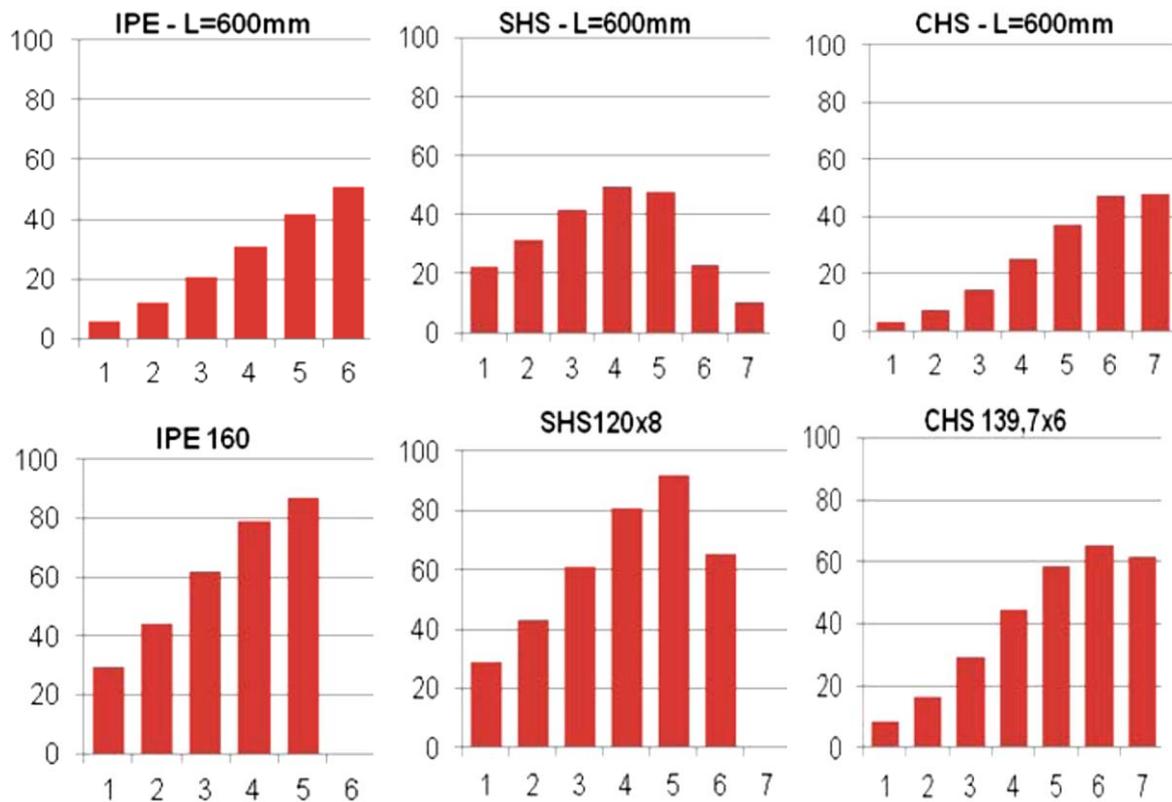


Figure 3.16: Energie en kJ dissipée par essai

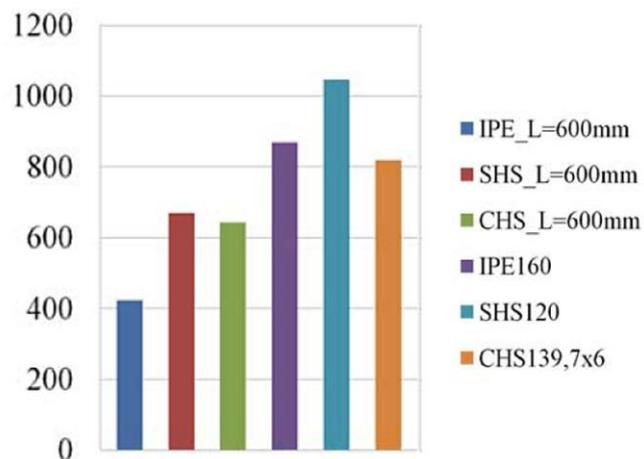


Figure 3.17: Energie totale dissipée en kJ

Pour tenter d'évaluer la progression des dommages accumulés lors des essais, le critère de la défaillance des composants en acier proposé par Calado et Castiglioni, 1996 [27], A été appliquée. Selon ce critère, le paramètre sans dimension η / η_0 est limitée à une valeur constante de 0,5, où η est le rapport de l'énergie à la fin de chaque cycle et η_0 est le rapport d'énergie étant donné que le lien de poutre FUSEIS a un comportement de type élastique parfaitement plastique . En dessous de cette limite la rupture se produit. Ce ratio a été calculé pour tous les cycles des essais

avec des liens de poutre FUSEIS (Figure 3.18). On peut observer que la valeur limite de 0,5 n'a pas été dépassée. Ce résultat était prévisible et se justifie par les effets de durcissement importants, analytiquement calculé en utilisant la contrainte vraie en acier (f_y) tel qu'il est défini dans les recommandations ECCS [14].

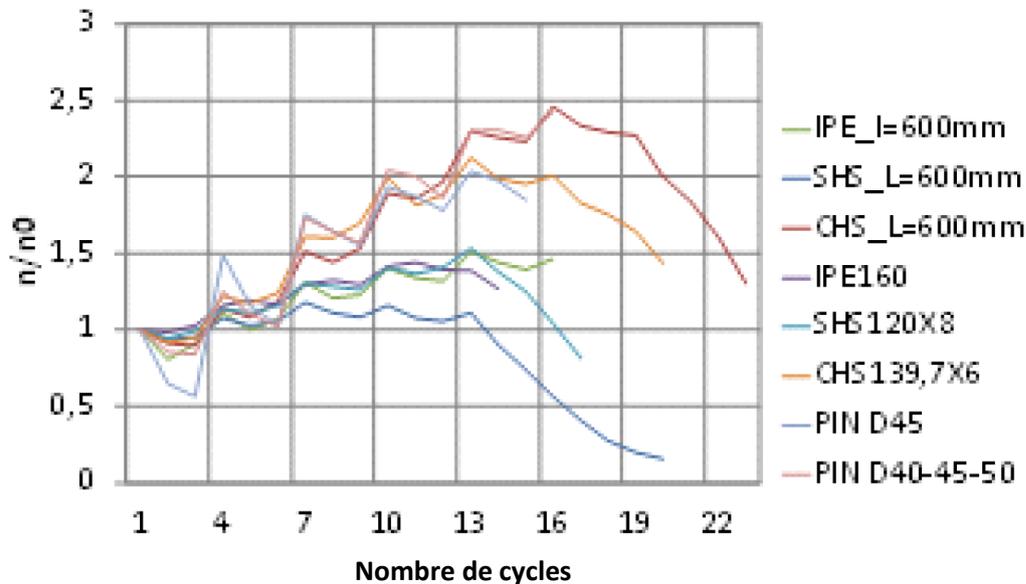


Figure 3.18: Critère de ruine

3.5 Règles de dimensionnement

Les conclusions des études analytiques et numériques ont été résumées dans un guide de conception [1]. Le guide de conception donne des recommandations sur la sélection et la conception de systèmes de liaison de poutre FUSEIS appropriés. Il repose principalement sur les dispositions déjà contenues dans l'Eurocode 3 et Eurocode 8. Cependant, certaines clauses de l'Eurocode 8 sont correctement réarrangé pour couvrir l'utilisation du système de liaison de la poutre FUSEIS par les dispositions du code normales.

3.5.1 Prédimensionnement

Comme mentionné précédemment, le système de liaison de poutre FUSEIS fonctionne comme un poutre de Vierendeel vertical. A l'état limite ultime tous les poutres atteignent, comme les éléments dissipatifs du système, leur capacité de moment. Si le cisaillement de base total du bâtiment est V_B , et V_{story} est le cisaillement de l'étage du système de liaison de poutre FUSEIS, le nombre de systèmes devant être utilisés pour une pré-dimensionnement est égale à :

$$m = \frac{V_B}{V_{story}} \quad \text{Eq. (3.7)}$$

Les sections de poteaux sont choisies principalement de considérations de rigidité afin de limiter les effets de 2e ordre. Cependant, pour m égal systèmes de liaison

de la poutre de FUSEIS les poteaux doivent résister à au moins une force axiale de N_c , Ed:

$$N_{c,Ed} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L} \quad \text{Eq. (3.8)}$$

Lorsque M_{ov} est le moment de renversement du portique et L est la distance axiale des poteaux du système de liaison de poutre FUSEIS.

Les sections transversales pour les poutres et les poteaux du système ainsi que le nombre de systèmes requis ne peuvent être estimés à partir des critères de résistance à eux seELU. Les déformations sont également contrôlés afin de limiter les effets de second ordre. Les dispositions pertinentes du Code exigent des bâtiments que le coefficient de sensibilité de drift inter-étage est limitée à $\theta_{av} \leq 0,1$, si les effets de second ordre sont ignorés. En tout cas il est $\theta_{av} < 0,3$.

3.5.2 Dimensionnement par analyse élastique linéaire

(1) Pour la conception classique et sismique de bâtiments en acier avec les systèmes de liaison de poutre FUSEIS Eurocode 3 et Eurocode 8 sont applicables. Les règles suivantes sont complémentaires à celles données dans ces codes.

(2) La méthode classique de détermination des effets sismiques pour la construction de portiques est l'analyse du spectre de réponse modale, en utilisant un modèle linéaire élastique de la structure et un spectre de conception. Le spectre de conception doit être définie conformément à Eurocode 8. Le q-facteur maximum à utiliser est de 5.

(3) des portiques avec des systèmes de liaison de poutre FUSEIS doivent être conçus de telle sorte que les liens de poutre sont capables de dissiper de l'énergie par la formation de mécanismes de pliage en plastique. Les règles données ci-après sont destinées à faire en sorte que cédant aura lieu dans les liens de poutre avant tout cédant ou non ailleurs. Les liens de poutre doivent être conçus pour résister aux forces de la combinaison sismique la plus défavorable.

(4) Dans l'analyse linéaire des déplacements induits par l'action sismique de calcul est calculée sur la base des déformations élastiques de la structure du système par l'expression:

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Eq. (3.9)}$$

où

d_s = Déplacement d'un point du système de structure induite par l'action sismique de calcul

$q = q_\mu$ = Le facteur de conduite qui peut être pris égal au facteur de ductilité de déplacement (μ_d) Si $T1 \geq TC$

d_e = Déplacement du même point du système structurel, tel que déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de la conception.

Habituellement, la limitation du drift inter-étage définit la conception d'une structure avec le système de liaison de poutre FUSEIS, alors que les rapports des capacités des éléments dissipatifs (γ) sont faibles. Le calcul de la conception drift inter-étage basée sur DS est donc conservatrice. Un facteur de réduction (q_Ω) égal au rapport des capacités des liaisons de poutre FUSEIS peut être utilisé comme suit: Ω

$$d_s = q_\mu \cdot q_\Omega \cdot d_e \quad \text{Eq. (3.10)}$$

Pour l'analyse non-linéaire, statique ou dynamique, les déplacements induits par l'action sismique sont ceux obtenus à partir de l'analyse.

(5) Les éléments non dissipatifs, le lien de poutre FUSEIS à des connexions de poteaux et les poteaux du système, doit être conçue en tenant compte de la section surrésistance Ω et le facteur surrésistance matériau γ .

(6) Dans l'état actuel de la technique, un modèle spatial qui représente la structure 3-D est utilisé. Les lignes directrices de modélisation suivantes peuvent être suivies:

- a) Les éléments de liaison de poutre FUSEIS sont représentées par des mesures appropriées poutre-poteau FE-éléments.
- b) zones rigides doivent être fournis par les centres de poteau à la poteau fait face à exclure flexibilités des poutres inexistants.
- c) La longueur de la poutre net est divisé en 5 zones comme le montre Figure 3.19. Ces zones doivent représenter les sections complètes (deux extrémités, plus partie centrale) et les sections RBS. De cette manière, seront prises en compte pour la véritable flexibilité du système et la force.
- d) Les éléments structurels restants sont représentés comme habituellement par éléments finis appropriés.
- e) joints poutre-poteau sont représentés comme rigide, semi-rigide ou articulé, conformément à la connexion détaillant.

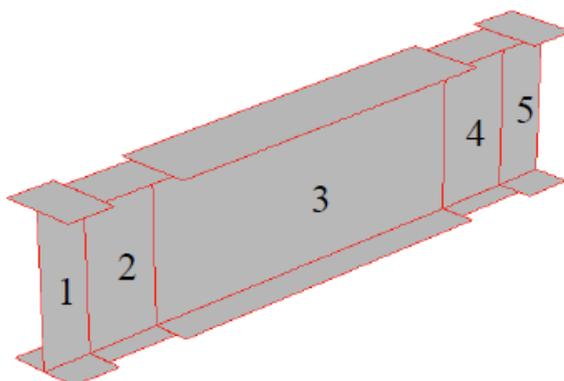


Figure 3.19: Modèle numérique de la poutre FUSEIS

3.5.2.1 Vérifications des éléments dissipatifs

(1) Les éléments dissipatifs du système, à savoir les liaisons de poutre, doivent être vérifiés pour résister aux sollicitations déterminées à partir de l'analyse structurale.

(2) doit être vérifié La capacité de moment comme suit:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (3.10)}$$

où:

M_{Ed} = Conception moment de flexion

$M_{pl,RBS,Rd}$ = Matière plastique, le moment de la conception de la résistance de la section RBS

(3) La résistance au cisaillement est vérifiée conformément à:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (3.11)}$$

Où:

$$V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \quad \text{Eq. (3.12)}$$

$V_{CD,Ed}$ = Capacité de conception force de cisaillement

$V_{b,pl,Rd}$ = Concevoir la résistance au cisaillement de la section de poutre

(4) Il convient de noter que l'influence de cisaillement doit être pris en compte dans la détermination. Tel est le cas lorsque le rapport entre le cisaillement du jeu et la résistance au cisaillement est la suivante: $M_{pl,RBS,Rd}$

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} > 0.5 \quad \text{Eq. (3.13)}$$

La combinaison des équations ci-dessus donne à comptabiliser l'influence de cisaillement pour les cas suivants:

$$l_{RBS} < \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{V_{b,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,RBS}}{A_v / \sqrt{3}} \quad \text{Eq. (3.14)}$$

Équation Eq. (3.13) Est rarement remplie en raison du fait que A_v se réfère à la section pleine tandis que $W_{pl,RBS}$ à la section de poutre réduite. Afin d'éviter l'interaction entre cisaillement et moments, les brides doivent être réduites de sorte que Eq. (3.14) est remplie.

(5) La fin poutre moment résistant doit être vérifiée conformément à:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{b,pl,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (3.15)}$$

Où:

$M_{CD,Ed} = \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd}$ = Conception en capacité de moment de flexion

$M_{b,pl,Rd}$ = Moment de flexion conception de section de poutre

(6) des vérifications de déversement pour les liaisons de poutre FUSEIS ne sont généralement pas nécessaires en raison de leur faible longueur.

3.5.2.2 Vérification des assemblages

(1) Résistance à la flexion

$$M_{CD,con,Ed} = \max\{M_1, M_2\} \quad \text{Eq. (3.16)}$$

Où

$$M_1 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd} \quad \text{Eq. (3.17)}$$

$$M_2 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{u,b} \quad \text{Eq. (3.18)}$$

Où

$$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u \quad \text{Eq. (3.19)}$$

$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,act}}{f_y}$ si la limite d'élasticité effective de la poutre est connue ou sinon $\gamma_{ov} =$

1.25

l_b = longueur de poutre net

l_{RBS} = distance axiale des sections RBS

$f_{y, act}$ = limite d'élasticité effective de la poutre

f_u = résistance à la rupture de la poutre

WPL, b = moment plastique de la section de la poutre à l'extrémité de poutre

(2) Force de cisaillement

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \quad \text{Eq. (3.20)}$$

(3) Si des sections RBS ne sont pas utilisés et, alternativement, la région de connexion est renforcée par des plaques supplémentaires, la zone renforcée et la connexion ont un moment de la conception de capacité égale à:

$$M_{con,CD} = \frac{l_b}{l_{net}} \cdot M_{u,b} \quad \text{Eq. (3.21)}$$

Où

l_b = longueur de poutre net

l_{net} = longueur de poutre de non-renforcé net

$$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u$$

Le cisaillement de la conception de la liaison peut être calculée à partir de:

$$V_{con,CD} = \frac{2 \cdot M_{con,CD}}{l_b} \quad \text{Eq. (3.22)}$$

(4) Il convient d'ajouter que les deux alternatives - l'affaiblissement des liens de poutre ou le renforcement des connexions (voir Figure 3.20) - ont été prouvées expérimentalement pour être efficaces pour assurer la formation de rotule plastique loin de la connexion.

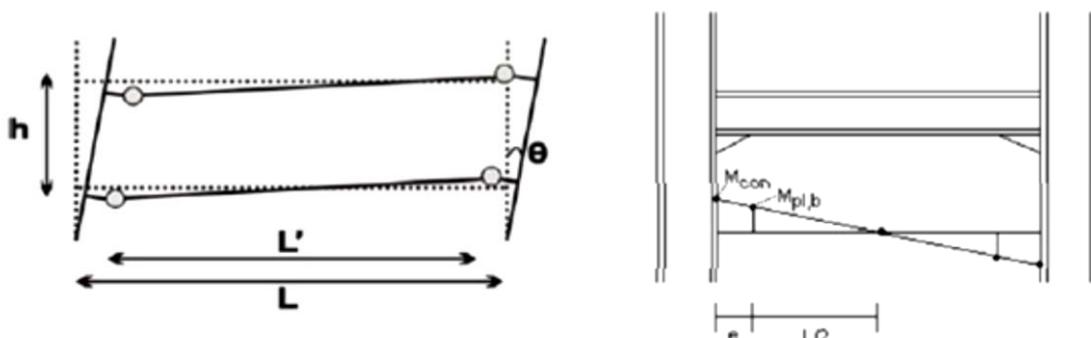


Figure 3.20: Rotules plastiques avec des sections RBS et renforcement d'extrémité de la poutre

3.5.2.3 vérifications des éléments non dissipatifs

(1) Les poteaux FUSEIS doivent être vérifiées pour résister aux effets de l'action de la conception en capacité comme suit:

$$N_{CD,ED} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (3.23)}$$

$$M_{CD,ED} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Eq. (3.24)}$$

$$V_{CD,ED} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (3.25)}$$

Où:

$N_{Ed,G}, V_{Ed,G}, M_{Ed,G}$ = Forces axiales, la force de cisaillement et de flexion respectivement dans les poteaux moment, en raison des actions non-sismiques inclus dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul

$N_{Ed,E}, V_{Ed,E}, M_{Ed,E}$ = Forces axiales dans les poteaux dues à l'action sismique de calcul

$$\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,RBS,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\}$$

= Valeur minimale des ratios pertinents pour tous les liens de poutre FUSEIS dans le bâtiment.

3.5.3 Dimensionnement par analyse non linéaire statique (pushover)

(1) Le modèle structural utilisé pour l'analyse élastique doit être étendue pour inclure la réponse des éléments structuraux au-delà de l'état élastique et estimer les mécanismes plastiques attendu et la distribution des dommages.

(2) Etant donné que les éléments ductiles sont les liens de poutre FUSEIS, rotules en plastique potentiels sont insérés au niveau des extrémités de leurs parties réduites. Les propriétés non linéaires pour IPE, SHS et sections CHS qui drifnt d'études expérimentales et analytiques sont données dans le Table 3.2.

(3) des rotules en plastique potentiels supplémentaires peuvent être insérés au niveau des extrémités des poutres composites, les poteaux et les poteaux du système pour vérifier si elles se comportent également inélastique pendant l'événement sismique. Les propriétés de rotule sont calculés conformément aux dispositions de codes pertinents (par exemple FEMA-356).

Table 3.2: Paramètres de rotules non linéaires (IPE et sections tubulaires SHS et CHS)

Propriétés de rotule (α_{pl} = facteur de forme)						
	IPE		SHS		CHS	
Point	M / SF	Rot./SF	M / SF	Rot./SF	M / SF	Rot./SF
E	-0,6	-45	-0,4	-30	-0,2	-30
RÉ-	-0,6	-40	-0,4	-25	-0,2	-25
C-	$-\alpha_{pl}$	-40	$-\alpha_{pl}$	-25	$-\alpha_{pl}$	-25
B-	1	0	-0,6	0	-1	0
UNE	0	0	0	0	0	0
B	1	0	0,6	0	1	0
C	α_{pl}	40	α_{pl}	25	α_{pl}	25
ré	0,6	40	0,4	25	0,2	25
E	0,6	45	0,4	30	0,2	30
Critère D'acceptabilité						
	IPE		SHS		CHS	
IO	15		5		6	
LS	25		12		dix	
CP	35		18		16	

3.5.4 Dimensionnement par analyse non linéaire dynamique

(1) Afin d'obtenir une réponse en fonction du temps détaillé des bâtiments en acier lorsqu'ils sont conçus conformément aux dispositions des Eurocodes dans des conditions réelles du tremblement de terre, non - analyses dynamiques linéaires doivent être effectuées.

(2) Pour les éléments dissipatifs de la structure des propriétés non linéaires de rotule Table 3.2 doit être affectés à leurs extrémités.

(3) Pour les éléments non dissipatifs les propriétés d'articulation sont calculés conformément aux dispositions de codes pertinents (par exemple FEMA-356).

(4) analyse dynamique non-linéaire fournir des informations et donc la capacité de limiter les dommages après un événement sismique en évaluant et en éliminant les drifts résiduelles de la structure. Si le système de liaison de poutre FUSEIS est conçu de manière appropriée, il est capable de fonctionner comme un système d'auto-centrage, avec pratiquement zéro drifts résiduelles. Lorsqu'il est combiné avec l'action portique (MRF) résistant à le moment, les déformations sont concentrées dans les liens de la poutre FUSEIS et le reste de la structure reste élastique, tandis que l'action d'image de moment permet le retour de la structure dans son état initial. Au contraire, lorsque les connexions simples poutre à poteaux sont utilisées, la structure ne peut pas revenir à la fin de l'événement sismique.

3.6 Analyse d'ossatures 2D

La section suivante illustre l'application réussie d'un portique résistant moment combiné avec le système de liaison de poutre FUSEIS pour la conception

parasismique portiques 2D typiques. Les paramètres de conception sismiques sont brièvement résumés. L'accent est mis sur le processus de conception sismique, assistée par FE analyse avec l'exécution d'une analyse pushover des structures de portique. Pour évaluer la sensibilité des structures aux charges sismiques plus élevées et l'impact de l'utilisation d'un facteur de comportement $q = 5$ dans le processus de conception pour la conception de la structure, une analyse plus détaillée a été effectuée pour différents niveaux de charge sismique.

3.6.1 Description des ossatures étudiées

3.6.1.1 Géométrie et hypothèses

Un portique de construction 2D typique, une partie d'un bâtiment composite de cinq étages, est utilisé pour tous les cas examinés. La disposition générale du portique est donnée dans Figure 3.21. La construction composite est constitué de ossatures similaires avec 8m distance axiale qui est la largeur efficace à la fois pour les charges verticales et la masse latérale pendant le chargement du tremblement de terre. Les poutres sont les composites et l'épaisseur de la dalle est de 15 cm. Le portique est constitué de deux fortes poteaux creuses verticales étroitement positionnés, articulé ainsi que des liens de poutre horizontaux dans un agencement serré, similaire à l'essai (cinq liens de poutre FUSEIS par étage). La distance de la ligne médiane du poteau est de 2,0 m. Les baies du portique principal sont 6,0 m. La largeur effective des poutres composites a été calculée sur la base Eurocode 2 et est égal à 1,5 m. Principales hypothèses de matériel et les charges sont donnés dans Table 3.3.

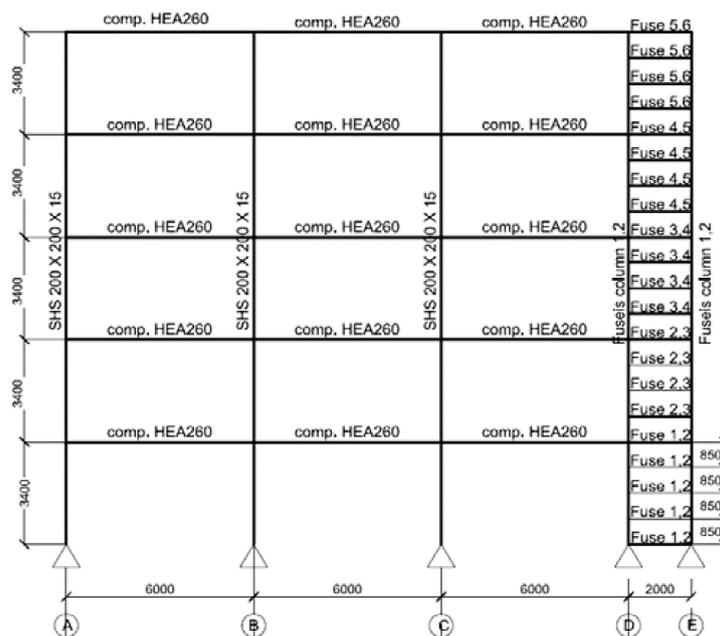


Figure 3.21: Schéma de l'ossature 2D

Table 3.3: Hypothèses sur charge et matériaux

Materiaux	
Béton	C25 / 30, $g = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$, $E = 31\,000 \text{ MPa}$
armatures	B500C
acier structurel	S235: dissipatifs (éléments) FUSEIS poutres S355: des éléments non dissipatifs (poutres et poteaux)
charges Verticales	
Charges Permanentes – G	2,00 kN / m ²
variables de charges - Q	2,00 kN / m ²
action sismique	
Spectre de Réponse élastique	Type 1
PGA	$A = 0,16 \text{ g} - 0,24 \text{ g} - 0,36 \text{ g}$
Catégorie d'importance II	= 1.0 (γ i bâtiments ordinaires)
Classe de sol	$\beta = 0,15$ (TB, TC s = 0,50 s)
Coefficient de comportement q	5
Amortissement	5%
Coefficients de combinaison	$\varphi = 1,00$ (toit), $\varphi = 0,80$ (étages avec occupation corrélées) $\psi_2 = 0,30$

Tout d'abord, le portique a été conçu conformément aux dispositions de l'Eurocode 3 pour les ELU et ELS, en tenant compte des limites sur les effets d'ordre 2. dispositions de conception sismique selon l'Eurocode 8 ont été également pris en compte. Inter-étage drifts ont été limitées à 0,0075 (bâtiments comportant des éléments non structuraux ductiles). La détermination des organes de commande de structure en termes de drifts dans le système structurel a été réalisée grâce à des études paramétriques sur le portique de la construction. La réponse sismique de la structure du bâtiment a été évaluée par une analyse de spectre de réponse modale, en utilisant un modèle linéaire élastique de la structure et un spectre de conception. L'analyse montre que l'utilisation des premiers modes de vibration est suffisante pour atteindre les 90% requis de masse effective. Table 3.4 pour différentes accélérations de masse de pointe de conception (PGA = 0,16, 0,24 et 0,36). Pour les deux premiers - faible et moyenne activité sismique - sections transversales identiques ont été choisis.

Table 3.4: Section des poutres FUSEIS

étage	PGA 0.16 & 0.24			PGA 0,36		
	IPE	SHS	CHS	IPE	SHS	CHS
1	220	180 x 8	193,7 x 8	240	200 x 8	219,9 x 8
2	240	200 x 8	219,9 x 8	270	220 x 8	244,5 x 8
3	270	220 x 8	244,5 x 8	300	240 x 8	273,0 x 8
4	300	240 x 8	273,0 x 8	330	260 x 8	323,9 x 8
5	330	260 x 8	323,9 x 8	360	280 x 8	355,6 x 8

Le comportement hystérétique des éléments dissipatifs n'a pas d'incidence sur la stabilité globale de la structure. Pour rotules plastiques dans les poutres, il a été

vérifié que le moment plastique plein de la résistance et de la capacité de rotation ne sont pas diminuées par compression et des forces de cisaillement. Par conséquent, les liens de poutre FUSEIS des portiques examinés ont été conçus pour avoir une ductilité adéquate et de résister aux forces internes et des moments déterminés de l'analyse structurelle.

3.6.1.2 Simulation

Le concept de simulation pour les liaisons de poutre FUSEIS est la suivante: les éléments de poutre élastique ont été utilisées pour l'armature principale, les zones rigides ont été fournies par les centres des poteaux à faces du poteau, la longueur des filets de maillons de la poutre a été divisée en 5 zones. Les joints de poutres lien-poteau sont formés en tant que semi-rigide pour permettre l'action Vierendeel et sont conçus pour avoir surrésistance suffisante pour atteindre seulement l'absorption d'énergie dans les liens de la poutre. Les connexions des chevilles sont introduites au niveau des bases de poteaux pour limiter performance à la base et de minimiser ainsi les dommages aux poteaux. Afin d'introduire des conditions de fixité partielles entre les poutres mixtes et les poteaux, les sources de rotation sont affectés à des extrémités des poutres composites. Les constantes de rappel ont été calculées analytiquement pour chaque ossature selon la Eurocode 3, partie 1.8, §6.3 et Eurocode 4, partie 1 (annexe A), en tenant compte de l'armature longitudinale de la semelle en béton. Les coefficients de rigidité étaient beaucoup plus faibles au niveau des poutres reliées aux poteaux A et D par rapport à ceux reliés aux poteaux du milieu B et C (voir Figure 3.21).

Le chargement est considéré comme le même pour toutes les étages et les masses sont regroupées au niveau des articulations. Nuance d'acier des éléments de structure non dissipatifs est supposé être S355 et les éléments dissipatifs (les liens de poutre FUSEIS) est supposé être S235 pour éliminer le risque de surrésistance possible des éléments dissipatifs.

3.6.2 Analyse statique non linéaire (Pushover)

3.6.2.1 Évaluation du comportement non-linéaire des ossatures

Les modèles structuraux utilisés pour l'analyse élastique ont été étendues pour inclure la réponse des éléments structurels au-delà de l'état élastique au moyen d'une analyse statique non linéaire (Pushover). L'objectif principal de cette enquête était d'évaluer et de vérifier le facteur comportement q .

La base de l'analyse a été le déplacement cible appliqué sur le toit de la ossature égale à 0,68 m (drift inter-étage 4%). L'analyse a été effectuée dans des conditions de charges de gravité constant $1,0 G + 0,3 Q$ et monotone croissante des charges latérales. Deux distributions verticales des charges latérales ont été appliquées: une configuration « uniforme » et une distribution de motif « modal » dans la direction considérée, déterminée dans l'analyse élastique. Les résultats de l'analyse selon le

mode fondamental de vibration, le 1er mode sont présentés ci-après. L'analyse était fondée sur l'hypothèse que la forme de mode reste inchangé après les performances de la structure, les effets P-Delta ont également été pris en compte. Dans l'analyse de jeu d'enfant,28]. Le point de performance est définie comme l'intersection de la courbe de demande avec la courbe de capacité (Figure 3.22).

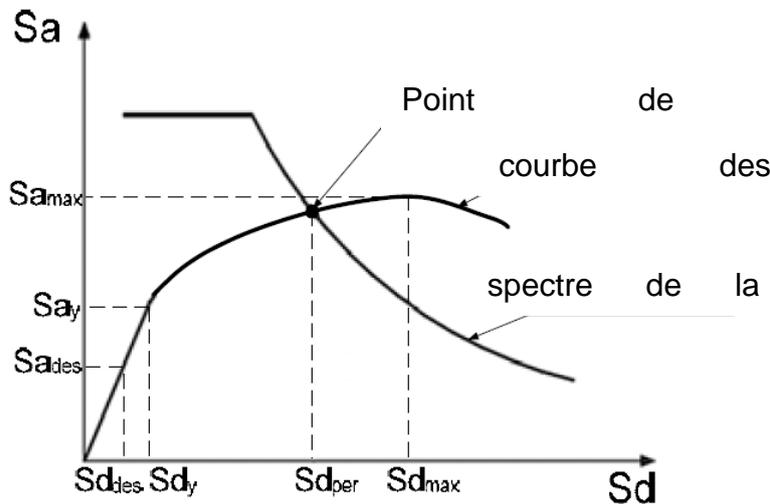


Figure 3.22: Définition du point de performance

Dans la mise en œuvre de l'analyse pushover, la modélisation des rotules en plastique est l'étape la plus cruciale. Le modèle exige que la détermination des propriétés non linéaires de chaque composant dans la structure qui sont quantifiés par des capacités de résistance et de déformation. éléments de rotule non-linéaires ont été affectés aux éléments de structure. Les rotules de liaison de poutre FUSEIS ont été insérés au niveau des extrémités des parties réduites et leurs propriétés ont été les valeurs proposées qui proviennent des modèles calibrés des essais (Table 3.2).

Lors de la première analyse non-linéaire, des rotules en plastique potentiels ont également été insérés au niveau des extrémités des poutres composites, les poteaux et les poteaux du système pour vérifier si elles se comportent également inélastique pendant l'événement sismique. Pour ces éléments en raison de l'absence de données expérimentales des propriétés d'articulation ont été calculées selon la FEMA-356. Plus précisément, pour le poutre composite du moment plastique pris en considération pour la définition des rotules en plastique, dérivé du module de matière plastique de la section en acier sans tenir compte de la participation de l'armature longitudinale. Cette hypothèse a eu un effet mineur sur les résultats, mais dans une conception plus détaillée l'armature longitudinale doit être prise en compte. Sur les poutres, les forces axiales sont supposées nulles; sur les poteaux, Figure 3.23 montre le portique déformé avec des liens de poutre SHS au point du performance. Il est évident que les rotules en plastique formés sur toute

la hauteur du système de liaison de poutre FUSEIS dans les parties réduites des liens de poutre, mais pas dans le reste de la structure. Pour cette raison, les résultats suivants contiennent des rotules uniquement dans les liens de poutre FUSEIS.

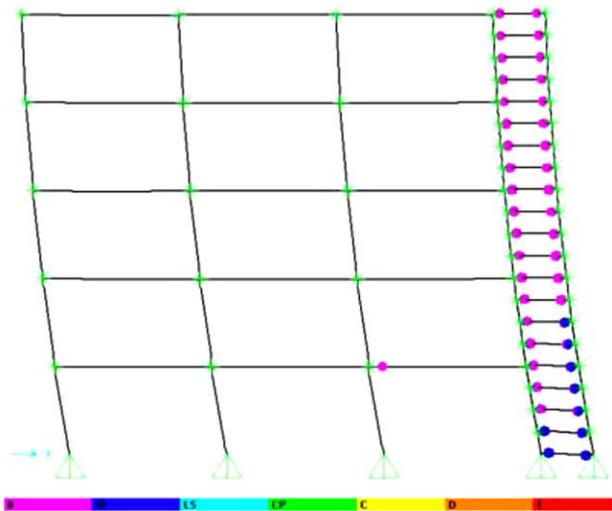


Figure 3.23: Déformée globale au point performance (POUTRES FUSEIS tubulaire)

Les résultats de l'analyse pushover y compris la répartition des rotules en plastique dans le portique de la construction examiné et l'évaluation du point de performance sont données dans le Figure 3.26. Comme prévu, le poutre faible concept fort du poteau est remplie pour tous les portiques étudiés et la séquence de rotules plastiques commence avec des poutres se termine à partir étages inférieurs jusqu'à étages supérieurs. Le cisaillement de base (V), le déplacement contrôlé (D), l'accélération spectrale (Sa) et le déplacement spectral (Sd), de 9 portiques différents au point de performances sont regroupées en Table 3.5.

Table 3.5: Paramètres de réponse avec différents types de section de poutres

Type de poutre FUSEIS	0,16 g				0,24 g				0,36 g			
	V	ré	Sa	Dakot a du Sud	V	ré	Sa	Dakot a du Sud	V	ré	Sa	Dakot a du Sud
	(KN)	(cm)	(g)	(cm)	(KN)	(cm)	(g)	(cm)	(KN)	(cm)	(g)	(cm)
IPE	480	8.7	0.13	7.3	536	13.3	0,14	11.1	692	18,9	0,17	15,6
SHS	966	9.0	0,09	7.9	442	14.0	0.11	12,0	852	20.4	0,20	17,4
CHS	467	10,7	0.13	7.5	537	15,5	0,14	11.3	552	9.2	0,15	6.3

À l'exception de l'évaluation de la performance structurelle des portiques, l'analyse pushover offre également la possibilité d'estimer leur facteur de ductilité. Le point de performance a été considéré comme le paramètre clé pour la détermination du facteur de ductilité. Ainsi, le facteur de ductilité requise a été défini comme étant le

rapport entre le déplacement au point de performance d_{per} aux DDE de déplacement de la conception, de la manière suivante:

$$\mu_{dem} = \frac{d_{per}}{d_{des}} \tag{Eq. (3.26)}$$

$$d_{des} = \frac{S_{a,des} \cdot d_y}{S_{a,y}} \tag{Eq. (3.27)}$$

où, $S_{a, des}$ est l'accélération spectrale qui drift à partir des spectres de conception pour le mode fondamental, $S_{a, y}$ est l'accélération spectrale et d_y est le déplacement lorsque les premières rotules sont formées. Afin de vérifier la comportement sismique et déterminer le facteur μ pour différentes intensités de mouvement de terrain (0,16 g, 0,24 g et 0,36 g), trois niveaux de performance (états de course) ont été pris en compte: l'état limite de service (ELS $\lambda = 0,5$), limite ultime état (ELU $\lambda = 1,0$) et de l'état limite de prévention de l'effondrement (CPLS $\lambda = 1,5$). Les facteurs q calculés sont présentés dans les histodiagrammes enFigure 3.24.

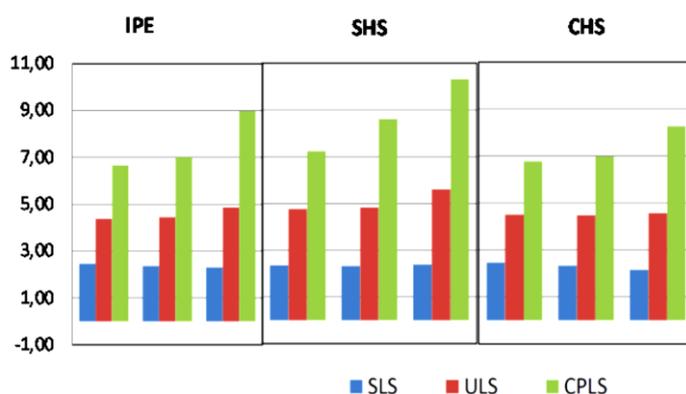


Figure 3.24: Facteurs μ calculés

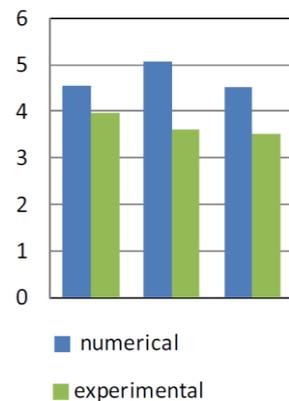


Figure 3.25: Comparaison des facteurs μ

On peut voir que le facteur de comportement est croissant lorsque le système passe de ELS à CPLS niveau de performance, en raison du fait que le montant de l'augmentation de l'énergie dissipée à des niveaux de performance plus élevés. Il convient de noter que, à l'CPLS les rotules formées dans les liens de poutre FUSEIS étaient au niveau de performance de sécurité La vie et les rotules formées au reste de la structure (composite poutres-poteaux) étaient au-dessous du niveau d'occupation immédiate, ce qui signifie que la la structure a la lumière pour atténuer les dommages globaux et les travaux de réparation peut être nécessaire que pour les liaisons de poutre FUSEIS. Dans le schémaFigure 3.25les valeurs expérimentales du facteur comportement sont comparés à la déterminée

analytiquement. Les valeurs expérimentales sont plus faibles que celles numériques.

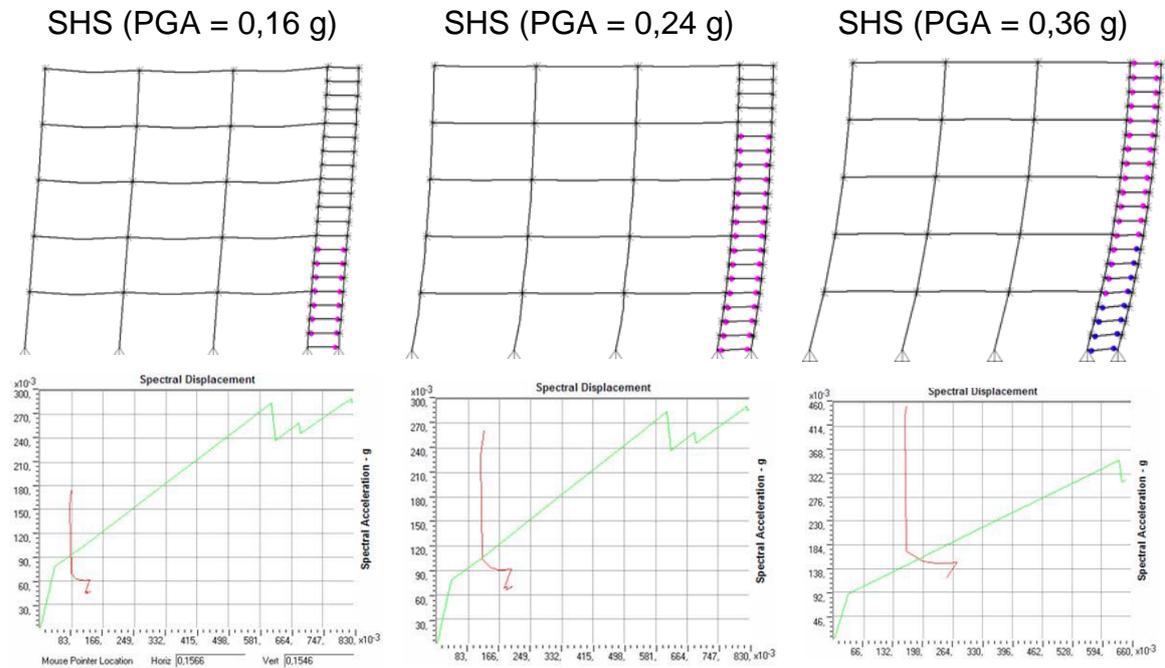


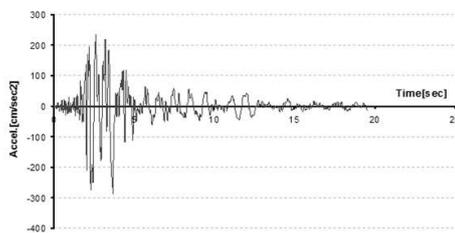
Figure 3.26: Résultats sur ossatures avec poutres FUSEIS tubulaires (SHS)

3.6.3 Analyse dynamique temporelle non linéaire

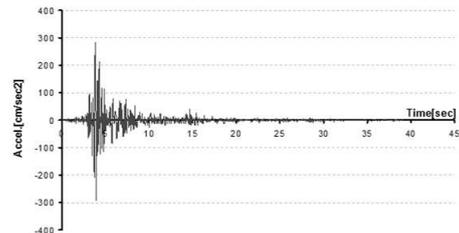
Afin de définir une réponse en fonction du temps des bâtiments en acier lorsqu'ils sont conçus conformément aux dispositions des codes européens dans des conditions réelles du tremblement de terre, non - analyse dynamique linéaire sur un portique de construction 2D représentatif ont été réalisées. Ces modèles reflètent la réponse du portique de la construction sur un large éventail d'événements. Récents séismes survenus en Grèce, qui ont causé de graves dommages et la perte de vies humaines, et le tremblement de terre El Centro largement utilisé comme référence ont été sélectionnés. En outre, les données d'accélération artificielles ont été examinées. Les informations pertinentes sont données dans Table 3.6 et Figure 3.27. Les caractéristiques de ces enregistrements étaient représentatifs du portique examiné et donc les résultats ont été satisfaisants en termes d'exigences de déformation. Les documents ont été mis à l'échelle adéquate pour se conformer à la zone sismique de 0,36 g. Figure 3.28 combine les spectres d'accélération des enregistrements sélectionnés ainsi que le spectre de la conception et de la période fondamentale de la ossature.

Table 3.6: Enregistrements sismiques

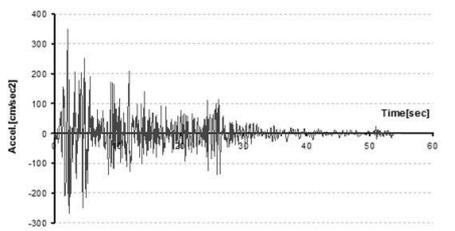
Type	Localisation	PGA [g]
champ proche européen (Grèce)	Kalamata (1985)	0,294
	Athènes (1999)	0,298
champ proche international	El. Centro	0,355
5 accélérogrammes artificiels	-	0,300



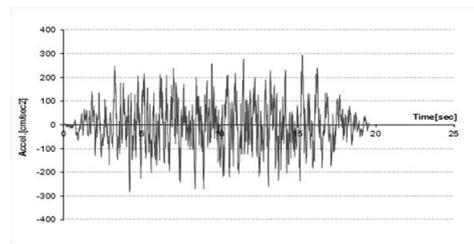
Kalamata 1985



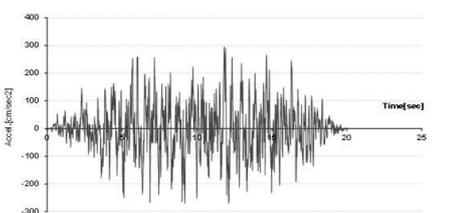
Athènes 1999



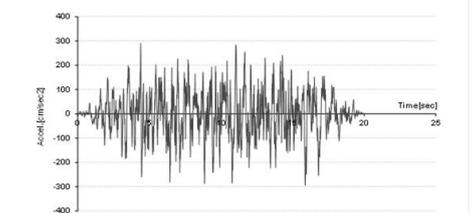
El Centro



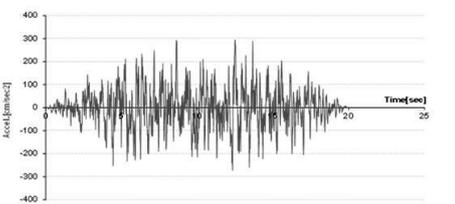
artificielle 1



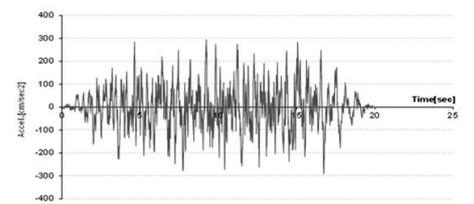
artificielle 2



artificielle 3



artificielle 4



artificielle 5

Figure 3.27: Accélérogrammes

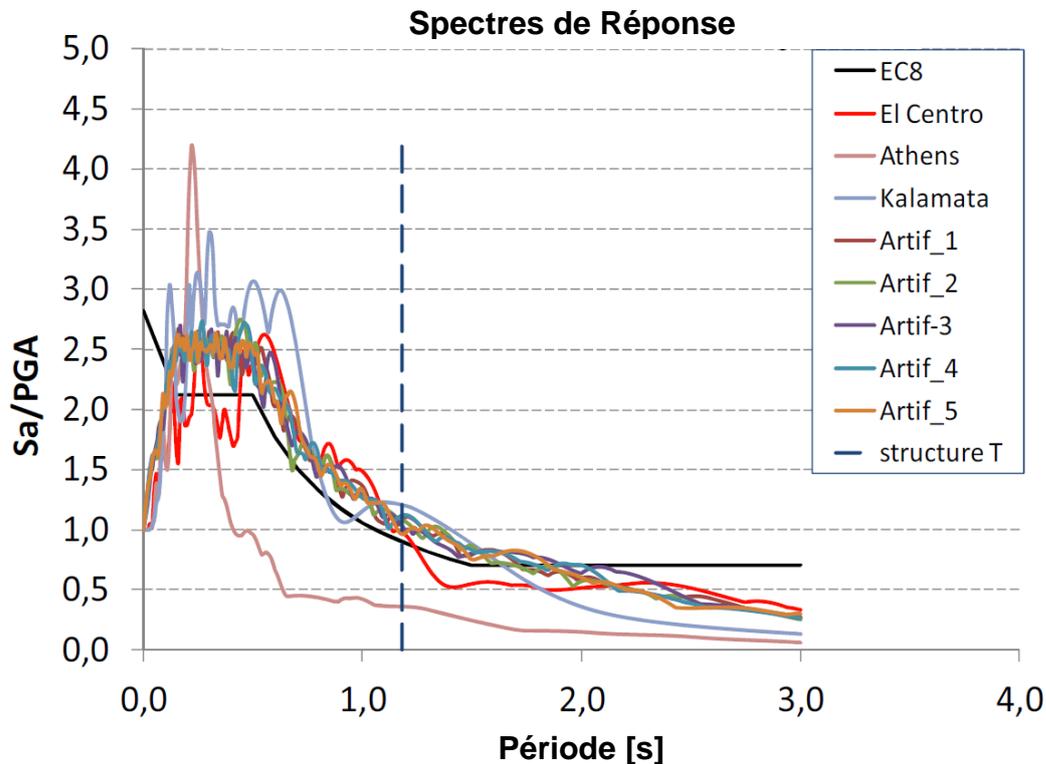


Figure 3.28: Spectres de réponse correspondant aux accélérogrammes normatifs et utilisés

En ce qui concerne les hypothèses de modélisation, l'état de chargement à l'état initial ($G + 0.3Q$) et les propriétés non-linéaires d'articulation affectés aux poteaux, les poteaux du système et les liens de poutre FUSEIS, étaient les mêmes que pour les analyses pushover. Plus précisément, pour le poutre composite de raccord de poteau deux cas ont été étudiés. Dans le premier cas, les poutres composites ont été partiellement fixés (MRF) avec des ressorts de rotation et dans la seconde ils sont articulés. Les rotules en plastique assignées aux extrémités des poutres composites ont été ajustés pour être compatibles avec les rejets d'extrémité. À titre indicatif, les analyses effectuées pour le portique de la construction avec les liens de poutre SHS FUSEIS sont présentés ci-après. Dans tous les cas ont examiné le comportement du portique était similaire vérifier l'analyse de jeu d'enfant. La séquence de plastique rotules commencé avec des poutres se termine à partir étages inférieurs jusqu'à étages supérieurs qui contribuent à la dissipation d'énergie de l'ossature du bâtiment. D'autre part, les poutres et poteaux composites sont restées élastiques sans céder. Figure 3.29 indique l'emplacement des rotules plastiques dans le système de liaison de poutre FUSEIS.

L'analyse a fourni l'étage des moments internes et les forces et les déformations du portique de la construction. Figure 3.30 illustre des résultats représentatifs pour les moments et les rotations à rotules en plastique formés sous la charge sismique Athènes. On voit que le nombre de reprises de moment sont plus élevés que ceux

correspondant pour les rotations. Cela est dû au fait que comportement inélastique et rotations en conséquence plastique se développent principalement au cours de la phase forte de mouvement.

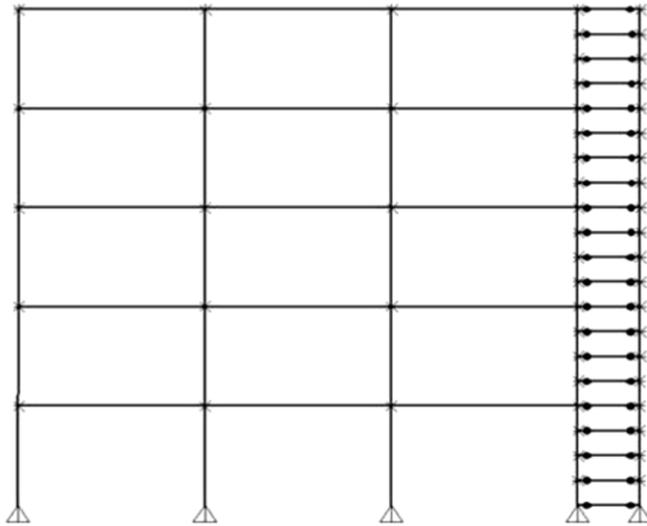


Figure 3.29: Localisation des rotules plastiques

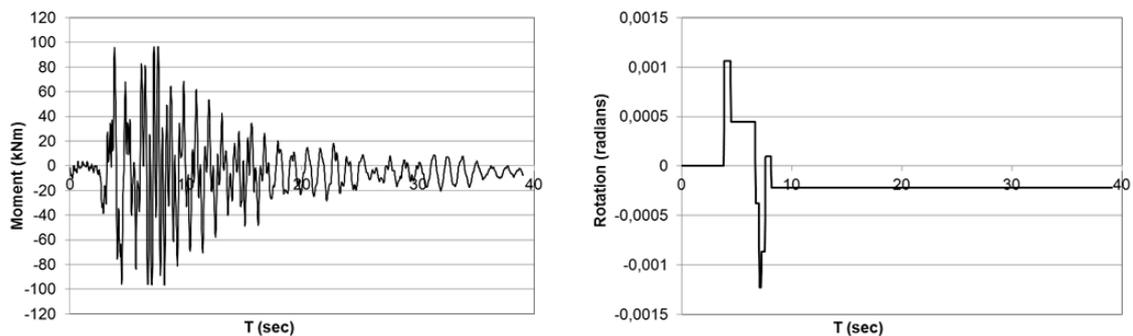


Figure 3.30: évolution des moments et rotations aux rotules (Athènes)

Figure 3.31 représente le schéma instant-rotation de liens le poutre FUSEIS plus déformées au rez-de-chaussée de la ossature pour le tremblement de terre artificielle 2 chargement. Un détail de la boucle d'hystérésis est donnée dans la figure de gauche alors que la figure de droite illustre son positionnement sur la courbe du poteau vertébrale de la rotule. La boucle est en dessous du niveau de performance IO, ce qui signifie que se produit mineur performance local.

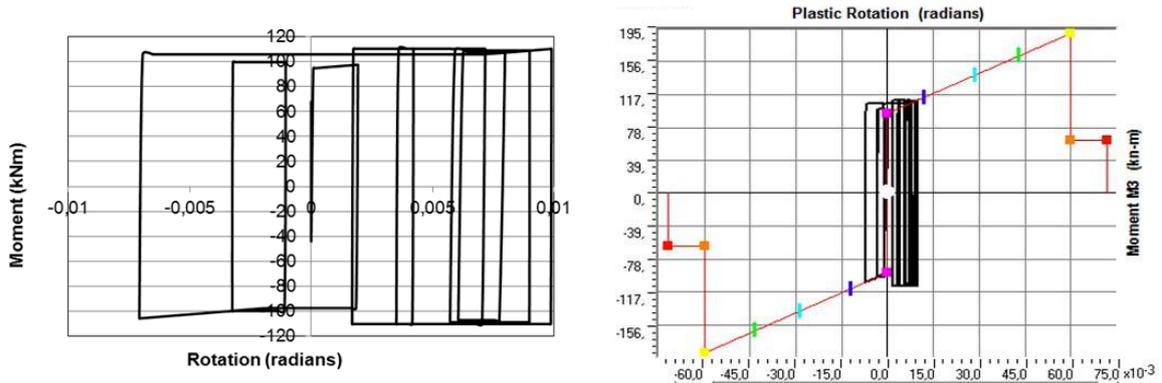
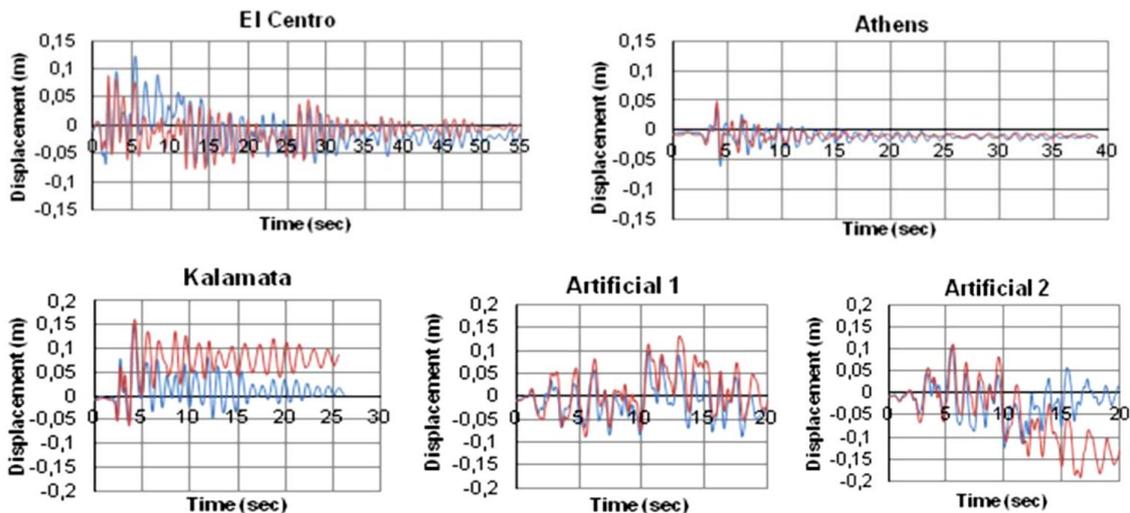
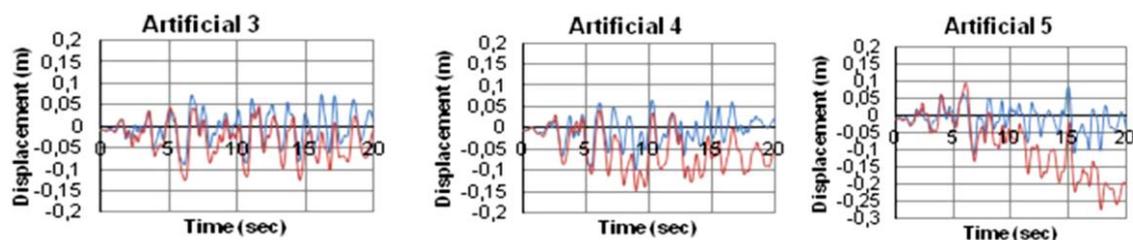


Figure 3.31: Boucles d'hystérésis (accélérogramme artificiel 2)

La réponse dynamique structurelle du portique sous sol excitations du tremblement de terre a été évaluée en fonction de l'historique des déplacements. Figure 3.32 affiche les déplacements de toit en fonction du temps pour l'ensemble des mouvements du sol examinés pour les deux cas étudiés, en partie fixe et articulés poutres composites. Les diagrammes montrent que la structure vibre par rapport au mouvement du sol. On peut observer que lorsque la structure allie le moment résistant ossature (MRF) action (fixité partielle) avec le système de liaison de poutre FUSEIS, la courbe revient à proximité de la position neutre à la fin de la simulation. Cela se produit parce que les déformations sont concentrées dans le système de liaison de poutre FUSEIS et le reste de la structure reste élastique, tandis que l'action de ossature de la structure instant permet de revenir à son état initial. Au contraire, lorsque les poutres composites sont articulés, même si les rotules en plastique sont également formés dans les liens de poutre FUSEIS,





Ossatures et rotules

Figure 3.32: Réponse d'ensemble

Les observations mentionnées ci-dessus montrent le comportement d'auto-centrage du système de liaison de poutre FUSEIS dans le premier cas (de fixité partielle). Cela signifie que le système a contrôlé la dissipation de l'énergie et est capable d'éliminer la drift résiduelle. Après un événement sismique, si aucune défaillance est observée, la drift de l'étage résiduelle peut constituer un critère important pour l'évaluation d'un bâtiment. Les drifts résiduelles, obtenues en divisant les déplacements résiduels au niveau du joint haut par la hauteur du portique, pour tous les enregistrements sismiques et la comparaison des deux cas examinés sont résumés dans le Table 3.7. Les valeurs de drift résiduelles pour le premier cas, sont beaucoup plus faibles par rapport à la valeur limite de 1% qui correspond au moment résistant portiques en acier au niveau de la performance d'occupation immédiate (FEMA-356). De plus, on voit que les demandes sont limitées à une valeur moyenne de $\sim 0,002\%$ et une valeur maximale de $\sim 0,218\%$, vérifier que le système de liaison de poutre FUSEIS est un système de centrage automatique. En conséquence, aucun dommage structurel important se produit et les réparations ne seraient pas nécessaire dans l'un des cas étudiés.

Table 3.7: Déformation résiduelle à la fin de l'analyse dynamique

Tremblement de terre	Portique de drift résiduelle (%)	rotules de drift résiduelles (%)	Rapport
El Centro	0,002	0,083	41,5
Athènes	0,075	0,075	1.0
Kalamata	0,019	0,445	23,4
artificielle 1	0,181	0,054	0,3
artificielle 2	0,084	0,774	9.2
artificielle 3	0,079	0,045	0,6
artificielle 4	0,111	0,329	3.0
artificielle 5	0,218	1,184	5.4

Le comportement de la ossature MRF avec des liens de poutre FUSEIS a également été évaluée selon les trois niveaux de performance (états de course): ELS, ELU et CPLS pour El Centro, Kalamata, Artificiel 2 et 4 tremblements de terre (Figure 3.33).

Les drifts résiduelles pour l'état limite de CPLS étaient plus élevés que pour les autres états limites comme prévu, mais dans tous les cas inférieure à la valeur limite de 1% en conservant les avantages des systèmes de centrage auto.

L'armature de renforcement a une période $T_1 = 1,178 > T_c = 0,5$ s, du type de sol B. Selon Eurocode 8, le facteur de comportement (q) peut être pris égal au facteur de ductilité de déplacement (μ). Sur la base de cette définition, le facteur de ductilité de déplacement pour le système peut être obtenu à partir de l'équation:

$$q = \mu = \frac{d_{max}}{d_{el}} \quad \text{Eq. (3.28)}$$

où d_{max} est la cylindrée du plastique maximale (ou déplacement final) que le système subit pendant les tremblements de terre et d_{el} est le déplacement maximum tel que déterminé par une analyse linéaire sur la base du spectre de réponse de la conception. Les facteurs de ductilité pour différents niveaux de performance sont donnés ci-après Table 3.8.

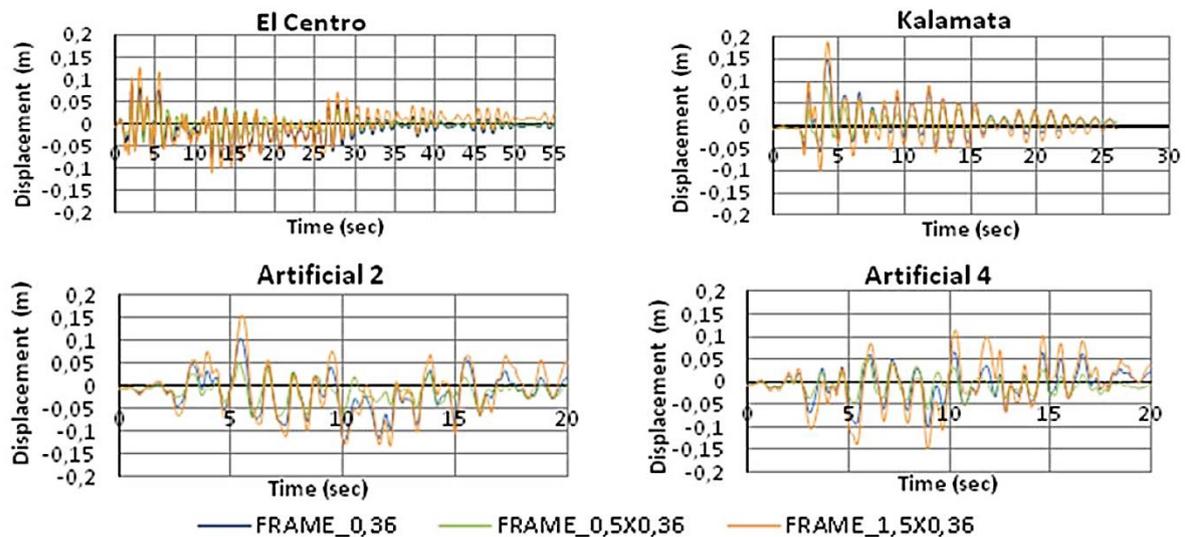


Figure 3.33: Réponse en déplacement pour mouvements sismiques ELS, ELU et extrêmes (effondrement)

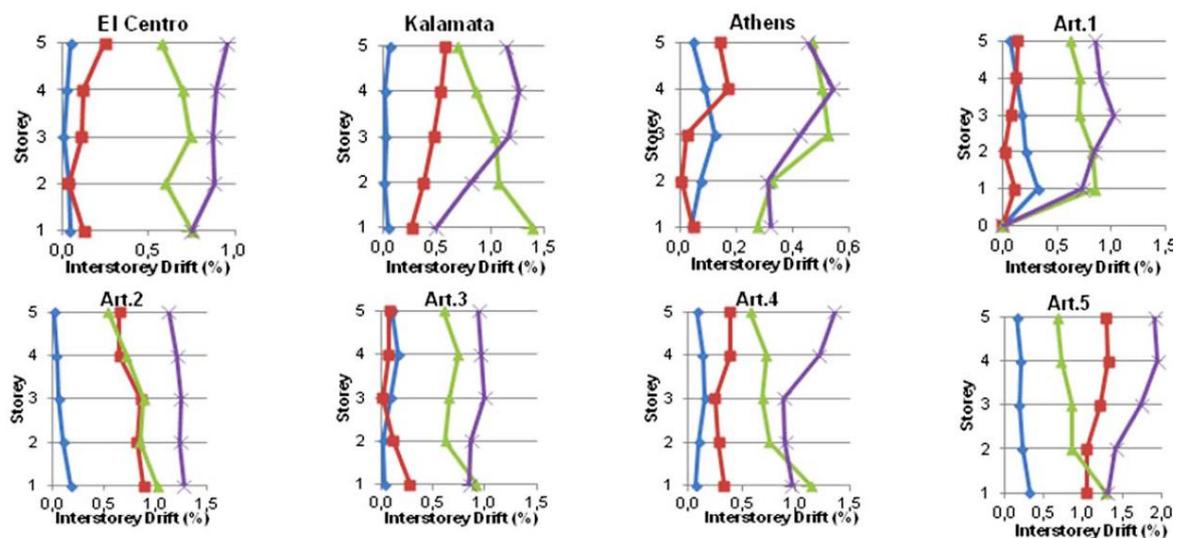
Table 3.8: Ductilité utilisée

Mouvement de sol		ELS	ELU	Effondrer
El Centro	d_{max} [m]	0,049	0,087	0,126
	μ [-]	1.14	2.02	2,94
Athènes	d_{max} [m]	-	0,039	-
	μ [-]	-	0.91	-
Kalamata	d_{max} [m]	0,092	0,150	0,188

	μ [-]	2.14	3,49	4.37
Art. 1	dmax [m]	-	0,100	-
	μ [-]	-	2.33	-
Art. 2	dmax [m]	0,051	0,104	0,152
	μ [-]	1.19	2,42	3,54
Art. 3	dmax [m]	-	0,076	-
	μ [-]	-	1,77	-
Art. 4	dmax [m]	0,051	0,065	0,115
	μ [-]	1,20	1,51	2.68
Art. 5	dmax [m]	-	0,086	-
	μ [-]	-	2.00	-

Dans une comparaison des maxima de drift inter-étage pour la ossature de 5 étages pour les deux cas (en partie fixe et articulés les poutres mixtes), il a été constaté que les valeurs de drift pour l'IRM sont similaires à et légèrement plus bas que les valeurs du portique articulé. Les drifts inter-étage maximales par rapport aux drifts résiduelles de la ossature de 5 étages pour les tremblements de terre examinés, sont donnés dans leFigure 3.34 et

Table 3.9. La différence est que le système MRF la drift maximale apparaît à la première étage, comme prévu, alors que la position de drift maximale dans le cas des portiques articulés ne sont pas clairement défini et ne peut être prédite comme elle est affectée par divers paramètres tels que la le mouvement du sol. De plus, ces diagrammes montrent le comportement d'auto-centrage de la MRF puisque les valeurs de drift résiduelles sont proches de zéro.



Portique Rotule Portique-max Rotule-max

Figure 3.34: Déplacement maximal inter-étage

Table 3.9: Comparaison des déplacements inter-étages

Tremblement de terre record	Max Int. Drift - Portique (%)	Max Int. Drift - Hinges (%)	Rapport
El Centro	0,75	0,95	1,27
Athènes	0,52	0,54	1.04
Kalamata	1,39	1,26	0.91
artificielle 1	0,85	1.02	1,20
Art.2	1.02	1,27	1,25
Art. 3	0,92	0,99	1,08
Art. 4	1.13	1,36	1,20
art.5	1,29	1.95	1.50

3.6.4 Conclusions des analyses numériques

L'étude ci-dessus illustre l'application réussie de la ossature résistant à le moment combiné avec le système de liaison de poutre FUSEIS. Les paramètres de conception sismiques sont brièvement résumés. Accent a été mis sur le processus de conception sismique, assistée par analyse FE - effectuer une analyse de pushover de la structure encadrée. Pour évaluer la sensibilité de la structure à des charges sismiques et de l'incidence de l'utilisation de facteurs de comportement $q = 5$ dans le processus de conception pour la conception de la structure; une analyse plus détaillée a été réalisée pour différents niveaux de charge sismique.

A partir de l'analyse de la construction 2D typique enportique les observations suivantes méritent d'être soulignés:

- La capacité de dissipation d'énergie du système de liaison de poutre FUSEIS que les systèmes d'auto-centrage affecte la performance sismique d'une manière positive par l'intermédiaire produisant des pièces remplaçables.
- Mettre l'accent sur le comportement global, certaines des propriétés structurelles importantes, comme les matériaux, les éléments, les connexions, la stabilité globale et locale, et dynamique des effets P-delta, ont été pris en considération. L'étude a révélé quelques-unes des caractéristiques importantes de la performance globale des systèmes de liaison de poutre FUSEIS
- Le système fonctionne comme FUSEIS un excellent système résistance aux charges latérales dans les régions sismiques, en mesure de garantir un contrôle efficace à la fois sur les déformations du drift et de déplacement.

3.7 CONCLUSIONS

Un certain nombre d'analyses expérimentales et numériques ont été réalisées pour le développement du système de liaison de la poutre FUSEIS. Les paramètres critiques pour la conception de ce nouveau système résistant aux secousses

sisimiques ont été déterminées. Les remarques / conclusions générales suivantes peuvent être notées:

- La résistance sismique d'un bâtiment peut être obtenue par une disposition appropriée d'un certain nombre de liens de poutre FUSEIS dans les directions concernées.
- Les liens de poutre lui-même et les portiques liaisons poutre équipés ont un très bon comportement: forte, rigide capacité et grande absorption d'énergie.
- déformations inélastiques sont strictement limitées aux éléments dissipatifs empêchant la propagation des dégâts dans le repos des éléments de structure (dalles, poutres, poteaux).
- Les éléments dissipatifs sont facilement remplaçables si elles sont endommagées après un événement sismique fort, car ils sont petits et ne font pas partie de la gravité du chargement du système résistant. Le montage et le démontage après des tests était facile d'un point de vue pratique: le temps nécessaire pour le remplacement d'un lien de poutre FUSEIS est d'environ 60 minutes (de NTUA pleine échelle d'expérience de test).
- Procédé pour déterminer les effets sismiques pour la construction de portiques est l'analyse du spectre de réponse modale conformément à l'Eurocode 8, dans lequel le facteur Q proposé pour le système de liaison de la poutre 5 est FUSEIS.
- Code des règles de conception pertinentes pour la conception sismique des portiques avec FUSEIS dissipatifs ont été formulées. Ils sont présentés dans un accompagnement « Guide de conception ».
- Des recommandations pratiques sur la sélection des liens de poutre appropriés en fonction des paramètres les plus importants et les vérifications éléments ont été formulées. Les détails de structure et des mesures sont définies de construction. Les recommandations sont présentées dans le « Guide de conception » d'accompagnement.

Plus précisément, peut être déclaré ce qui suit:

- Le système résiste à des charges latérales en tant que poutre de Vierendeel vertical.
- Il peut être conçu comme fonction plus souple / rigide sur les types de section et leur répartition entre les niveaux de plancher. Le nombre d'étages et de supporter le poids affecte fortement les sections requises et la géométrie.
- Il fournit une solution architecturalement polyvalente pour la stabilité latérale des structures de construction par rapport aux portiques contreventés car ils peuvent être placés dans de petites zones du bâtiment et ne pas interrompre le plan architectural. Ils peuvent également constituer des parties visibles du bâtiment indiquant son système résistant aux secousses sismiques

- séquentielle peut être plastification permis par une sélection appropriée des sections des éléments dissipatifs.
- Dans le but de minimiser les dommages aux emplacements de fondation connexions articulés au niveau des bases de poteaux sont proposées. Au bâtiments à plusieurs étages les bases de poteaux peuvent être articulés ou fixes, les enquêtes analytiques ont montré que la différence dans la réponse est non significative.
- Le système de liaison de poutre FUSEIS est en mesure de garantir un contrôle efficace à la fois sur les déformations du drift et de déplacement, présentant un comportement d'auto-centrage.

En conclusion, on peut noter que la présente recherche, conformément à la tendance internationale en ingénierie sismique, introduit des systèmes « intelligents » qui sont capables de dissiper l'énergie d'entrée sismique et peuvent être facilement réparées ou remplacées, le cas échéant. L'adoption de systèmes de liaison de poutre FUSEIS améliore les avantages bien connus de l'acier dans des conditions sismiques et fournit de meilleures solutions en termes d'économie et de sécurité.

3.8 DOMAINE D'APPLICATION

Le système de liaison par poutre FUSEIS innovant peut être appliquée aux bâtiments en acier à plusieurs étages et remplacer les systèmes conventionnels utilisés dans le monde entier (tels que des portiques contreventés concentriques et excentriques, ossatures en portique, etc.) en combinant la ductilité et la transparence architecturale avec rigidité. Par la présente, l'application des liens de poutre FUSEIS peut fournir une conception plus précise et moins coûteuse d'un bâtiment.

3.9 PUBLICATIONS

Publications en journaux internationaux

1. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Innovative seismic-resistant steel portiques (FUSEIS 1-2) experimental analysis", *Steel Construction Design and Research*, Volume 5, Issue 4, pp. 212-221, 2012.
2. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Seismic behavior of portiques with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", *Engineering Structures*, Volume 90, pp. 83–95, 2015.

3.10 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel portiques - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
2. I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel portiques (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.

3. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) - Pin Connections for Seismic Resistant Diagonaled Portiques. *International Journal of Steel Structures* 2005; 5(5):453-464.
4. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) - Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. *Stahlbau* 2006; 75(12):993-1003.
5. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. *Bauingenieur* 2007; 82(3):125-133.
6. Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado, L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Sommovilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design - The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
7. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Portiques. *ASCE Journal of Structural Engineering* 2002; 128(9):1111-1120.
8. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element Méthode and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded diagonales. *Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan* 1996 ; 484:111- 120.
9. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel diagonaled buildings with buckling-restrained diagonales. *Engineering Structures* 2003; 25(5):665-666.
10. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. *Earthquake Spectra* 1993; 9(3):505-528.
11. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. *Earthquake Spectra* 1995; 11(4):545-568.
12. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. *Engineering Structures* 1997; 19(10):811-820.
13. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
15. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
16. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
17. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
18. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
19. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
20. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
21. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
22. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
23. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: *Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering*; 2002; 479; London.
24. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.

25. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
26. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016
27. Calado, L. and Castiglioni, C. A. (1996). "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research". In: Proceedings of XI WCEE.
28. ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1, Applied Technology Council, California, USA, November 1996.

4 LIAISONS PAR CHEVILLES FUSEIS

4.1 INTRODUCTION

Dans le portique du programme de recherche européen ESVAD-CT-2008-00032 « dissipatifs Devices pour portiques d'acier résistant aux secousses sismiques » (acronyme: FUSEIS) deux systèmes innovants dissipatifs, nommés FUSEIS1 et FUSEIS2 ont été introduits et les guides de conception pertinents développés [11], [12]. En fonction de la géométrie du fusible, le FUSEIS1 de système est en outre divisé en deux types: FUSEIS liens de poutre et des liens de cheville FUSEIS. rapport présente les résultats des enquêtes sur la performance sismique des liens de chevilles FUSEIS, introduit les procédures de conception des bâtiments en acier et composites, dans lequel le système est utilisé comme système résistant aux secousses sismiques, et procède à la conception de plusieurs études de cas.

4.2 DESCRIPTION DU SYSTÈME AVEC LIAISONS CHEVILLEES FUSEIS

Le système anti sismiques innovants liens de chevilles FUSEIS, se compose d'une paire de poteaux solides articulés entre eux par des liaisons multiples (Figure. 4.1). Chaque maillon comporte deux poutres de réceptacle reliés par une courte tige d'acier comme représenté sur laFigure. 4.1. Le système résiste à des charges latérales en tant que poutre de Vierendeel vertical, où les principales actions sont flexion et de cisaillement dans les chevilles et les forces axiales et de flexion dans les poteaux. Sous forte déformations inélastiques mouvement sismique sont limités aux chevilles, qui se dissipe une grande quantité d'énergie d'entrée, en laissant le reste de la structure élastique et en bon état. Les travaux de réparation sont faciles, car ils sont limités aux chevilles qui ne sont généralement pas soumis à des charges verticales, car ils sont placés entre les niveaux de plancher.

Les chevilles peuvent être circulaires ou rectangulaires selon que les poutres de réceptacle sont de section creuse ou de I ou H-section. Dans le but de diriger la formation de rotule en matière plastique hors de la zone de contact entre la plaque frontale des réceptacles et les chevilles, les chevilles sont affaiblies autour de leur milieu. Afin de maintenir la surface de contact éloignée de l'extrémité des plaques, en assurant des conditions de stress triaxiaux, la diminution du diamètre de l'axe commence à une distance du visage de la plaque et les bords du trou de la plaque sont lissées. De plus, leurs extrémités sont fabriqués avec des fils opposées pour ajuster leur longueur lors de l'installation et de faciliter leur enlèvement. Le lien peut être facilement installé, expédié et remplacé par l'utilisation de boulonnées connexions de bout en plaque entre les réceptacles et les poteaux. Ces connexions sont réalisées sous forme rigide, pour réaliser le comportement Vierendeel. Les réceptacles, les poteaux et leurs connexions sont conçus avec surrésistance pour assurer la formation de rotules plastiques dans les chevilles. des poteaux de la

configuration du système peuvent utiliser des sections ouvertes ou fermées. sections ouvertes sont plus bénéfiques pour construction fins, car ils offrent une connexion plus facile aux poutres. Lorsque les sections fermées sont utilisées, selon le cas au niveau des coins avec la construction de systèmes FUSEIS dans les deux directions (Figure. 4.3), T-sections peuvent être soudées pour faciliter la connexion.

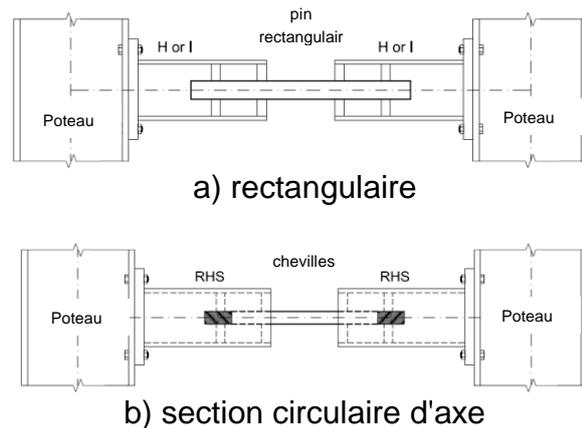
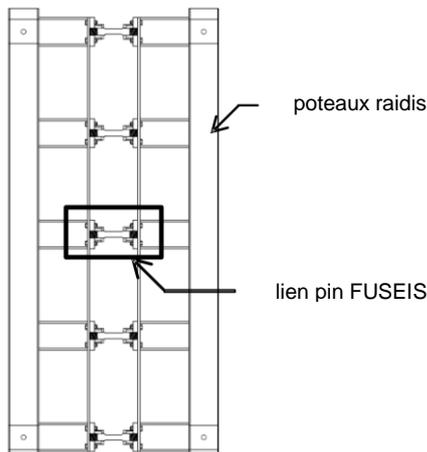


Figure. 4.1: Système de liaison par pins FUSEIS

Figure. 4.2: Système Fuseis avec réceptacles

Le nombre de maillons intermédiaires par étage, la sélection des sections de cheville, la distance de ligne centrale et les sections des poteaux sont des paramètres déterminants pour la résistance et la rigidité du système. Le nombre de réceptacles et des chevilles à une hauteur typique de plancher d'environ 3,4 m peut être quatre ou cinq, en fonction de la hauteur des réceptacles, le « espace de travail » qui est nécessaire pour installer les fusibles et les éventuelles restrictions architecturales. En outre, un fusible est introduit à proximité des bases de poteaux pour absorber des moments de base de poteau et permettre une mise en page des bases de poteaux comme rotule.

Afin d'éviter l'application des réceptacles qui nécessitent un effort d'usinage, des liens avec chevilles-détail final légèrement différentes ont été étudiées et testées dans le portique du match projet qui a également été soutenu financièrement par FRCA [28]. Dans ce projet de fils de différentes directions (une gauche une droite) sont découpées à l'extrémité des chevilles qui sont directement vissés sur des plaques d'extrémité qui sont reliées aux brides de poteau (Figure. 4.3). Afin de favoriser les dommages de la zone de connexion, la section de la cheville est réduite dans la partie médiane de la cheville. Pins avec ces détails nécessitent moins d'efforts dans la fabrication et le montage et conduisent à des résultats similaires.



plaque articulé semelle de

Figure. 4.3: liens chevilles Fuseis sans réceptacles

Le système est polyvalent en ce qui concerne la sélection des sections de chevilles et offre au concepteur la possibilité de contrôler la séquence de plastification des chevilles. Ceci peut être réalisé en modifiant soit les sections ou la longueur des chevilles dans le plancher ou entre les étages.

Visant à éviter surrésistance excessive, le matériau en acier des tiges dissipatifs doivent avoir des propriétés contrôlées. Conformément à la norme EN 01/01/1998 [13] sa force de performance doit avoir une valeur maximale de:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \times f_y \quad \text{Eq. (4.1)}$$

Lorsque $\gamma_{ov} = 1,25$ est le facteur surrésistance et f_y est la valeur nominale de la limite d'élasticité.

La limite d'élasticité nominale des chevilles est faible et de préférence ne dépasse pas 235MPa. Si les propriétés du matériau chevilles sont contrôlés et sa résistance à un performance maximal garanti inférieur à celui décrit par éq. (4.1), le facteur surrésistance peut être réduite et un design encore plus économique atteint.

Le nombre de systèmes de liaison de chevilles FUSEIS requis dans un bâtiment est défini par la topologie de construction (Figure. 4.4) Et l'intensité du tremblement de terre. Le système peut être généralement combiné avec un moment résistant ossature (MRF) action, auquel cas les forces latérales sont partagées entre le MRF et le système de liaison de la cheville FUSEIS. Par ailleurs, si des connexions simples (connexions de l'onglet de cisaillement) entre les poutres de plancher et les poteaux sont utilisées le système de liaison de la cheville FUSEIS résiste seul l'ensemble de l'action sismique. Dans les deux cas, les poutres de plancher aux poteaux du système sont formées comme simples pour éviter leur conception par des considérations de conception en capacité en ce qui concerne les grosses

poutres de plancher et d'introduire la conception en capacité en ce qui concerne les chevilles faibles seulement.

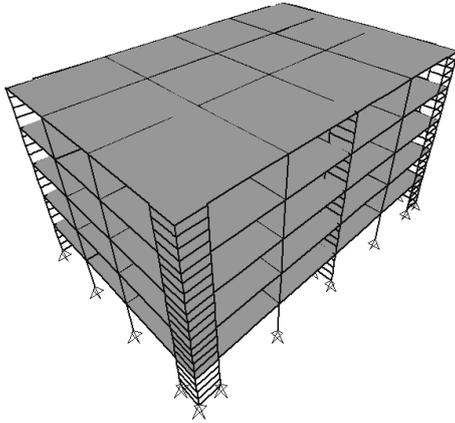


Figure. 4.4: Positionnement des systèmes de liaison avec cheville FUSEIS dans un bâtiment

4.3 MODÈLES D'ÉTAT LIMITE

Des études expérimentales ont montré que le système avec des liens de poutre fonctionne comme un poutre de Vierendeel vertical. Il résiste à des charges latérales, principalement par flexion des poutres et des forces axiales des poteaux (Figure. 4.5). Considérant les poteaux au niveau des points médians des chevilles et des poteaux, les moments et les forces internes de chargement horizontal, à l'état élastique peuvent être dérivées de la statique. Par conséquent, la force de cisaillement V_{PIN} en raison du moment de résistance $M_{pl, cheville}$ à cheville se termine est:

$$V_{pin} = \frac{2 \cdot M_{pl, pin}}{L_{pin}} \quad \text{Eq. (4.2)}$$

Où L_{PIN} est la longueur de la partie fragilisée de la cheville, $M_{pl, pin} = W_{PL} \cdot f_y$, W_{PL} est la résistance au moment de la conception de la partie fragilisée de la cheville et f_y est la limite d'élasticité de la cheville.

La force axiale du poteau n_{Column} est égale à:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{L} = \frac{V_{story} \cdot h_{story}}{L} = \sum V_{pin} \quad \text{Eq. (4.3)}$$

Lorsque M_{ov} est le moment de renversement du portique, V_{story} est le cisaillement de l'étage, h_{story} est la hauteur de l'étage et L est la distance axiale des poteaux du système. Par conséquent, à partir des équations (4.2) et (4.3) le cisaillement de

l'étage qui peut être transféré est égal à (Eq. (4.4)).

$$V_{story} = \frac{\sum V_{pin}}{h_{story}} \cdot L = 2 \cdot \sum \frac{M_{pl, pin}}{I_{pin}} \cdot \frac{L}{h_{story}} \quad \text{Eq. (4.4)}$$

Compte tenu des réceptacles rigides, les rotations de corde cheville θ_{pl} , la cheville est déterminée à partir de l'équation (4.5):

$$\theta_{pl, pin} = \frac{L}{I_{pin}} \theta_{gl} \quad \text{Eq. (4.5)}$$

Où θ_{gl} est l'angle de drift globale inter-étage du portique pendant le chargement sismique.

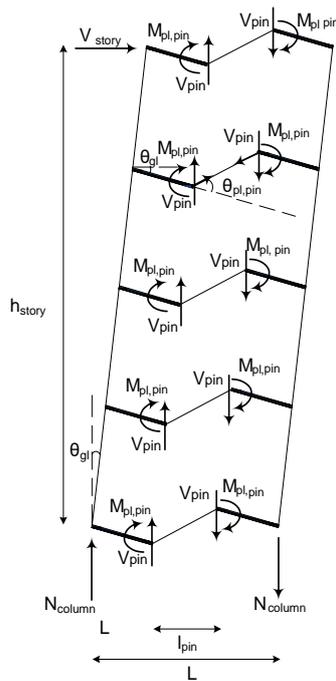


Figure. 4.5: Système statique et forces internes théoriques (théorie des poutres Vierendeel)

4.4 INVESTIGATION EXPERIMENTALES SUR LIAISONS AVEC PINS

4.4.1 études expérimentales sur liens individuels

4.4.1.1 Dispositif expérimental et liens testés

Au total huit tests ont été effectués sur des liens chevilles, deux sous monotones et six sous charge cyclique. Le critère pour la sélection de l'échantillon de cheville est leur capacité à dissiper l'énergie au moyen de mécanismes de pliage. Par conséquent, la conception du dispositif expérimental dépend du moment plastique de la résistance des chevilles WPL, chevilles, qui a été utilisé pour le calcul de la

charge maximale appliquée. L'échantillon testé est composée d'une tige circulaire de 400 mm affaiblie au milieu et deux poutres de réceptacle SHS120x10. La cheville a été divisée en trois parties. Le diamètre au niveau des extrémités était $\Phi 60$ et dans la partie médiane du diamètre a été réduit à $\Phi 45$ mm. La longueur de la partie fragilisée est d'assurer le développement d'un mécanisme de flexion. Figure. 4.6 montre des photos des principaux spécimens.

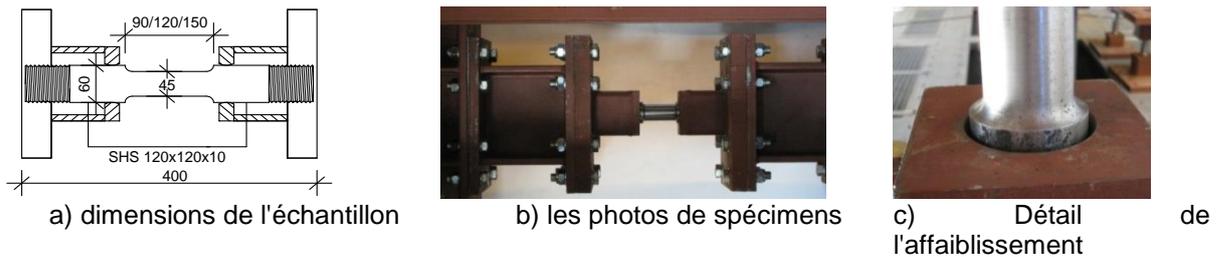


Figure. 4.6: Liens fusibles avant les essais

4.4.1.2 Résultats des tests monotones

Les spécimens de pin ont montré un comportement ductile, avec une augmentation considérable de la charge après avoir quitté le domaine élastique. Cet effet n'a pas été principalement due à un durcissement matériel, mais en raison d'un changement du mécanisme de roulement. Pour les petits déplacements, la charge a été transférée par la cheville de pliage et de cisaillement tandis que pour des déformations plus importantes de la charge a été transférée également par des forces axiales dans la cheville, ce qui augmente la capacité de support des liens de manière significative.

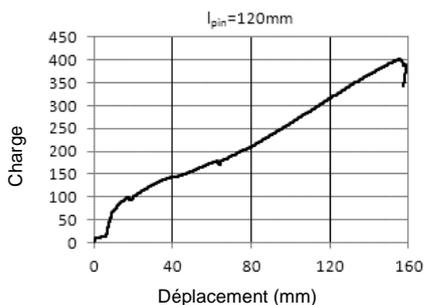


Figure. 4.7: Courbes charge-déplacement et spécimens déformés sous charges monotones

4.4.1.3 Résultats des tests cycliques

Comme référence pour la procédure de test du ECCS - recommandation [14] pour évaluer le comportement des éléments en acier de construction soumis à des charges cycliques a été utilisé. La valeur de déplacement maximale atteinte au cours des essais était inférieure au maximum appliquée déplacement de 60 mm (4% de drift inter-étage).

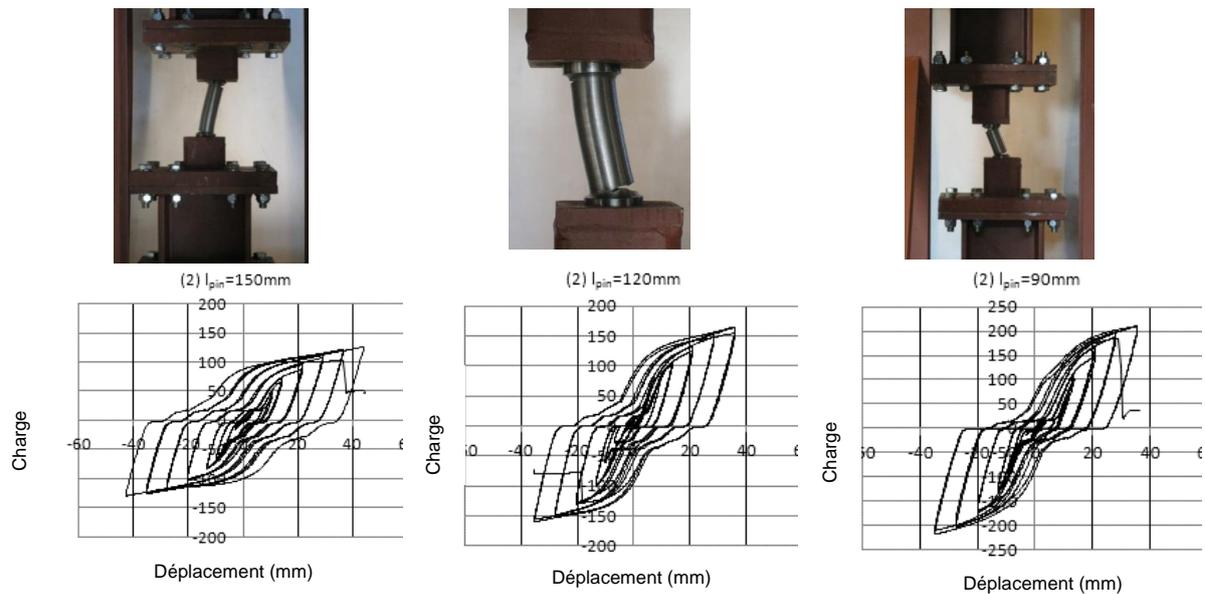
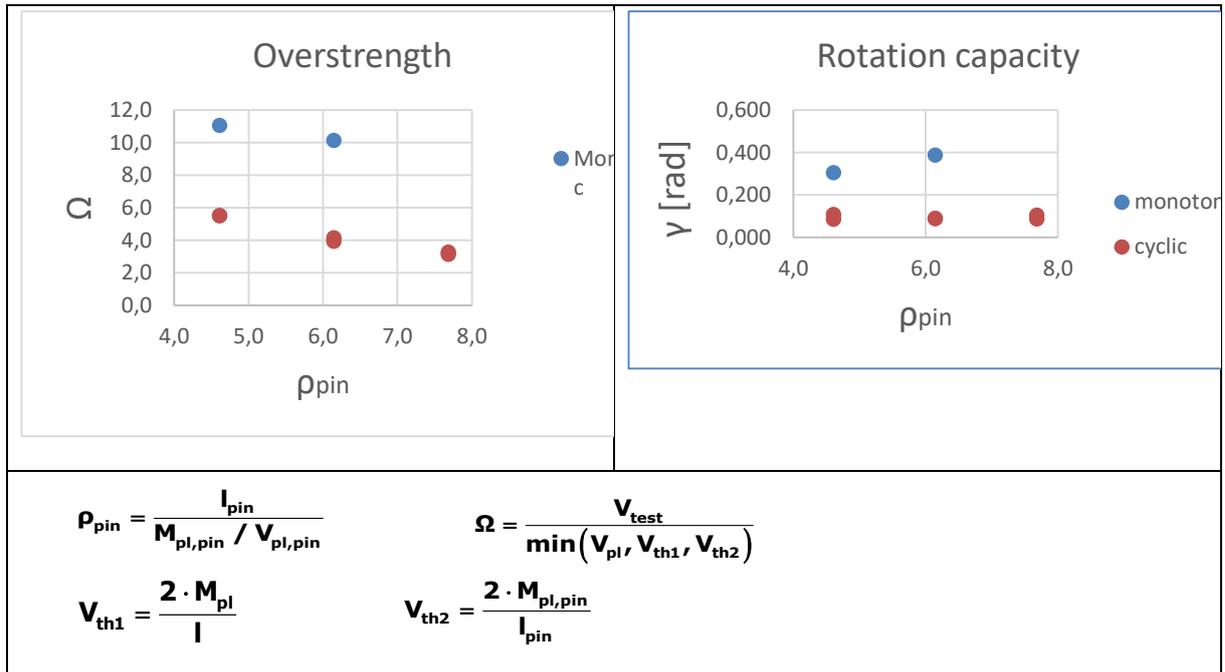


Figure. 4.8: Courbes de charge-déplacement et déformation des liens sous charge cyclique

Figure. 4.8, A et b, montrent la surrésistance et la capacité de rotation des essais comme fonction de la longueur de la cheville normalisée ρ . Les deux valeurs et surtout les surrésistance sont plusieurs fois plus élevés pour monotones par rapport à un chargement cyclique. Cela indique que lorsqu'il est soumis à un chargement cyclique les chevilles ont échoué en raison de la fatigue oligocyclique et développé de manière significative moins une action caténaire par rapport à ceux soumis à une charge monotones.

Figure. 4.9: Surrésistance et capacité de rotation γ des spécimens de chevilles

4.4.2 Etudes expérimentales sur des portiques globaux avec des liens chevillés FUSEIS

4.4.2.1 Montage expérimental et portiques testés

Deux tests grandeur réelle sur des portiques avec des liens de chevilles FUSEIS ont été menées à l'Institut des structures en acier de NTUA. Le dispositif expérimental comprend un banc d'essai de ossature spatiale de la résistance, un vérin hydraulique commandé par ordinateur et la ossature de test. La ossature de test est composée de deux fortes poteaux connectées de manière rigide à cinq fusibles, comme le montre laFigure. 4.9. Les dimensions des éléments de structure correspondent à une véritable ossature du bâtiment et ont été définis en fonction des dispositions de 1993-1-1 [17] et EN1998-1-1 [13]. La hauteur du portique était de 3,40 m et la distance de la ligne médiane du poteau $L = 1,50$ m. Les poteaux de la ossature de test étaient chevilles - articulé au niveau des raccords supérieur et inférieur et ont été raidis par adjonction de profilés en T de raidissement sur leurs côtés intérieurs de rester élastique.

Comme pour les tests sur les liens individuels chevilles, le fusible se composait d'une cheville 400 mm et deux poutres SHS comme des réceptacles, voir4.. La géométrie de la partie fragilisée de la cheville a été choisie pour assurer le développement des mécanismes de flexion. Essai M4 inclus chevilles avec le même diamètre ($\Phi 45$) et trois différentes longueurs de la partie affaiblie $LPIN = 90, 120, 150$ mm > 39 mm et d'essai sur les repères M5 avec des diamètres différents $\Phi 40, 45, 50$ et la même longueur de la partie affaiblie $LPIN = 120$ mm > 43,4 mm. La

nuance d'acier des tiges était S235 et la nuance d'acier des autres éléments du portique d'essai S355. Pour faciliter l'installation et le retrait du fusible, les chevilles ont été fabriqués avec des fils opposés afin qu'ils puissent être facilement fixés sur les réceptacles.

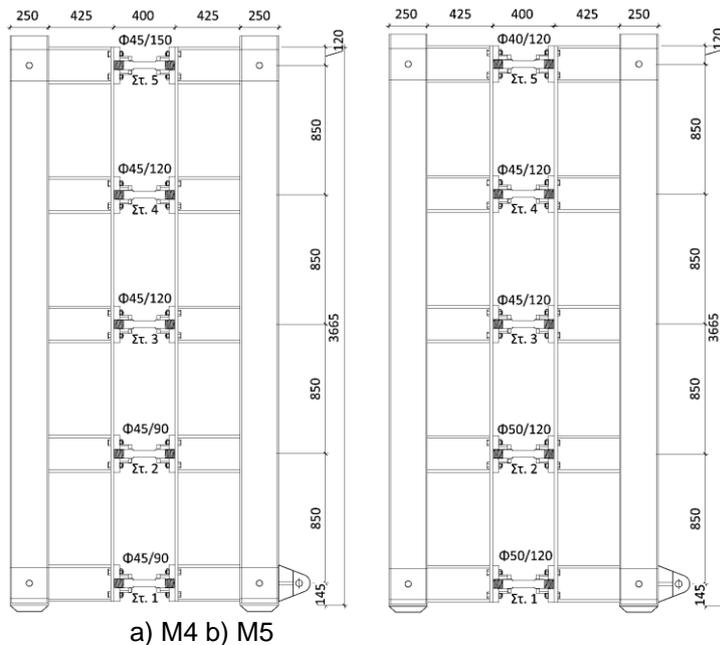


Figure. 4.10: Portiques testés

(détail)

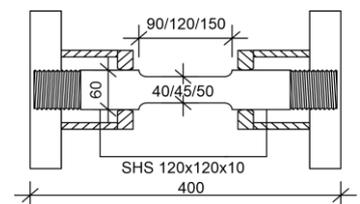
4.4.2.2 Résultats d'essai

En ce qui concerne les procédures de chargement des expériences, le protocole de chargement cyclique a été défini en fonction des ECCS - procédures. A partir d'un déplacement de 2,55 mm appliqués aux bases des poteaux du système, la charge a été augmentée jusqu'à 170 mm, ce qui correspond à une drift inter-étage de 5%. Le protocole de chargement cyclique a été suivi par des cycles d'amplitude constante de 5% jusqu'à la rupture.

La charge mesurée a augmenté au début de l'essai et pendant plusieurs cycles. Lorsque la première fissure formée au niveau des extrémités de la partie affaiblie de la tige (4. b), les chevilles fracturés (4.c), et par conséquent la charge abandonnée. Cela signifie qu'il y avait une concentration de contrainte locale au niveau des extrémités des tiges affaiblies comme indiqué par les photographies prises par une caméra infrarouge (4.ré). Le comportement ci-dessus de la cheville est justifiée par les mécanismes développés. Plus précisément, l'échantillon de cheville premier agissent comme une poutre en flexion, alors le mécanisme de résistance modifiée à une action de champ de tension et de rotules plastiques ont été générées sous de grandes déformations. Ils ont développé des déformations importantes et les forces axiales importantes principalement en raison de leur faible longueur et les



a) liaison de cheville dans le portique de test



b) Géométrie

Fig. 4.10: Spécimen

connexions boulonnées à leurs extrémités qui ont conduit à la rupture fragile. Dans l'essai M4, on a observé que les tiges plus courtes LPIN = 90mm fracturées plus tôt aux faibles valeurs de drift inter-étage, maintien un nombre limité de cycles (Figure. 4.11). Ils ont développé d'importantes rotations d'accords et de leur résistance a chuté rapidement en raison de la fatigue à faible cycle. Dans l'essai M5, où les chevilles ont la même longueur et des diamètres variables, la cheville qui est fracturé première était $\Phi 40$ / 120 au niveau 5 (Figure. 4.12).

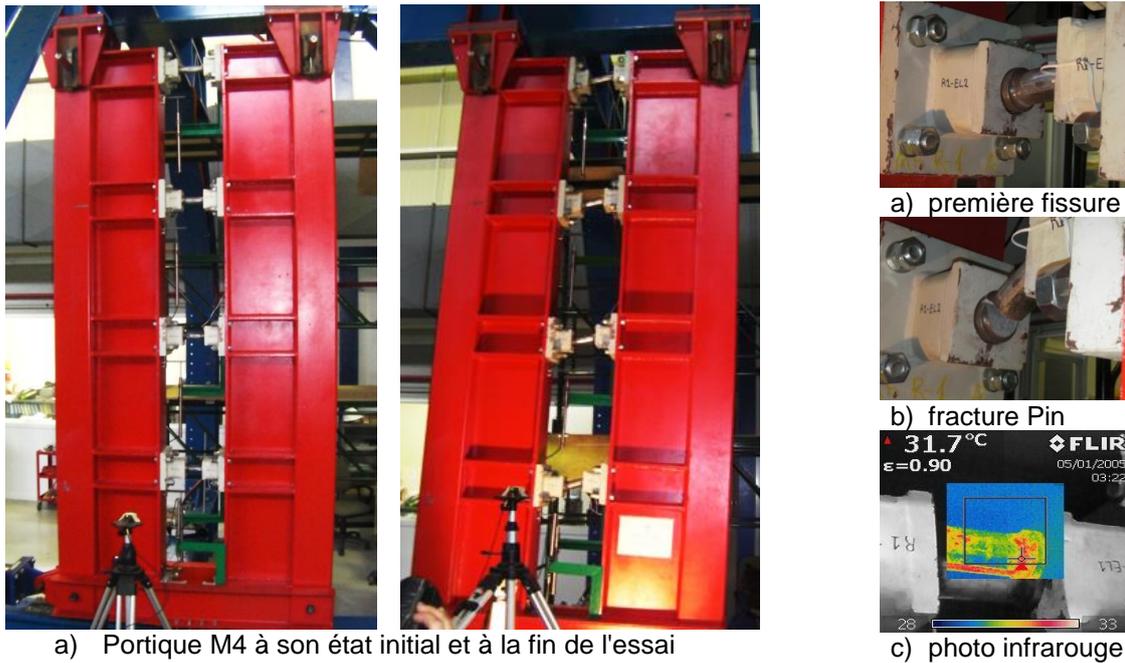


Figure. 4.11: Photos pendant l'essai M4



a) L = 150 Pin
b) L = 90 Pin
Figure. 4.12: Test M4 - photos des chevilles déformées

a) Pin $\Phi 40$
b) Pin $\Phi 50$
Figure. 4.13: Test M5 - photos des chevilles déformées

Les diagrammes d'hystérèse pour chaque test sont donnés dans Figure. 4.13. Il est remarquable que la résistance du système n'a cessé d'augmenter après le premier et le performance ultérieure des plastification chevilles en raison du développement de l'action caténaire dans les chevilles et écrouissage. Le système avait de larges boucles d'hystérésis et présentait une grande capacité de dissipation d'énergie. Le premier performance significatif à la courbe expérimentale est apparu à une drift inter-étage égale à 0,66% et définit les ELS. Après leur plastification à la charge maximale qui est apparue à une drift inter-étage égale à 1,38% et définit les ELU, la

déformation des tiges n'a cessé d'augmenter jusqu'à ce que leur fracture qui correspondait à une drift inter-étage égale à 2,25% et définit le CPLS.

Les boucles d'hystérésis ont un « pincement » en raison de l'espace formé entre la cheville et la plaque à la suite de l'étendue de déformation plastique de la tige et de l'effet de Poisson autour de la circonférence de la cheville. Ce pincement de la courbe hystérétique a été accompagnée d'une baisse sensible de la rigidité initiale en raison de la libération du champ de tension développée dans l'excursion de la charge précédente. En règle générale, il convient de noter que les chevilles plus courtes ont échoué à plus petites drift que celles des plus longues tiges et les schémas ne sont pas symétriques peut-être en raison des tolérances des raccords boulonnés.

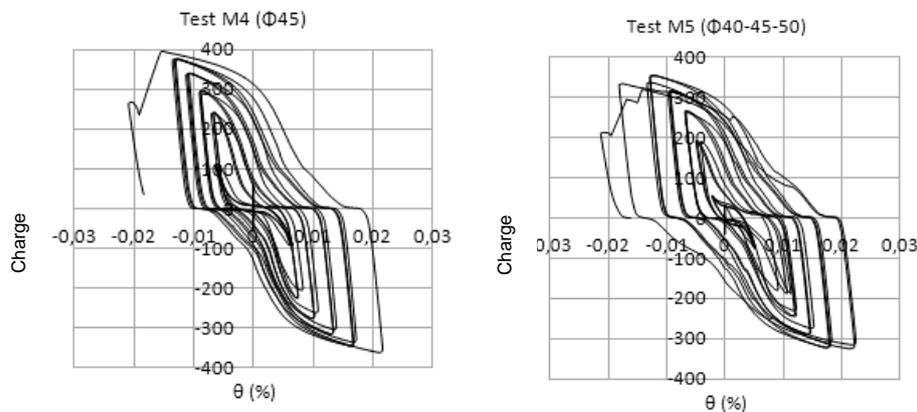


Figure. 4.14: diagrammes charge- drift inter-étage

4.4.2.3 Comparaison entre les forces de cisaillement expérimentales et théoriques

La validité de la théorie Vierendeel a été examinée à l'aide des résultats expérimentaux. Dans un premier temps, l'étage théorique de cisaillement V_{th1} a été calculé à l'aide de l'équation (4.4) et le stress réel de performance de l'acier défini par les essais de traction. Cette valeur a ensuite été comparée à la résistance maximale des portiques atteints dans les expériences V_{exp} . Table 4.1 montre que les valeurs expérimentales étaient significativement plus élevées que la valeur théorique et le rapport V_{exp} / V_{th1} était d'environ 3.

Ces écarts sont justifiés par le comportement des chevilles au cours des expériences. Au début, les cycles, les fusibles à chevilles se sont comportés comme des poutres en flexion, mais au bout de quelques cycles, le mécanisme de résistance modifiés et rotules plastiques ont été générées sous de grandes déformations. Ceci est la raison pour laquelle, lorsque les équations de la poutre Vierendeel ont été appliquées les valeurs de cisaillement de l'étage ne sont pas similaires à la mesure. La rotation des accords cheville θ_{pl} , la cheville peut être calculée à partir de l'équation (4.5) étant donné que la rotation des réceptacles était minime et ils sont restés rigides au cours des essais. Les rotations d'accords de

chevilles θ_{pin} sont beaucoup plus élevés que la θ_{gl} de drift globale inter-étage en raison de la faible longueur de la cheville. Les grandes rotations entraînent des grandes déformations axiales dans les axes et, en conséquence, une action chaînette qui a été révélée bénéfique pour la réponse globale. En conséquence, à de grandes rotations, la flexion des chevilles se transforme principalement en des forces de tension de telle sorte que les chevilles développent leur plastique résistance axiale NPL. Dans ce cas, l'étage de cisaillement V_{th2} drift à partir des équations (4.6) και (4.7) en tenant compte de la composante verticale de la force axiale plastique VPIN. Les valeurs théoriques sont maintenant à proximité de l'expérimentation et leur rapport est proche de 1 (Table 4.1).

$$V_{pin} = N_{pl,pin} \cdot (\theta_{pl,pin} - \theta_{gl}) = N_{pl,pin} \cdot \theta_{gl} \cdot \left(\frac{L}{l_{pin}} - 1 \right) \quad \text{Eq. (4.6)}$$

$$V_{th2} = \frac{\sum V_{pin}}{h_{story}} \cdot L = \sum N_{pl,pin} \cdot \theta_{gl} \cdot \left(\frac{L}{l_{pin}} - 1 \right) \cdot \frac{L}{h_{story}} \quad \text{Eq. (4.7)}$$

Ce qui précède illustrent le fait que la théorie de l'ordre 3 donne une meilleure estimation de la capacité de cisaillement du système que la théorie de la poutre Vierendeel mais il est une méthode assez compliquée et n'est pas largement utilisé par les concepteurs. Grâce à l'étalonnage des essais et l'analyse sur 2D ossatures, il a été prouvé que l'examen de la poutre Vierendeel peut être appliqué à la place.

Table 4.1: comparaison des forces de cisaillement théoriques et expérimentales

Tester	vexp	Vth1	Vexp / Vth1	Vth2	Vexp / Vth2
M4	393,3	129,9	3.03	329,2	1.19
M5	354,1	129,4	2,74	314,4	1.13

4.4.2.4 Fatigue oligocyclique

Les analyses préliminaires et les expériences sur les fusibles de chevilles ont montré que les chevilles peuvent supporter un nombre limité de cycles. Le nombre de cycles à être soutenue est dictée par des considérations de fatigue oligocyclique. Les lignes SN pour les essais de chevilles réalisées dans les deux portiques (NTUA) et les liens de chevilles (RWTH) ont été déterminées. Les lignes SN reformulés en déformations peuvent être rédigées comme:

$$\log N = -m \log \Delta \varphi \quad \text{Eq. (4.8)}$$

Où $\Delta \varphi$ est la rotation de la cheville de fatigue, N est le nombre de cycles de plage de rotation et m est la constante de pente des courbes de résistance à la fatigue.

L'indice des dommages peut être calculé avec la loi d'accumulation Palmgren-Miner. Après un certain nombre de différentes amplitudes cycles défaillance se produit lorsque:

$$D = \frac{n_1}{N_{f1}} + \frac{n_2}{N_{f2}} + \dots + \frac{n_i}{N_{fi}} \geq 1 \quad \text{Eq. (4.9)}$$

Où n_i est le nombre de cycles effectués à la même gamme de contrainte S_i , N_f est le nombre de cycles auquel défaillance se produit en cas d'amplitude constante et i est le nombre total de cycles d'amplitude constante.

En raison de l'absence de résultats expérimentaux d'essais cycliques amplitude constante, une hypothèse a été faite compte tenu de la pente des lignes égal à 3 et 2 tel que proposé dans EN1993-1-9 [19]. La comparaison avec les résultats du test ont indiqué que $m = -3$ est une meilleure approximation de la pente.

Figure. 4.14 montre les lignes SN qui drifent des deux tests sur les liens de cheville individuels et les tests sur les portiques avec fusibles. Les relations validées pertinentes sont données dans les équations (4.10) pour les liens de chevilles individuels et (4.11) pour les liaisons de chevilles multiples. On peut observer que les liens de chevilles individuels conduit à une approche plus prudente, alors que les portiques avec fusibles ont donné des résultats plus réalistes grâce à l'action combinée de plusieurs poutres. Par conséquent, l'équation des essais avec des portiques est considéré comme représentatif pour la détermination de l'indice de dommages des fusibles de chevilles.

$$\log N = -1.41 - 3 \cdot \log \Delta \varphi \quad \text{Eq. (4.10)}$$

$$\log N = -0.90 - 3 \cdot \log \Delta \varphi \quad \text{Eq. (4.11)}$$

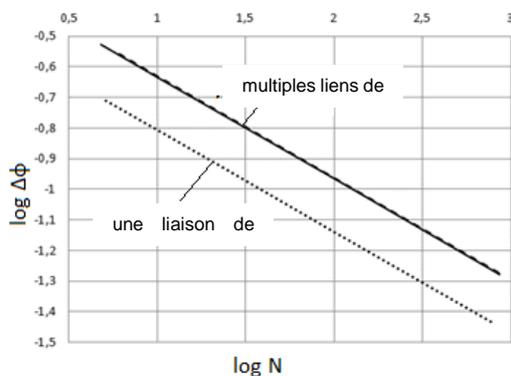


Figure. 4.15: Diagrammes de fatigue oligocyclique $\log \Delta \varphi - \log N$

4.5 RÈGLES DE CONCEPTION

Les conclusions des études analytiques et numériques ont été résumées dans un guide de conception pour l'application pratique. La méthodologie de conception, décrite dans le guide de conception, est fondé sur les dispositions de la norme EN 1993-1-1 [17] et EN 01/01/1998 [13]. Certaines clauses de la norme EN 01/01/1998 ont été correctement réarrangé pour couvrir l'utilisation des liens de chevilles par les dispositions du Code normales. Il inclut également des détails structurels et les mesures de construction.

4.5.1 Pré-dimensionnement

Comme mentionné précédemment (section 4.2), le système fonctionne comme FUSEIS1 un poutre Vierendeel vertical. Considérant que le «lien pin FUSEIS» résiste seul les charges latérales de la structure, une estimation approximative du nombre requis de systèmes FUSEIS pour un bâtiment dans chaque direction et le type de leurs sections peut être fait à partir du modèle d'état limite théorique de le système (section 3) selon l'équation suivante (4.12). Ce calcul est basé sur l'hypothèse que, à l'état limite ultime atteignent toutes les chevilles, les éléments dissipatifs du système, leur capacité de moment.

$$m = \frac{V_B}{V_{story}} \quad \text{Eq. (4.11)}$$

Lorsque V_B est le cisaillement de base total de l'immeuble et V_{story} est le cisaillement de l'étage du système de liaison de la cheville FUSEIS basé sur la théorie des poutres Vierendeel vertical (équation (4.4)). Les sections de poteaux sont choisis principalement de l'examen de rigidité afin de limiter les effets de 2e ordre. Cependant, pour m égal systèmes de FUSEIS les poteaux doivent résister à au moins une force axiale égale à:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L} \quad \text{Eq. (4.12)}$$

Où M_{ov} est le moment de renversement du portique. La méthode ci-dessus donne les grandes orientations pour la conception du système; mais les sections de poutres et de poteaux, ainsi que le nombre de systèmes requis ne peuvent être estimés à partir des critères de résistance à eux seELU. La rigidité du système doit également être contrôlé par la limitation des déformations afin de limiter les effets de 2e ordre conformément aux dispositions de EN1998-1-1 [13].

4.5.2 Dimensionnement par analyse élastique linéaire

Les règles de conception visent à faire en sorte que cédant, aura lieu dans les

chevilles avant tout cédant ou non ailleurs. Par conséquent, la conception des bâtiments avec liaison cheville FUSEIS est basée sur l'hypothèse que les chevilles sont capables de dissiper l'énergie par la formation de mécanismes de pliage en plastique. La méthodologie de conception suivante peut être appliquée:

1) Simulation

Dans l'état actuel de la technique, un bâtiment avec des liens de cheville FUSEIS peut être simulé avec un modèle linéaire élastique par des éléments de poutre appropriés. Les éléments de poutre représentant les liens de cheville FUSEIS sont divisés en trois parties avec des sections transversales différentes: les poutres de réceptacle au niveau des extrémités et la cheville affaiblie dans le milieu. Pour permettre l'action Vierendeel les joints entre les poutres et les poteaux de réceptacle du système sont simulés en tant que semi-rigide. zones rigides doivent être fournis par les centres de poteau à la poteau fait face à considérer leur longueur claire dans l'analyse et exclut donc les flexibilités des poutres inexistantes. De cette manière, la véritable flexibilité du système et la force sont comptabilisés.

Les joints entre les poutres de plancher et les poteaux du système sont formées comme simples pour éviter leur conception par des considérations de conception en capacité en ce qui concerne les grosses poutres de plancher et d'introduire la conception en capacité en ce qui concerne les chevilles faibles seulement. joints poutre-poteau étage du portique principal peuvent être représentés en tant que semi-rigide, semi-rigide ou articulé, conformément à la connexion détaillant. Dans le premier et le second cas, les forces latérales sont partagées entre le MRF et le système de liaison de la cheville FUSEIS tandis que dans le troisième système résiste à lui seul la totalité de l'action sismique. Les bases de toutes les poteaux du bâtiment sont articulés.

Analyses sur des portiques de renforcement avec le système montré que lorsque des connexions rigides sont utilisées, les poutres du portique principal doivent être capacité conçu pour résister à des charges latérales et donc l'utilisation d'un second système comme FUSEIS conduit à un plus lourd, la structure plus coûteux et peut être omis. Au contraire, les connexions sont articulées en option mais plus défavorable pour le système FUSEIS, qui doit être extrêmement rigide et lourd avec des sections surdimensionnés qui sont difficiles à installer et réparer. La solution la plus efficace est l'utilisation de connexions semi-rigides qui offrent les avantages des deux solutions ci-dessus et en plus ils sont plus faciles à réaliser dans la pratique et limiter les dégâts dans les axes menant à une conception plus économique. Dans ce type de connexions de la capacité de rotation de la θ_p rotule en plastique doit dépasser 40mrad pour assurer que cette zone ne donnera pas avant les chevilles. Cette valeur est dérivée de la non - linéaire des analyses sur des ossatures avec des « liens de chevilles FUSEIS » et est un peu plus élevé que

la valeur correspondante indiquée dans EN1998-1-1 [13] pour le poutre de joints de poteau dans MRF.

2) Analyse

analyse linéaire statique est réalisée sous charge morte et en direct et les éléments du portique principal sont dimensionnés selon les dispositions du 1993-1-1 [17] à ELU et ELS. Le procédé classique pour le calcul des forces internes sous charge sismique est l'analyse du spectre de réponse multi-modal, où le nombre de modes de vibration considérés dans chaque direction est telle que la somme de la masse effective est au moins égale à 90% du total Masse. Le spectre de conception doit être définie avec un facteur de comportement maximal égal à 3, qui a été confirmée par des analyses statiques non linéaires (Pushover).

3) Limitation du drift inter-étage

Limitation du drift inter-étage assure la protection des éléments non structuraux sous chargement sismique et se compose d'un critère de base pour la conception de «lien de cheville FUSEIS». Il fournit une estimation des dommages pour les différents niveaux de performance et définit la répartition de la rigidité dans la structure et, éventuellement, la taille et le type des sections transversales appliquées sur le système.

Dans l'analyse linéaire des déplacements induits par la conception action sismique d_s sont calculées sur la base des déformations élastiques DE du système structural par le biais de l'expression:

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Eq. (4.13)}$$

Dans le cas où les rapports de capacité des éléments dissipatifs (w) est bas, le calcul de la conception inter-étage la drift basée sur d_s est conservateur et un facteur donc réduction ($q\Omega$) égal au rapport des capacités des chevilles peut être utilisé comme suit:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \quad \text{Eq. (4.14)}$$

La conception drift inter-étage d_r est définie comme la différence entre les déplacements latéraux moyenne en haut et en bas de l'étage à l'étude. En fonction du type de non - éléments de structure (matériaux fragiles, ductile ou non connecté) et la classe d'importance du bâtiment, la conception inter-étage drift d_r est comparée aux valeurs correspondantes du Code. La conception optimale est obtenue lorsque les drifts inter-étage maximales de la structure sont proches des valeurs limites. Étant donné que les déplacements horizontaux sont multipliés par le facteur de comportement de la limitation du drift inter-étage ne dépend pas d'elle.

4) effets de second ordre

L'influence possible des effets de 2e ordre doit être contrôlé par la limitation du coefficient de sensibilité de drift inter-étage θ en dessous des valeurs limites du Code. Coefficient θ est calculé à partir de l'équation (4.16) pour chaque étage dans des directions x et y de l'immeuble.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \quad \text{Eq. (4.15)}$$

Où P_{tot} est la charge totale de la gravité et au-dessus de l'étage considérée dans la situation de la conception sismique et V_{tot} est le cisaillement de l'étage sismique. En variante, le coefficient de sensibilité de drift inter-étage θ peut être calculé de façon plus précise par une analyse de flambement linéaire par l'intermédiaire du facteur α_{cr} , le facteur par lequel le chargement de la conception devrait être augmentée pour provoquer une instabilité élastique dans un mode global. L'analyse est effectuée dans des conditions de charges de gravité constant de la combinaison sismique ($1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q$) et produit les modes de flambement. Les modes qui se déplacent le bâtiment à des directions x et y sont choisis et les valeurs de α_{cr} correspondant sont calculés comme suit:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad \text{Eq. (4.16)}$$

Où est la F_{cr} charge critique de flambement élastique pour le mode d'instabilité global basé sur des raideurs élastiques initiales et est F_{Ed} la charge de la conception pour la combinaison sismique.

Pour prendre en compte les déplacements inélastiques du bâtiment, α_{cr} est divisé par le facteur q . Les valeurs de θ dans ce cas sont données par l'équation (4.18).

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \quad \text{Eq. (4.17)}$$

Les dispositions pertinentes du Code exigent des bâtiments que le coefficient de sensibilité de drift inter-étage est limitée à $\theta \leq 0,1$, si les effets de second ordre sont ignorés. Si $0,1 < \theta < 0,2$, les effets du second ordre peuvent approximativement être pris en compte en multipliant les effets de l'action sismique pertinents par un facteur égal à $1 / (1 - \theta)$. Si $0,2 < \theta < 0,3$ seconde analyse d'ordre plus précis applique. En tout cas il est $\theta < 0,3$.

5) vérifications des éléments dissipatifs

Les tiges doivent être vérifiées pour résister aux forces internes et des moments de la combinaison sismique la plus défavorable et remplir les conditions suivantes:

a) Forces axiales

Il convient de vérifier que le moment plastique rempli de forces de résistance et de cisaillement ne sont pas diminuée par les forces de compression par l'inégalité (4.19):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \leq 0.15 \quad \text{Eq. (4.18)}$$

b) résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement est vérifiée avec des critères de conception de capacité, étant donné que les rotules en plastique sont développées au niveau des deux extrémités de la partie affaiblie de la tige en même temps.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. (4.19)}$$

Où $V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{l_{pin}}$ est la force de cisaillement de conception de capacité due à

l'application de moments de résistance $M_{pl, goupille, Rd}$ dans la direction opposée et $V_{pl, goupille, Rd}$ est la résistance au cisaillement de la section affaiblie de la tige.

c) Capacité Moment

Il a été constaté dans les essais que la pleine résistance au moment se développe dans les tiges affaiblies malgré la présence de cisaillement élevé. Par conséquent, il est essentiel pour le contrôle des chevilles considérant que leur longueur est telle qu'un mécanisme de flexion se développe. La capacité du moment est vérifiée comme suit:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \leq \frac{1}{\Omega} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (4.20)}$$

Lorsque M_{Ed} est le moment de flexion conception, $M_{pl, goupille, Rd}$ est le moment de la conception de la résistance plastique de la section de cheville affaiblie et Ω est le surrésistance de la section de cheville affaiblie.

Afin de veiller à ce que $M_{pl, goupille, Rd}$ ne sera pas réduite en raison de l'influence d'un cisaillement, la longueur et l'épaisseur de la cheville affaiblie doit être telle que le rapport entre le jeu de cisaillement et la résistance au cisaillement dans l'équation

(4.20) est inférieure ou égal à 0,5. Dans ce cas, la longueur de la partie affaiblie de la cheville est bien au-dessus de la longueur calculée à partir de l'équation (4.22).

$$l_{pin} \geq \frac{4 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{V_{pl,pin,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,pin}}{A_v / \sqrt{3}} \quad \text{Eq. (4.21)}$$

d) Comportement global dissipatif

Pour obtenir un comportement dissipatif global de la structure, il faut vérifier que les rapports maximaux Ω sur toute la structure ne diffèrent pas de la valeur minimale Ω de plus de 25%.

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (4.22)}$$

e) rotations Pin

Etant donné que la longueur de la partie affaiblie de la LPIN chevilles est beaucoup plus petite que les poteaux entr'axe L , les rotations des chevilles considérables se développent lors de l'excitation sismique. Cependant, les tests ont montré que ces rotations peuvent être logés par les chevilles. Afin de faire en sorte que la rotation des chevilles sont inférieurs à ceux atteints dans les tests, le contrôle supplémentaire dans l'équation (4.24) doit être vérifiée. La valeur limite de θ_{pl} , la cheville est calculée en considérant que le θ_{gl} de drift globale inter-étage est égale à 1,38%, la valeur à laquelle les portiques avec des liens de chevilles FUSEIS atteint la charge horizontale maximale lors des essais et est défini comme la limite à l'ELU (section 4.2.2). Considérant réceptacles rigides comme dans les essais, les rotations d'accords de chevilles sont déterminées à partir de:

$$\theta_{pin} \leq \theta_{pl,pin} = \frac{L}{l_{pin}} \theta_{gl} \quad \text{Eq. (4.23)}$$

6) vérifications des éléments non dissipatifs

Les éléments non-dissipatifs, les poteaux du système, les poutres de réceptacle et leurs connexions, doivent avoir une capacité conçue pour les valeurs accrues des forces internes par rapport à celles dérivées des analyses avec la combinaison sismique la plus défavorable, pour faire en sorte que la rupture des chevilles se produit en premier.

b) Les poteaux et les poutres FUSEIS de réceptacle doivent être vérifiées pour résister aux effets de l'action de la conception en capacité comme suit:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (4.24)}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Eq. (4.25)}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (4.26)}$$

Où $N_{Ed, G}$ ($M_{Ed, G}$, $V_{Ed, G}$) sont les forces axiales (forces de cisaillement et des moments de flexion en conséquence) en raison des actions non-sismiques inclus dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul, $N_{Ed, E}$ ($M_{Ed, E}$, $V_{Ed, E}$) sont les forces axiales (forces de cisaillement et les moments de flexion en conséquence) en raison de l'action sismique de calcul,

$\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl, pin, Rd, i}}{M_{Ed, i}} \right\}$ est le facteur surrésistance minimum pour tous les

repères dans le bâtiment, voir l'expression (5.10), $\gamma_{ov} = 1,25$ est le facteur surrésistance la matière, voir l'expression (2.1), $\alpha = 1,5$ est un facteur surrésistance supplémentaire provenant de l'analyse non linéaire pour faire en sorte que la les repères affaiblies donneront avant le reste des éléments de structure. Le facteur de grossissement total des charges sismiques ne peut pas dépasser la valeur du facteur de comportement utilisé dans l'analyse. La sélection des dimensions de cheville doit être telle que la valeur de Ω est proche de 1 et le stress réel de performance de l'acier à peu près égale à sa valeur nominale afin de parvenir à une conception économique.

c) La résistance au moment de la pleine section de la cheville doit être vérifiée lors de sa zone de contact avec la plaque frontale des réceptacles, conformément à:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl, Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (4.27)}$$

Où $M_{CD,Ed} = \frac{l}{l_{pin}} M_{pl, pin, Rd}$ est le moment de flexion conception de capacité (l est la longueur entre les plaques frontales des réceptacles) et $M_{pl, Rd}$ est le moment de flexion de la conception de la section pleine de la cheville.

d) Catégories B et C des assemblages vissés avec des boulons à haute résistance de la catégorie 8,8 ou 10,9 doit être utilisé entre les poteaux du système et les réceptacles. Ces connexions doivent avoir surrésistance suffisantes pour assurer que leur performance aura lieu après la plastification des chevilles. Le moment de flexion conception de la capacité de la connexion est:

$$M_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{L_{net}}{I_{pin}} M_{pl,pin,Rd} \quad \text{Eq. (4.28)}$$

Lorsque L_{net} est la longueur totale de la liaison entre les brides des poteaux. La force de cisaillement de conception de capacité de la liaison est calculée comme suit:

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{I_{pin}} \quad \text{Eq. (4.29)}$$

4.5.3 Dimensionnement par analyse non - linéaire (Pushover)

1) Le modèle structurel utilisé pour l'analyse élastique doit être étendue pour inclure la réponse des éléments structurels au-delà de l'état élastique et estimer les mécanismes plastiques attendu et la distribution des dommages.

2) Etant donné que les éléments ductiles sont les chevilles FUSEIS, rotules en plastique potentiels sont insérés au niveau des extrémités de leurs parties affaiblies. Ces rotules sont de type M3 de flexion et leurs propriétés ont été déterminées à partir de l'étalonnage des résultats expérimentaux.

3) Figure. 4.16 résume les propriétés non-linéaires proposées. Il convient de noter que les valeurs limites qui définissent le performance (B) et de la rupture des points (C) sont inférieures à la mesure correspondante pendant les essais où le système a affiché des surrésistance significative en raison de l'écroûissage et de l'action de la caténaire. Cependant, pour la conception des bâtiments avec le système une approche plus prudente est adoptée afin que produisant des chevilles commence lorsque leur est épuisé (théorie de la poutre Vierendeel) résistance en plastique de flexion. Figure. 4.16 comprend également les valeurs limites pour les trois niveaux de performance: occupation immédiate (IO), Life Safety (LS) et Réduire la prévention (CP).

4) Les propriétés d'articulation des éléments non dissipatifs sont calculés conformément aux dispositions de codes pertinents (par exemple FEMA-356 [18]). Propriétés de rotule en plastique pour les réceptacles doivent être de type flexion (rotule M3), tandis que dans les poteaux de l'interaction entre les moments de flexion et les forces axiales (rotules P-M3) doit être pris en compte.

Point	M / M _{pl, pin}	θ / θ _{pl, pin}	
UNE	0	0	
B	1	0	

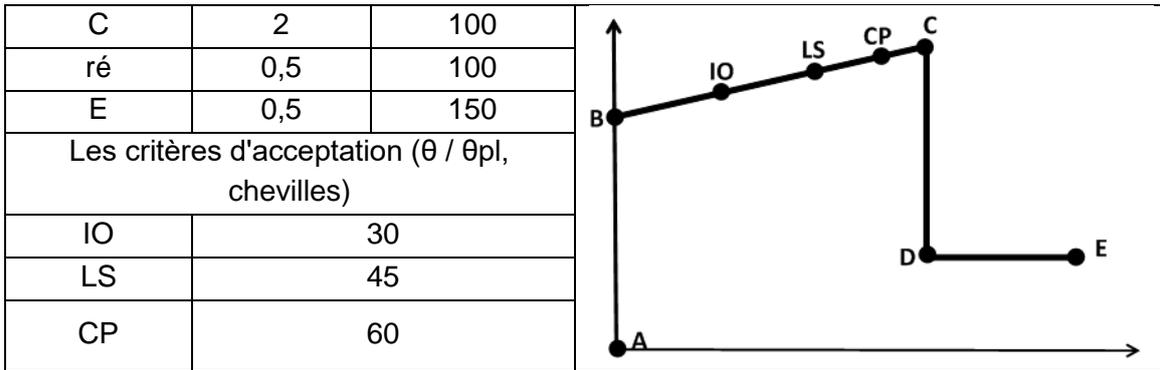
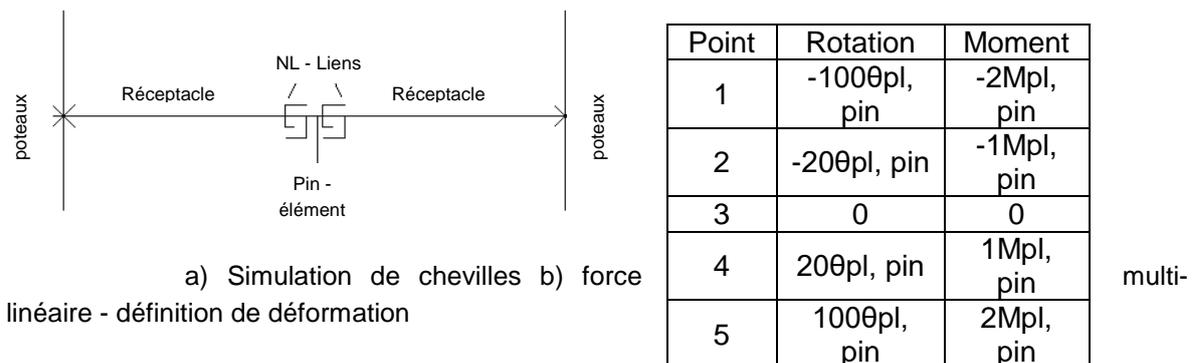


Figure. 4.16: Projet non – linéaire : paramètres des rotules

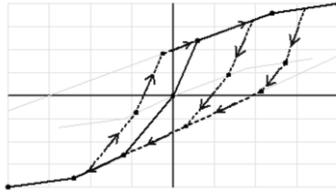
4.5.4 Dimensionnement par analyse dynamique non-linéaire

1) Il doit être effectué afin de définir une réponse en fonction du temps des bâtiments en acier lorsqu'ils sont conçus conformément aux dispositions du EN1998-1-1 dans des conditions réelles du tremblement de terre. L'analyse offre la possibilité de limiter les dommages après un événement sismique en évaluant et en éliminant les drifts résiduelles de la structure. Si le système de liaison de la cheville FUSEIS est conçue de façon appropriée, il peut fonctionner comme un système d'auto-centrage, avec pratiquement zéro drifts résiduelles.

2) Afin d'obtenir la réponse non linéaire de la cheville, il est modélisé comme suit: deux éléments de liaison en matière plastique multi-linéaires d'une longueur approximativement égale à 25% de sa longueur sont affectées aux extrémités et la partie médiane restante est simulé en tant que poutre de la section transversale initiale (Figure. 4.17une). Le comportement de la liaison non linéaire est définie que pour le degré de liberté de rotation par rapport à l'axe principal d'inertie, tandis que les degrés de liberté restants sont modélisés sous forme linéaire. Les propriétés non-linéaires appliqués comprennent une entrée de rotation du moment avec les capacités des moments positifs et négatifs correspondant à la capacité de moment plastique et de la rigidité initiale de la cheville en cours de moments positifs et négatifs (Figure. 4.17b). Le type d'hystérésis doit être celle fournie par le modèle cinématique plastique multi-linéaire (Figure. 4.17 c).



a) Simulation de chevilles b) force linéaire - définition de déformation



c) modèle cinématique plastique multi-linéaire

Figure. 4.17: Lois proposées pour simulation des liens non-linéaires

3) Les rotations en plastique sont considérables en raison de la faible longueur de la cheville. Temps non-linéaire des analyses d'étage doivent être utilisées pour déterminer l'indice de dommages pour les cycles d'amplitude variable par le Palmgren - Miner loi de l'accumulation de dommages (équation (4.9)). Le nombre de cycles à soutenus par le système est dictée par des considérations de fatigue à faible cycle, qui traitent des étages de déformation et de déformation plutôt que les étages de stress (haute - fatigue du cycle). Les gammes de drift (AOi) par cycle peuvent être appliquées à la courbe de fatigue expérimentale (défini dans le chapitre 4.4.2.4, équation (4.11)) pour calculer le nombre de cycles correspondants N. Le calcul est basé sur l'hypothèse que les poutres de réceptacle rester rigide.

4.6 ANALYSES SUR PORTIQUES 2D

Les équations, les propriétés des éléments, des recommandations de conception, des contrôles critiques et facteur de comportement proposé, inclus dans le Guide de conception, ont été vérifiées par des analyses numériques sur des portiques réelle 2D avec des liens de chevilles FUSEIS avec l'utilisation du SAP2000 logiciel [20]. Au départ, les portiques ont été conçus par l'analyse élastique à l'ELU et ELS. Analyses statiques et non linéaires dynamiques suivies pour étudier leur comportement au-delà de la plage élastique et confirmer le facteur de comportement $q = 3$.

4.6.1 Description des portiques examinés

4.6.1.1 Géométrie et hypothèses

L'étude de cas présentée ci-après a été basée sur l'extraction d'un portique plan à partir d'une construction composite à cinq étages, Figure. 4.18. La ossature est composée d'une ossature de PF semi-rigide (structure partiellement instant fixe) avec trois baies de 6 m et un système de liaison de la cheville FUSEIS appliquée à son extrémité pour fournir une résistance sismique. Les poteaux ont des sections creuses rectangulaires (RHS) et les poutres de plancher composée de poutres en acier avec une large bride I-sections (HEA-type) qui ont agi de manière composite avec les dalles de béton (C25 / 30, B500C), sauf aux extrémités poutre où le béton dalle n'a pas été connecté à la poutre en acier.

Le système se composait d'une paire de poteaux creuses solides dans un centre-à-centre de 2,0 m et cinq liaisons par étage avec chevilles circulaires avec une longueur nette de 200 mm. Un lien a été fourni au niveau de la fondation et les poutres de réceptacle a des sections creuses rectangulaires et carrées (RHS, SHS) et ont été reliés rigidement aux poteaux du système. Les sections transversales des poutres qui en résultent pour HEA260 et poteaux SHS200x15 du portique principal semi-rigide sont indiqués dans Figure. 4.18. Table 4.2 résume les diamètres des goupilles fusibles dans la partie affaiblie, les sections transversales des poteaux et des réceptacles du système. Les chevilles dissipatrices avaient nuance d'acier inférieure (S235) que le reste des éléments structurels (S355). La production de pin n'a pas été considéré comme entièrement contrôlée, de sorte que les propriétés du matériau de la cheville devaient se conformer à l'équation (4.1) avec $\gamma_{ov} = 1,25$. Ce facteur a également été surrésistance pris en compte dans la conception en capacité.

Table 4.2: sections transversales des chevilles, des poteaux et des réceptacles

Étage	Pins Φ (mm)	Les poteaux système	Poutres Réceptacle
1	95	RHS 400x300x35	RHS 260x220x25
2	90	RHS 400x300x35	RHS 260x220x25
3	85	RHS 400x300x20	SHS 240x20
4	80	RHS 400x300x20	SHS 240x20
5	70	RHS 400x300x20	SHS 240x20

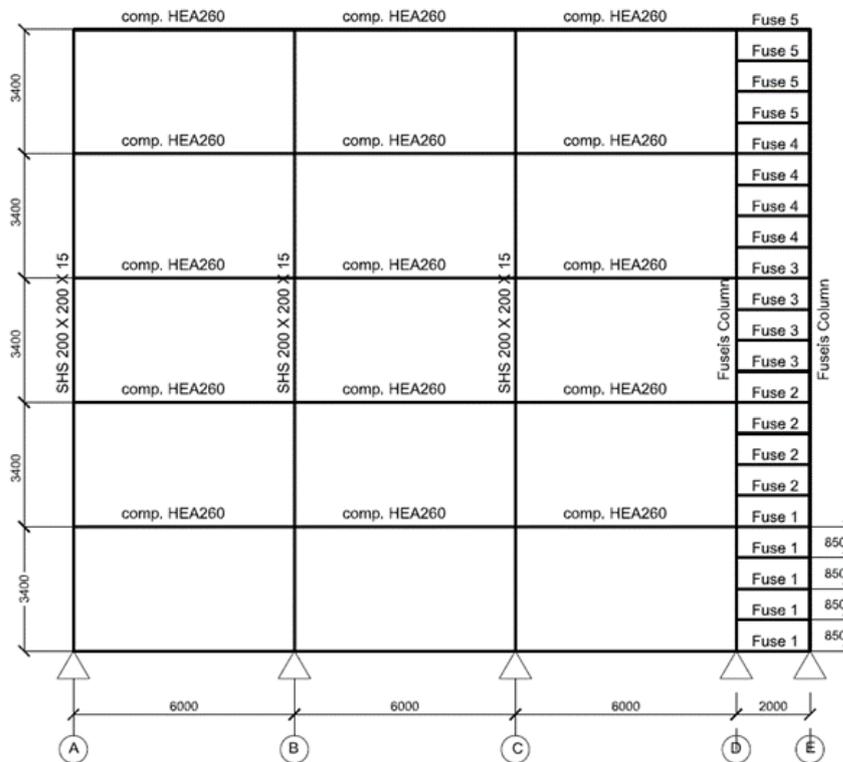


Figure. 4.18: Exemple 2D

Table 4.3 comprend les hypothèses de la pesanteur et aux charges sismiques. Les poids mort et vivantes considérées étaient égales à 2.00kN / m². Considérant que les ossatures planes égales ont été placés à une distance de 8 m dans le bâtiment, les charges linéaires correspondantes sur les poutres étaient 16.00kN / m.

Table 4.3: hypothèses de charges

charges verticales	
poids mort en dehors du poids propre - G	2.00kN / m ²
Surcharges – Q	2.00kN / m ²
charges sismiques	
spectres de réponse élastique	Type 1
accélération du sol pic	A = 0,36 g
Classe d'importance II	= 1.0 (yi bâtiments ordinaires)
Type de sol	$\beta = 0,15$ (TB, TC s = 0,50 s)
coefficient de comportement proposé q	3
Rapport d'amortissement	5%
Facteurs de charges d'exploitation pour peigne sismique.	$\varphi = 1,00$ (toit), $\varphi = 0,80$ (étages avec occupation corrélées)
coefficient de combinaison sismique pour la valeur quasi-permanente des actions variables	$\psi_2 = 0,30$

4.6.1.2 Simulation

Le modèle structurel est un modèle linéaire élastique avec des éléments de poutre et a été formé selon les règles données dans la section 4.5.2 (1) comme suit:

- 1) Etant donné que les joints entre les poutres principales du plancher de ossature et les poteaux étaient semi - rigides, des ressorts de rotation ont été attribués à des poutres se termine à introduire ces conditions de fixité partielles ayant des propriétés déterminées conformément à l'EN1994-1-1 [21] et EN1993-1- 8 [22]. La structure a été désignée comme FUSEIS + PF pour indiquer le fait que le système résistant sismique est une combinaison du système FUSEIS et un portique de moment partiellement fixe.
- 2) Les poutres principales du plancher de ossature ont été divisées en trois segments; des sections d'acier ont été assignés aux extrémités (0,15L) où les moments négatifs se développent et la dalle de béton ne porte pas de charge due à l'analyse de craquage (EN1994-1-1 [21]) et des sections de poutres composites, comprenant des poutres en acier et associés 15 cm de la dalle en béton sur toute sa largeur effective dans la partie médiane. décalages de longueur d'extrémité rigides ont été inclus dans les poutres à considérer leur longueur claire et leur rigidité réelle dans l'analyse.
- 3) Les éléments de poutre représentant les liaisons de chevilles FUSEIS ont été divisés en trois parties avec des sections transversales différentes: les poutres de réceptacle au niveau des extrémités et la cheville affaiblie dans le milieu. Les joints entre les poutres et les poteaux de réceptacle du système ont été considérés comme rigide.
- 4) Les joints entre les poutres de plancher et les poteaux du système ont été considérés comme simples. bases de poteaux ont été conçues et formées comme articulé pour empêcher un transfert moment à la fondation.

4.6.2 Analyse spectrale

analyse du spectre de réponse multimodale a été effectuée et les résultats sont résumés dans le Table 4.4. Le premier et le second modes, qui sont activés en translation, plus de 90% de la masse.

Table 4.4: Rapport de masse participante et de périodes

Non Mode	Eigen Période (s)	Participant rapport massique (%)	Total (%)
1	0,990	74,80	93,60
2	0,295	18,80	

Selon EN1998-1-1 lorsque $T_B \leq T \leq T_D$ la limite inférieure de la gamme de conception horizontale doit être vérifiée par l'équation (4.31):

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{Eq. (4.30)}$$

Lorsque V_{tot} est le cisaillement de base total de l'analyse du spectre de réponse, P_{tot} est la force axiale totale de la masse effective de la ossature pour la combinaison sismique et $\beta = 0,2$ est le facteur limite inférieure de la gamme de conception horizontale. Le chèque a été vérifié et il n'y avait pas besoin d'une augmentation du cisaillement de base (Table 4.5).

Table 4.5: Contrôle de la limite inférieure du spectre de conception horizontale

V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	V_{tot} / P_{tot}	β_{ag}
716	4666	0,153	0,072

4.6.3 conception sismique

Il est à noter que pour la conception sismique des conditions suivantes devaient être remplies conformément aux règles de conception décrites à la section 5.2 et EN 01/01/1998 [13] règles.

4.6.3.1 Limitation du drift inter-étage

Considérant que le bâtiment a des éléments non ductiles de structure est vérifiée l'équation (4.32) suivante.

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 3400 = 25.5 \text{ mm} \quad \text{Eq. (4.31)}$$

Où $v = 0,5$ est un facteur de réduction des déplacements de conception en raison de la classe importance du bâtiment (bâtiments ordinaires) et h est la hauteur de l'étage. Table 4.6 comprend les résultats de l'analyse; le chèque est vérifié pour toutes les étages avec des valeurs bien inférieures à la valeur limite 25.5mm. La sélection des poteaux et des poutres du réceptacle de sections est définie par cette vérification.

Table 4.6: Limitation du drift inter-étage

Étage	1	2	3	4	5
d_e , top (mm)	8,20	19,10	32,80	47,50	61,00
d_e , fond (mm)	0,00	8,20	19,10	32,80	47,50
$d_r = (d_e, \text{dessus} - d_e, \text{en bas}) \cdot q$ (mm)	24,6	32,70	41,10	44,10	40,50
$d_r \cdot v$	12,3	16,35	20,55	22,05	20,25

4.6.3.2 effets de second ordre

Une analyse linéaire instabilité pour la combinaison sismique $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q$ a été réalisée afin de contrôler les effets de 2e ordre. A partir de cette analyse, les modes critiques de flambement et les facteurs de flambement correspondants dérivés. Le mode de flambement qui se déplaçait le portique avec $PGA = 0,36 \text{ g}$ est donnée dans le Figure. 4.19.

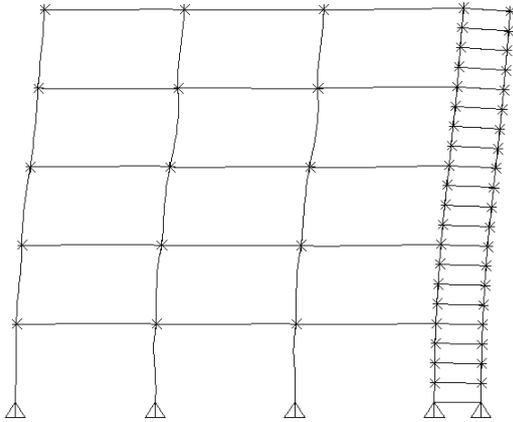


Figure. 4.19: 1er instabilité (SAP2000 [20])

Les valeurs de θ ont été calculées à partir des facteurs critiques de flambement et il a été vérifié si les effets d'ordre 2 doivent être pris en compte (Table 4.7). Depuis $\theta < 0,1$, 2e effets de l'ordre ont été négligés.

Table 4.7: effets de second ordre

Les facteurs critiques de flambement	α_{cr}	θ	β multiplicateurs de charge sismique
47,30	15,77	0,063	1.00

4.6.3.3 éléments dissipatifs - chevilles

Les chevilles FUSEIS ont été conçues pour résister aux forces de la combinaison la plus défavorable sismique $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \cdot \phi Q + Ex$. La longueur minimale requise pour assurer le développement d'un mécanisme de cintrage au niveau des axes est calculée à partir de l'équation (4.22) et est compris entre 114mm - 154mm. Par conséquent, la longueur de la partie affaiblie de la cheville a été prise égale à 200 mm qui est beaucoup plus élevé que le nécessaire. Table 4.8 à Table 4. résumer les résultats de toutes les vérifications des chevilles. Table 4. comprend également la cheville des valeurs utilisées pour Ohm excédant les limites de vérifier le comportement dissipatif global du système qui est assurée lorsque les valeurs de toutes les Ohm chevilles dans toutes les étages diffèrent pas plus de 25% de sa valeur minimale.

Table 4.8: Contrôle des forces axiales

Étage	NEd (kN)	NPL, goupille, Rd (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \leq 0.15$
1	59,40	1655,11	0,04
2	76,00	1485,44	0,05
3	74,40	1324,93	0,06
4	75,00	1173,59	0,06
5	123,00	898,41	0,14

Table 4.9: Contrôle des forces de cisaillement

Étage	VEd (kN)	V _{pl, pin, Rd} (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl, pin, Rd}} \leq 0.50$
1	332,53	862,91	0,39
2	282,71	774,17	0,37
3	238,29	690,60	0,35
4	198,60	611,90	0,32
5	133,03	468,36	0,28

Table 4.10: Contrôle des moments de flexion

Étage	MED (kN.m)	M _{pl, goupille, Rd} (kN.m)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl, pin, Rd}} \leq 1.00$	$\Omega = \frac{M_{pl, pin, Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25$
1	28,70	33,25	0,86	1,16	1.09
2	26,30	28,27	0,93	1,07	
3	20,40	23,83	0,86	1,17	
4	17,20	19,86	0,87	1,15	
5	11,40	13,30	0,86	1,17	

Il a également été vérifié que les rotations d'accords de chevilles ont été inférieurs à ceux atteints dans les tests. Il a été vérifié que:

$$\theta_{pin} \leq \theta_{pl, pin} = \frac{2000}{200} \cdot 1.38\% = 13.8\% (138mrad) \quad \text{Eq. (4.32)}$$

Les valeurs de θ_{pin} sont données dans Table 4.10, On peut constater qu'ils sont inférieurs à la valeur limite.

Table 4.10: les rotations des chevilles θ_{pin} (en%)

Étage	θ_{pin} (%)
1	1.19
2	1,30
3	1.21
4	0,96
5	0,72

4.6.3.4 poteaux système, poutres de réceptacle et section brute de cheville

Les poteaux du système et les poutres de réceptacle sont conçus selon des critères de conception de capacité en accord avec les équations (4,25) - (4,27) en tenant compte du facteur surrésistance minimum Ω pour toutes les chevilles, le matériau facteur surrésistance, un facteur surrésistance supplémentaire $\alpha = 1,5$ dérivé de l'analyse non linéaire et le β multiplicateur de charge sismique dérivée de la limitation des effets de 2e ordre. Les coefficients d'utilisation des poteaux du système et les poutres de réceptacle ont été calculées selon les dispositions du 1993-1-1 [17] et étaient inférieurs à 1 (Table 4.11).

Table 4.11: facteurs d'utilisation des poteaux du système et les poutres de réceptacle

Poteaux FUSEIS lien chevilles		poutres Réceptacle	
RHS400x300x20	0,776	RHS 240x240x20	0,758
RHS400X300x35	0,903	RHS 260x220x25	0,854

La résistance à la flexion de la partie pleine de la cheville au niveau du contact de la cheville avec les plaques frontales des réceptacles M_{pl} , R_d drift de la résistance à la flexion de la section de cheville affaiblie de l'équation (4.28). Comme représenté sur la Table 4.12 les valeurs calculées sont inférieures aux résistances de flexion correspondantes dans tous les étages.

Table 4.12: vérification de la section complète de cheville

Étage	MED (kNm)	M_{pl} , R_d (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.00$
1	49,88	52,13	0,96
2	42,41	52,13	0,81
3	35,74	52,13	0,69
4	29,79	52,13	0,57
5	19,96	52,13	0,38

4.6.4 Analyses statiques non-linéaires (Pushover)

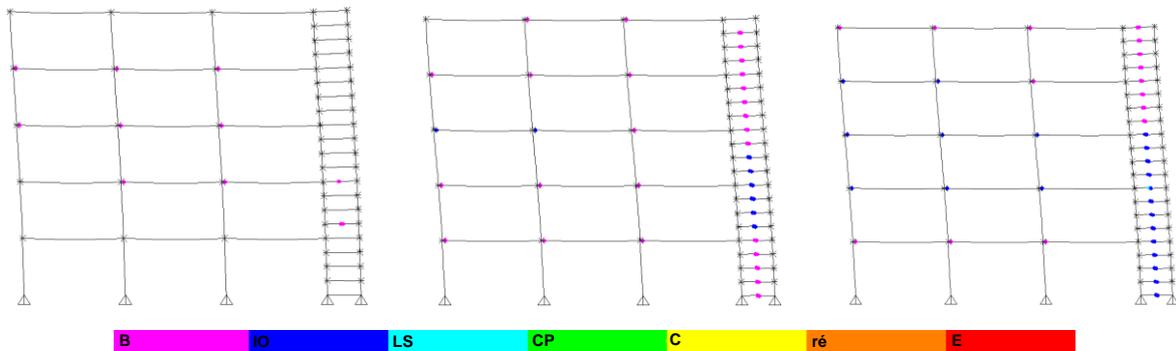
4.6.4.1 Évaluation du comportement non linéaire des portiques

analyse statique non linéaire (pushover) a été réalisée pour vérifier le mécanisme de l'effondrement et de vérifier le coefficient de comportement utilisé dans l'analyse linéaire. Les résultats présentés ci-après sont conformes au mode fondamental de vibration, y compris les effets P-Delta. rotules plastiques non linéaire de type de pliage M3 ont été répartis au niveau des extrémités des parties affaiblies des chevilles, leurs propriétés étant déterminées à partir des résultats d'étalonnage et d'analyse des enquêtes expérimentales (règles de conception, Figure. 4.16). Pour les portiques à l'étude des rotations limites allaient 55-109 mrad pour les petites chevilles $\phi 70$ et 40 à 80 mrad pour les grandes D95 chevilles, en fonction du niveau de performance (IO, LS, CP). Ces valeurs étaient bien inférieures à 225 mrad qui ont été atteint dans les expériences.

rotules plastiques non-linéaires ont également été introduites au niveau des extrémités du reste des éléments de structure. Les propriétés d'articulation des ressorts de rotation simulant l'articulation semi-rigide étaient de type flexion (rotule M3) et ont été calculées pour des moments positifs et négatifs. La capacité de rotation de la région de rotule plastique θ_p était égal à 40 mrad (Section 5.2 (1)). Comme il est indiqué dans les règles de conception, les propriétés de rotule en plastique pour les réceptacles étaient également de type flexion (rotule M3), tandis que dans les poteaux de l'interaction entre les moments de flexion et les forces

axiales (rotules P-M3) ont été pris en compte. Ces propriétés ont été calculées selon la FEMA 356 [18].

La distribution de rotule plastique au premier performance, à la pointe de la performance et à la drift maximale intestory expérimentale est donnée dans Figure. 4.20. On constate que les poteaux sont restées élastique et en ce que les rotules en plastique formées au niveau des chevilles et les extrémités des poutres de la demi - portique rigide. La capacité de déformation des tiges était épuisé à des étages 2-3, où la première des rotules en plastique est apparu. Il convient de noter que, à la drift inter-étage expérimentale maximale des essais, les rotules en plastique des chevilles sont au niveau de la performance LS et les rotules en plastique des poutres de la demi - portique rigide au niveau de performance IO.



a) performance initiale, b) Point de performance, c) la drift maximale expérimentale
Figure. 4.20: Structure déformée et la formation de rotule en matière plastique

Afin de vérifier la performance structurelle à excitations sismiques plus petits et plus, trois niveaux de conception, la maintenabilité (ELS), Édition Intégrale (ELU), Collapse (CPLS), ont été introduits. Cela a été fait par l'application d'un facteur d'échelle à la PGA du tremblement de terre de conception comme suit: facteur d'échelle ELS 0,5, facteur d'échelle ELU 1.0, CPLS facteur d'échelle 1,5. Pour ces niveaux de conception des points de performance ont été déterminées et les drifts inter-étage enregistrées. Table 4.13 montre les valeurs maximales des drifts inter-étage, les drifts enregistrées expérimentalement (section 4.2.2) et les valeurs proposées par la FEMA-356 [18] pour portiques contreventés en acier. On peut noter que les valeurs de drift d'analyse sont inférieurs à la expérimentale qui sont similaires à celles proposées par la FEMA-356 pour portiques contreventés en acier.

Table 4.13: Comparaison entre les drifts inter-étage expérimentaux, d'analyse et la FEMA (%)

Les états limites	Expérimental	Analytique	FEMA-356
			Les portiques contreventés
ELS	0,66	0,66	0,50
ELU	1,38	1.19	1.50
CPLS	2,25	1,82	2.00

La performance des bâtiments avec des liens de chevilles FUSEIS a également été évaluée pour différents types de joints poutre-poteau étage. Deux cas supplémentaires, avec des joints complètement retenus et simples, ont été examinés. Dans le premier cas, les ressorts de rotation ont été enlevés et la rotule propriétés de type de pliage (rotule M3) mis en place. La structure a été désignée comme FUSEIS + FR pour indiquer le fait que le système résistant aux secousses sismiques est une combinaison du système FUSEIS et un portique moment complètement retenu. Dans ce dernier cas rotules ont été introduites aux extrémités poutre ayant des propriétés non linéaires de type cisaillement (rotule V2). La structure a été désignée comme FUSEIS qui était le seul système de résistance sismique. Comme déjà mentionné la structure initiale avec les demi - joints poutre-poteau plancher rigide a été désigné comme FUSEIS + PF.

Les courbes de capacité des trois types de connexion mentionnées ci-dessus (FUSEIS + FR, FUSEIS + PF, FUSEIS), sont donnés dans le Figure. 4.21. La forme des courbes de capacité, indique que la plastification des chevilles individuelles n'a pas changé la pente de la courbe. Au contraire lorsque plusieurs chevilles sont devenues simultanément en plastique la pente de la courbe a changé et la structure est devenue plus douce. On observe que l'action MRF (FUSEIS + FR + ou FUSEIS PF) a augmenté la capacité de la ossature et a conduit à des drifts plus faibles par rapport au portique articulé (FUSEIS). Ces résultats confirment la section 5.2 (2) où le portique PF est proposé comme le système le plus efficace pour combiner avec lien pin FUSEIS car il exploite les avantages des deux MRF et le système FUSEIS et est plus facile à réaliser dans la pratique par rapport à FUSEIS + FR.

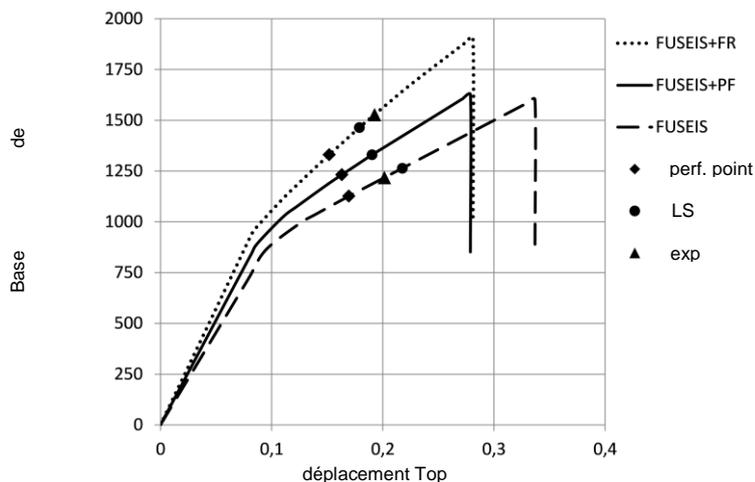


Figure. 4.21: Comparaison des courbes de capacité des portiques FUSEIS + FR, FUSEIS + PF FUSEIS

4.6.4.2 évaluation du facteur de comportement q

Pour l'évaluation du facteur de comportement (facteur Q) de la structure de la procédure décrite ci-dessous a été suivie. Le facteur de comportement a été définie

à partir de l'équation (4.34) comme le produit entre la ductilité (q_μ) et le surrésistance (Ω).

$$q = q_\mu \cdot \Omega \quad \text{Eq. (4.33)}$$

Dans Figure. 4.22 une courbe de capacité typique et les paramètres utilisés pour l'évaluation du facteur de comportement sont donnés. Le q_μ de ductilité est déterminé comme étant le rapport entre le déplacement réel lorsque les rotations des chevilles atteignent la drift expérimentale à ELU ou les δ_{LS} niveau de performance LS, exp, selon la valeur la plus défavorable, le déplacement élastique d'une δ_{el} système bilinéaire équivalent, l'équation (4.35).

$$q_\mu = \frac{\delta_{LS,Exp}}{\delta_{el}} \quad \text{Eq. (4.34)}$$

Surrésistance est défini comme étant le rapport entre la force d'élasticité ($V_{LS, Exp}$) du système bilinéaire à la force de conception (V_d) qui est calculée selon le premier mode de vibration, l'équation (4.37).

$$\Omega = \frac{V_{LS,Exp}}{V_d} \quad \text{Eq. (4.35)}$$

$$V_d = n \cdot M \cdot S_d(T_1) \quad \text{Eq. (4.36)}$$

Où n est le rapport massique participant du mode fondamental, M est la masse totale et $S_d(T_1)$ est l'accélération spectrale du spectre de la conception à la période fondamentale de vibration T_1 .

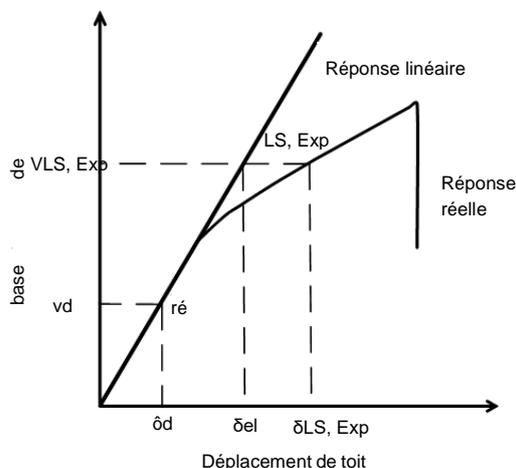


Figure. 4.22: Evaluation du facteur de comportement de la courbe de capacité

Les ductilité calculées, des facteurs excédant les limites et le comportement, du portique FUSEIS + PF sont donnés dans le Table 4.14. Q Le facteur calculé est supérieur à 3, la valeur considérée dans la conception.

Table 4.14: facteurs de comportement q

q_{μ}	Ω	q
1,48	2.08	3.07

4.6.5 analyses dynamiques non-linéaires (time history)

L'utilisation des enregistrements sismiques caractéristiques de mouvements réels forts, analyses dynamiques non-linéaires sur le portique de construction examinés ont été effectués afin de déterminer si la conception élastique avec des facteurs de comportement répond aux objectifs de performance sismique. Comme pour l'analyse statique non linéaire, les articulations simples poutre-poteau sol ont été examinés (FUSEIS), en plus de ceux semi-rigides (FUSEIS + PF). Les conditions de charge initiales sont les mêmes que dans l'analyse statique non linéaire en tenant compte des charges de gravité de la combinaison sismique. Les modèles utilisés dans les analyses précédentes ont été modifiées de manière appropriée afin d'inclure le comportement hystérétique des chevilles. liens avec des propriétés Non lineaire plasticité cinématique multi-linéaires, conformément à la section 5.4, ont été attribuées aux chevilles et sont donnés dans Table 4.15.

Table 4.15: propriétés lien Non-lineaire

Pin $\Phi 70$			Pin $\Phi 80$			Pin $\Phi 85$		
Point	θ (rad)	M (kNm)	Point	θ (rad)	M (kNm)	Point	θ (rad)	M (kNm)
1	-0,181	-26,61	1	-0,159	-39,72	1	-0,150	-47,66
2	-0,036	-13,30	2	-0,032	-19,86	2	-0,030	-23,83
3	0	0	3	0	0	3	0	0
4	0,036	13,30	4	0,032	19,86	4	0,030	23,83
5	0,181	26,61	5	0,159	39,72	5	0,150	47,66

Pin $\Phi 90$			Pin $\Phi 90$		
Point	θ (rad)	M (kNm)	Point	θ (rad)	M (kNm)
1	-0,141	-56,54	1	-0,141	-56,54
2	-0,028	-28,27	2	-0,028	-28,27
3	0	0	3	0	0
4	0,028	28,27	4	0,028	28,27
5	0,141	56,54	5	0,141	56,54

4.6.5.1 mouvement de sol

dynamique non-linéaire (historique de réponse) analyses ont été effectuées selon les procédures décrites dans la FEMA - P695 [23]. Le portique examiné a été soumis à une série d'enregistrements de mouvement au sol obtenus à partir de l'enregistrement champ lointain établi, car il est jugé approprié pour l'évaluation de l'effondrement des bâtiments. Cet ensemble comprend vingt-deux paires de composants de la plus grande treillisté des mouvements du sol horizontal à partir de la base de données PEER NGA et se réfère à des sites situés supérieure ou égale à 10 km de rupture de défaut.

Mise à l'échelle du mouvement du sol a été réalisée par le SeismoMatch logiciel [24] Qui est capable d'ajuster enregistrements de mouvements du sol de telle sorte que leur réponse spectrale d'accélération correspond à un spectre de réponse cible. La mise en correspondance des enregistrements a été basé sur la norme EN 01/01/1998 [13] règles pour accélérogrammes enregistrées. Selon Vamvatsikos et Cornell [25], Pour les bâtiments de hauteur moyenne, dix à vingt enregistrements suffisent généralement pour fournir une précision suffisante dans l'estimation des demandes sismiques. Le processus de mise à l'échelle a été réalisée pour toutes les paires de Far - enregistrements sur le terrain, et enfin douze d'entre eux ont été choisis en fonction du critère de la norme EN 01/01/1998 [13], Ce qui indique que, dans la gamme des périodes comprises entre $0.2T_1$ et $2T_1$ (T_1 période fondamentale) aucune valeur du spectre moyen doit être inférieure à 90% de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique. Les caractéristiques de ces enregistrements étaient représentatifs du portique examiné qui est validé à partir des résultats de déformation donné sections 4.6.5.2 et 4.6.5.3

Table 4.16: Types et configurations des enregistrements sismiques PEER-NGA (FEMA - P695 [23])

Non	An	Enregistrements horizontaux	Gare	max PGA (g)
1	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	0,51
2	1999	Duzce, Turquie	Bolu	0,82
3	1976	Frioul, Italie	Tolmezzo	0,35
4	1999	Hector mine	Hector	0,34
5	1979	Imperial Valley	Delta	0,35
6	1995	Kobe, Japon	Nishi-Akashi	0,50
7	1999	Kocaeli, Turquie	Duzce	0,36
8	1992	Landers	Eau fraîche	0,42
9	1989	Loma Prieta	Gilroy tableau	0,37
dix	1990	Manjil, Iran	Abbar	0,51
11	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	0,48
12	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	0,26

Figure. 4.23 affiche les spectres de réponse des enregistrements de champ lointain et les spectres normalisés identifié avec le spectre de la cible, respectivement. Figure. 4.23b illustre aussi la réponse spectrale moyenne, calculée à partir de toutes les étages de temps qui dans l'intervalle de périodes entre $0.2T_1$ et $2T_1$, écarte de moins de 6,7% par rapport aux valeurs correspondantes du spectre cible. Les enregistrements étaient appariés plus fort que le premier car ils sont dérivés correspondant aux valeurs de crête du spectre de réponse de la cible. Même si cette approche est défavorable et conduit à des résultats conservateurs, il a été considéré comme approprié pour évaluer la performance et de vérifier la méthodologie de conception du système de liaison cheville FUSEIS innovante.

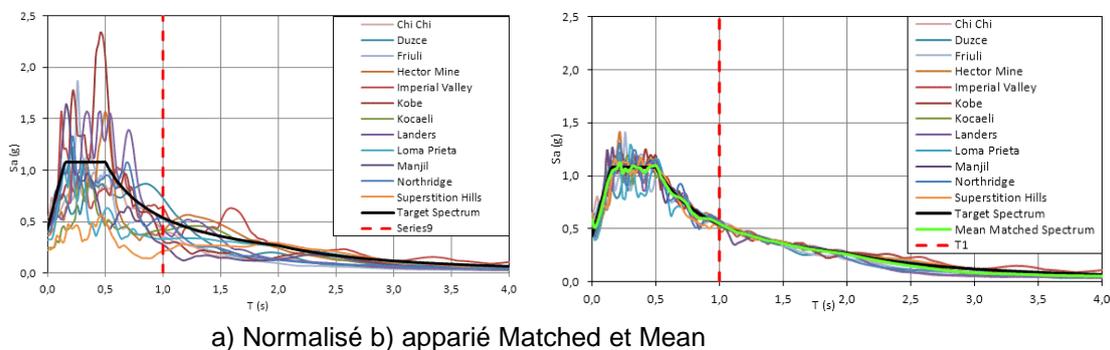


Figure. 4.23: réponse en Pseudo - accélérations

4.6.5.2 drift résiduel du toit

La réponse dynamique du système sous réelles excitations sismiques a été initialement évaluée par les temps de déplacement de toit étages de la ossature examinée pour les enregistrements sismiques sélectionnées. Figure. 4.24 montre les étages de temps de déplacement pour les deux types de joints poutre-poteau, FUSEIS et FUSEIS + PF enregistrées pour les tremblements de terre de Kobe et Duzce à titre indicatif.

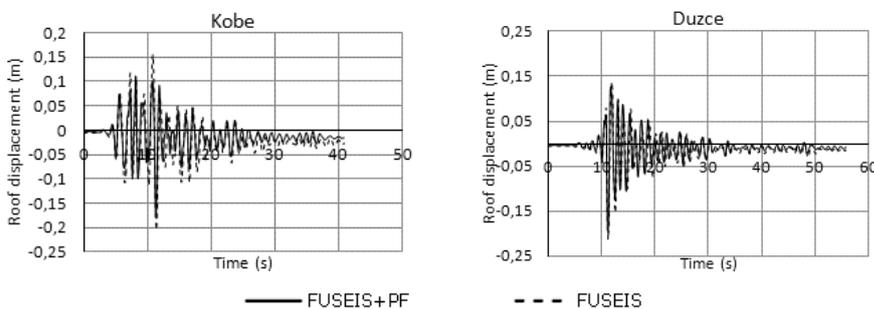


Figure. 4.24: déplacements de toit

Les déplacements de toit résiduels ont ensuite été divisé par la hauteur du portique (17m) pour calculer les drifts globales résiduelles, qui sont considérés comme un critère essentiel non seulement pour la conception de nouveaux bâtiments, mais aussi pour l'évaluation d'exister après un événement sismique. Les valeurs des drifts

globales résiduelles sont résumées dans le Table 4.17. Leurs valeurs sont proches de zéro à une valeur maximale de 0,157%, au portique FUSEIS, inférieure par rapport à la valeur limite de 0,5% de la FEMA 356 [18] Pour portiques contreventés en acier à IO.

Table 4.17: déplacements résiduels (%)

enregistrement sismique	FUSEIS + PF	FUSEIS
Chi-Chi, Taiwan	0,043	0,026
Duzce, Turquie	0,045	0,084
Frioul, Italie	0,043	0,053
Hector mine	0,062	0,040
Imperial Valley	0,027	0,073
Kobe, Japon	0,090	0,156
Kocaeli, Turquie	0,021	0,117
Landers	0,052	0,069
Loma Prieta	0,034	0,013
Manjil, Iran	0,023	0,048
Northridge	0,064	0,003
Superstition Hills	0,010	0,011
Moyenne	0,043	0,058
L'écart-type (\pm)	0,022	0,046

Ces résultats indiquent que le système de liaison chevilles FUSEIS est capable d'auto-recentrant la structure après un séisme majeur. Les poutres de plancher et les poteaux sont restées élastiques et n'a pas participé à la résistance latérale du bâtiment. Au contraire, les déformations inélastiques concentrées seulement dans les chevilles FUSEIS, tandis que les fortes poteaux du système et les poutres de la structure réceptacle retourné à sa position initiale. Il peut donc dire que le système de liaison chevilles FUSEIS, avec une conception appropriée, peut être considéré comme ayant des propriétés d'auto-centrage, laissant la structure avec un minimum de drifts résiduelles et permettant une occupation immédiate après le séisme.

4.6.5.3 *drift Inter-étage*

La performance de la liaison de la cheville FUSEIS a également été examiné par la drift inter-étage. Dans Figure. 4.25, Le résidu et les courbes de drift inter-étage maximales sont données à titre indicatif pour les enregistrements de Kobe et Duzce.

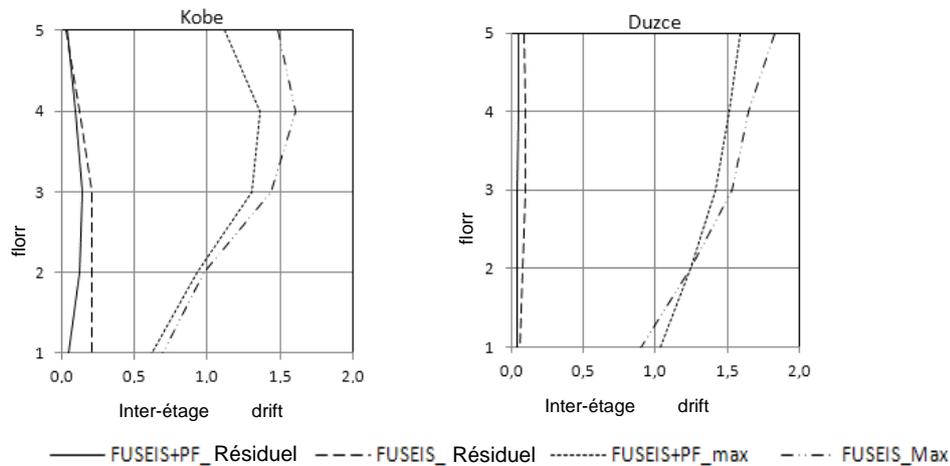


Figure. 4.25: déplacements de toit

Les courbes sont similaires pour les deux cas considérés, FUSEIS + PF et FUSEIS. Il peut noter que les valeurs de drift inter-étage résiduelles sont proches de zéro, semblables aux drifts de toit résiduelles, et que les drifts inter-étage pour le FUSEIS + PF sont plus faibles par rapport à ceux lorsque le système fonctionne FUSEIS seul. Table 4.18 montre les drifts inter-étage maximales qui se situent entre la valeur limite expérimentale à ELU (1,38%) et CPLS (2,25%).

Table 4.18: Comparaison des drift inter-étage maximales (%)

enregistrement sismique	FUSEIS + PF	FUSEIS	Rapport
Chi-Chi, Taiwan	1,63	1,91	1.18
Duzce, Turquie	1,59	1,83	1.15
Frioul, Italie	1,47	1,79	1.22
Hector mine	1,41	1,52	1,08
Imperial Valley	1,34	1,56	1.17
Kobe, Japon	1,37	1,61	1.18
Kocaeli, Turquie	1,47	1,61	1.10
Landers	1,53	1,79	1,16
Loma Prieta	1,48	1,58	1,07
Manjil, Iran	1.02	1.17	1.15
Northridge	1,56	1,80	1.15
Superstition Hills	1,34	1.60	1,20

4.6.5.4 Fatigue oligocyclique

essais cycliques dans la section 4.2.2 ont indiqué que les tiges se développent de grandes rotations en plastique en raison de leur faible longueur et il est donc possible d'échouer plus tôt dans la fatigue oligocyclique lors d'un événement sismique. Historique du temps non linéaire des analyses a permis à la détermination de l'indice de dommages des chevilles comme décrit dans la section 4.5.4 (3). Table 4.19 résume l'indice de dommages calculé pour le portique FUSEIS + PF pour tous les enregistrements examinés et, comme le montre le critère du mineur est remplie dans tous les cas.

Table 4.19: Indice de dommages

enregistrement sismique	Indice de dommages ($D \leq 1$)
Chi-Chi, Taiwan	0,09
Duzce, Turquie	0,16
Frioul, Italie	0.11
Hector mine	0,45
Imperial Valley	0,88
Kobe, Japon	0,15
Kocaeli, Turquie	0.13
Landers	0.26
Loma Prieta	0.34
Manjil, Iran	0,19
Northridge	0,27
Superstition Hills	0,15

4.6.5.5 Analyse dynamique incrémentale (IDA)

La réponse inélastique du système a en outre été évalué par la méthode d'analyse dynamique incrémentielle (IDA), selon les procédures indiquées par Vamvatsikos et Cornell [26] et la FEMA 695 [23]. Afin de générer les courbes IDA les mouvements du sol de la section 6.5.1 ont été mises à l'échelle d'abord à cinq intensités 0,50 / 0,75 / 1,00 / 1,25 / 1,50, puis à augmenter l'intensité jusqu'à ce que la non-convergence numérique a été rencontrée. Chaque courbe IDA a été définie par le sol mouvement le plus représentatif de la mesure de l'intensité (IM) et la mesure de dommages (DM), qui correspondent au premier mode de accélération spectrale S_a (T1.5%) et la O_{max} de drift inter-étage maximale, respectivement.

Figure. 4.26 comprend les courbes IDA pour tous les enregistrements examinés. On constate que toutes les courbes commencent par une partie élastique avec une pente constante jusqu'à ce performance qui se produit à S_a (T1.5%) $\approx 0.4g$ et $\theta_{max} \approx 1.0\%$, suivie d'une partie à pente légèrement plus grande due à un durcissement, et se terminent par un « Flatline » au plus haut terme numériquement convergeant lorsque l'instabilité dynamique globale est passé et toute augmentation de l'IM entraînerait une réponse DM pratiquement infinie. En outre, il convient de noter que les courbes IDA sont conservatrices en termes de messagerie instantanée et ont faible dispersion, ce qui se justifie par la méthode de mise en correspondance appliquée par le logiciel SeismoMatch [24], comme il est décrit à la section 4.6.5.1. Afin d'être en mesure d'évaluer la performance du système les trois états limites d'occupation immédiate (IO), Life Safety (LS), Réduire la prévention (CP) ont été définies sur les courbes de l'IDA sur la base des drifts expérimentales maximales (ELS, ELU, CPLS). Les valeurs de MI et DM correspondants sont donnés dans leTable 4.20.

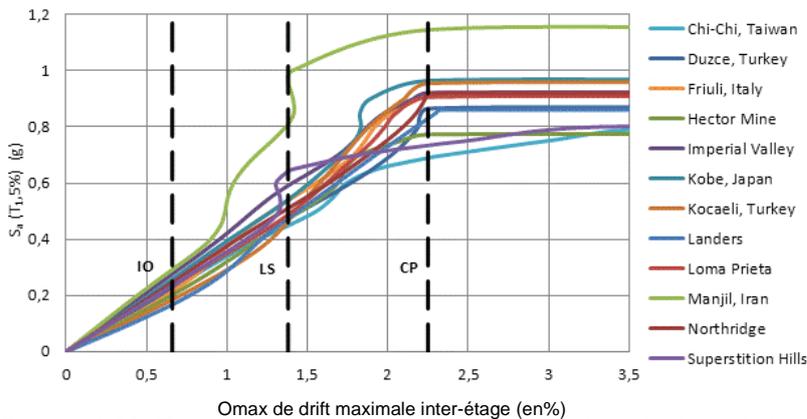


Figure. 4.26: Toutes les courbes IDA et les capacités de l'état limite (IO, LS, CP)

Table 4.20: DM de capacité pour tous les enregistrements et chaque état-limite (IO, LS, CP)

enregistrement sismique	S _a (T _{1,5%}) (g)			Omax (%)		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
Chi-Chi, Taiwan	0,22	0,45	0,69	0,66	1,38	2,25
Duzce, Turquie	0,23	0,48	0,87			
Frioul, Italie	0,21	0,54	0,91			
Hector mine	0,20	0,47	0,77			
Imperial Valley	0,28	0,59	0,92			
Kobe, Japon	0,26	0,54	0,96			
Kocaeli, Turquie	0,18	0,46	0,96			
Landers	0,17	0,48	0,83			
Loma Prieta	0,24	0,49	0,91			
Manjil, Iran	0,29	0,81	1,15			
Northridge	0,25	0,51	0,92			
Superstition Hills	0,24	0,64	0,73			

Les courbes de l'IDA ont été résumées dans leur 16%, 50% et 84% centiles. Figure. 4.27 montre que la courbe médiane (50%), car les deux autres dévie légèrement de celle-ci en raison de la faible dispersion des courbes de l'IDA. Ce chiffre comprend également les points à IO, LS et CP, définies par les drifts inter-étage calculées à partir des résultats expérimentaux Omax et les valeurs moyennes (50%) de S_a (T_{1,5%}) obtenus à partir de Table 4.20 après les disposant dans l'ordre croissant (S_a (T_{1,5%}) = 0,23 g, 0,49 g, 0,91 g). On observe que ces trois points sont très proches de la courbe médiane vérifiant la définition de ces états limites.

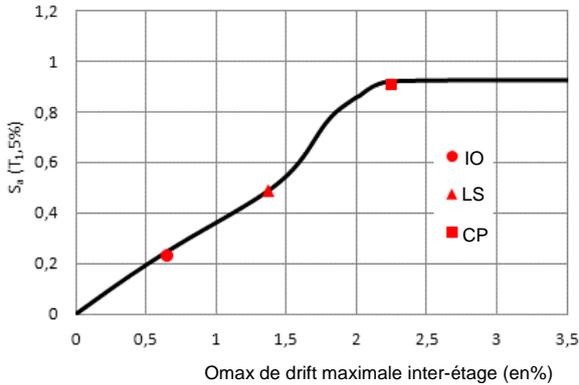


Figure. 4.27: 50% fractile IDA (courbe médiane)

4.6.6 Comparaison des résultats entre les méthodes d'analyse

Pour tenter de vérifier la méthodologie proposée, à l'exception des résultats analytiques de modale élastique multiples, statique non-linéaire (Pushover) et des analyses de l'étage du temps dynamique non-linéaire (IDA) donnée dans les sections précédentes, il a été jugé nécessaire de les comparer. La drift Inter-étage a été choisi comme paramètre le plus représentatif de cette comparaison car il fournit une évaluation du niveau de dommages des structures pour les différents états limites et il a été prouvé être crucial pour la conception du système de liaison chevilles FUSEIS. Figure. 4.28 résume les drifts inter-étage calculées par les différentes méthodes d'analyse.

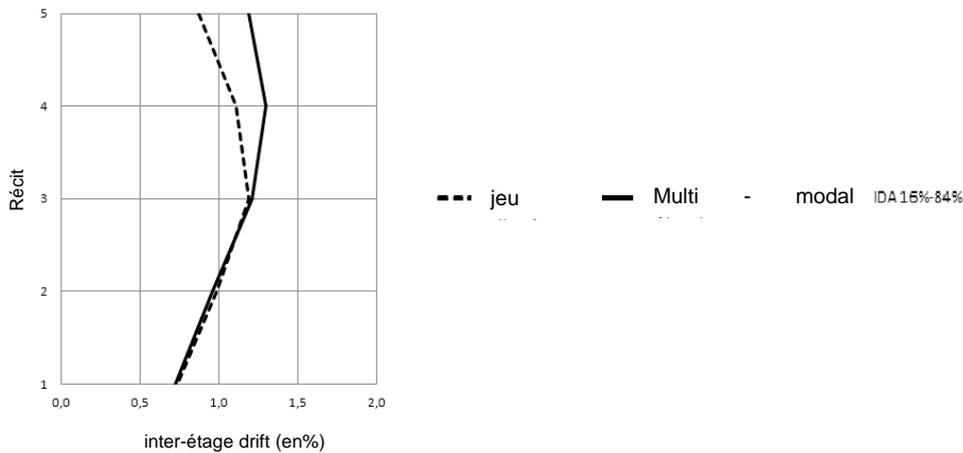


Figure. 4.28: drift Inter-étage linéaire, pushover (SPO) et analyse IDA

Les résultats des analyses de l'étage du temps étaient représentés par une zone limitée entre les valeurs qui correspondent aux 16% et 84% fractiles de l'IDA. La courbe élastique est dans la plage des courbes IDA tandis que la courbe de jeu d'enfant (SPO) est légèrement plus petit aux deux étages supérieurs car il ne tenait pas compte de l'influence des modes de vibration plus élevés. Aucun mécanisme d'étage douce est apparu et les drifts inter-étage n'a pas dépassé ni dans l'analyse de type la valeur limite expérimentale de 1,38% à l'ELU qui indique le caractère

adéquat des règles de conception proposées qui ne tiennent pas compte des erreurs de mesure de test ou grande dispersion des données de test.

4.7 CONCLUSIONS

L'étude ci-dessus présente la force latérale innovant système de résistance FUSIBLES lien pin et révèle quelques-unes des caractéristiques importantes de la performance globale du système, les observations suivantes méritent d'être soulignées:

- a) Le système présente un très bon comportement sous charge sismique: solide, rigide, une grande capacité d'absorption d'énergie. La résistance sismique d'un bâtiment peut être obtenu par une disposition appropriée d'un certain nombre de systèmes dans les directions concernées.
- b) Il peut être conçu comme dépendant plus flexible / rigide sur les types de section et leur répartition entre les différents niveaux de plancher. Le nombre d'étages et de supporter le poids affecte fortement les sections requises et la géométrie.
- c) Il se compose d'une solution architecturalement polyvalente pour la stabilité latérale des structures de construction par rapport aux portiques contreventés car ils peuvent être placés dans de petites zones du bâtiment et ne pas interrompre le plan architectural. Ils peuvent également constituer des parties visibles du bâtiment indiquant son système résistant aux secousses sismiques.
- d) des déformations inélastiques sont strictement limitées aux chevilles dissipatrices empêchant la propagation des dégâts dans le reste des éléments de structure. Les chevilles sont faciles à fabriquer, montés et démontés, si elles sont endommagées après un événement sismique fort, car ils sont de petite taille avec un simple détail et ne font pas partie de la gravité du chargement du système résistant.
- e) Code des règles de conception pertinentes pour la conception sismique des portiques avec liaison chevilles FUSEIS, y compris des recommandations pratiques sur la sélection des fusibles et des vérifications appropriées éléments, ont été formulées dans un Guide de conception. Les détails de structure et des mesures ont également été définies de construction.
- f) L'indice des dommages d'un bâtiment avec des fusibles de cheville peut être déterminée par la courbe de fatigue proposée dans le Guide de conception.
- g) Le système est en mesure de garantir un contrôle efficace à la fois sur les déformations du drift et de déplacement, présentant un comportement d'auto-centrage permettant une occupation immédiate après le séisme.

En conclusion, on peut noter que la présente recherche, conformément à la tendance internationale en ingénierie sismique, introduit des systèmes « intelligents » qui sont capables de dissiper l'énergie d'entrée sismique et peuvent être facilement réparées ou remplacées, le cas échéant. L'adoption de systèmes de liaison de la cheville FUSEIS améliore les avantages bien connus de l'acier dans

des conditions sismiques et fournit de meilleures solutions en termes d'économie et de sécurité.

4.8 DOMAINE D'APPLICATION

Les fusibles innovants peuvent être appliqués aux bâtiments en acier à plusieurs étages et remplacer les systèmes conventionnels utilisés dans le monde entier (tels que des portiques contreventés concentriques et excentriques, ossatures en portique, etc.) en combinant la ductilité et la transparence architecturale avec rigidité.

4.9 PUBLICATIONS

Publications en journaux internationaux

1. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Innovative seismic-resistant steel portiques (FUSEIS 1-2) experimental analysis", *Steel Construction Design and Research*, Volume 5, Issue 4, pp. 212-221, 2012.
2. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Seismic behavior of portiques with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", *Engineering Structures*, Volume 90, pp. 83–95, 2015.

4.10 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) - Pin Connections for Seismic Resistant Diagonaled Portiques. *International Journal of Steel Structures* 2005; 5(5):453-464.
2. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) - Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. *Stahlbau* 2006; 75(12):993-1003.
3. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. *Bauingenieur* 2007; 82(3):125-133.
4. Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado, L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Sommovilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design - The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
5. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Portiques. *ASCE Journal of Structural Engineering* 2002; 128(9):1111-1120.
6. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element Méthode and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded diagonales. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Architectural Institute of Japan 1996 ; 484:111- 120.
7. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel diagonaled buildings with buckling-restrained diagonales. *Engineering Structures* 2003; 25(5):665-666.
8. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. *Earthquake Spectra* 1993; 9(3):505-528.
9. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. *Earthquake Spectra* 1995; 11(4):545-568.
10. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. *Engineering Structures* 1997; 19(10):811-820.
11. Vayas, I., Karydakakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel portiques - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.

12. I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel portiques (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.
13. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
15. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
16. Abaqus 6.10 online documentation, Simulia, 2010
17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
18. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
19. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
20. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
21. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
22. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
23. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
24. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
25. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
26. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
27. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
28. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016

5 ASSEMBLAGES DE CONTINUITE DE POUTRE FUSEIS

5.1 INTRODUCTION

Dans le portique du programme de recherche européen ESVAD-CT-2008-00032 « Dissipative poutre épissures pour sismique résistant Portiques en acier » (Acronyme: FUSEIS) deux systèmes dissipatifs innovants, et FUSEIS1 nommés FUSEIS2 ont été introduits et les guides de conception pertinents développés. Le premier type (FUSEIS1) est utilisé comme un « mur de cisaillement » dissipatif, alors que le second type (FUSEIS2) ressemble à « rotules » en plastique remplaçables pour les ossatures de résistance de moment. En fonction du type de connexion, FUSEIS2 est en outre divisé en deux systèmes: FUSEIS boulonné ou soudé assemblage de continuité de poutre. rapport présente les résultats des enquêtes sur la performance sismique de FUSEIS boulonnés assemblage de continuité de poutre, introduit les procédures de conception des bâtiments en acier et composites, dans lequel le système est utilisé comme système résistant aux secousses sismiques, et procède à la conception d'études de cas.

5.2 DESCRIPTION DES ASSEMBLAGES DE CONTINUITE DE POUTRE FUSEIS BOULONNES

Les assemblage de continuité de poutre boulonnés FUSEIS sont une sorte de fusibles sismiques pour l'acier et de moment en béton acier composite résistant à des portiques qui offrent de bonnes performances et la facilité sismique des travaux de réparation. Ils sont constitués par un affaiblissement de section transversale située à la poutre se termine à une certaine distance des connexions poutre-poteau, en évitant de cette manière potentiels ruptures fragiles au niveau des soudures. Il agit comme fusibles sismiques dissipatifs, forcer la rotule en plastique à développer au niveau du fusible par la concentration du comportement inélastique, ce qui empêche la propagation des dégâts dans les poutres et les poteaux concentrant tous les dégâts efficacement et sont facilement remplaçables, de sorte que les travaux de réparation après un tremblement de terre limité à remplacer les fusibles par de nouveaux, assurant ainsi à faible coût et de réparation très rapide.

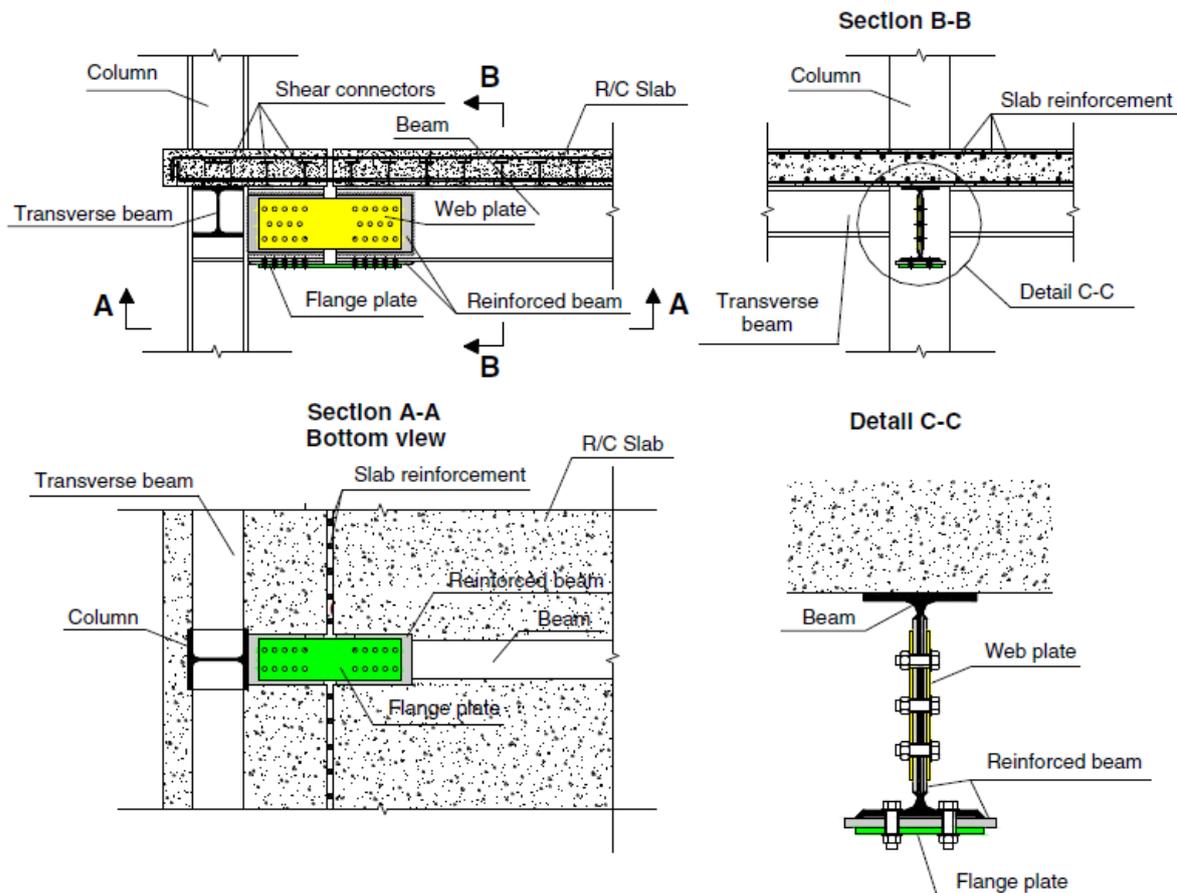


Figure. 5.1: Eléments du système FUSEIS boulonné

FUSEIS assemblage de continuité de poutre atteint des performances de résistance sismique en introduisant une discontinuité dans les poutres mixtes d'un portique résistant aux moments et l'assemblage des deux parties de la poutre par l'intermédiaire des plaques d'acier boulonnées à la bande et la bride de la poutre. Les liaisons entre les plaques d'acier et les poutres sont obtenus au moyen de l'adhérence par friction à haute résistance vis (HSFG). Ces boulons sont serrés selon les dispositions données dans l'EN 14399-2: 2005[1]. La partie de la poutre près de la connexion est renforcée par des plaques d'acier soudées supplémentaires à la fois à bande et la bride de la poutre. Afin d'obtenir une plus-force adéquate et se concentre donc tous les dommages au fusible, la partie du poteau près de la connexion est également renforcée. Il n'y a pas d'indications de conception strictes pour ces plaques de renforcement, mais les liens testés ont été équipés de plaques de renfort transversales ayant des zones de section à peu près équivalentes à celles des parties du profilé en acier (web ou bride) correspondant. La duplication des zones d'âme et d'aile empêche la déformation qui pourrait autrement se développer au niveau des trous, ce qui simplifie les procédures de réparation et de limiter le glissement au niveau des boulons correspondants. Figure. 5.1 montre la configuration du fusible sur une connexion poutre-poteau typique.

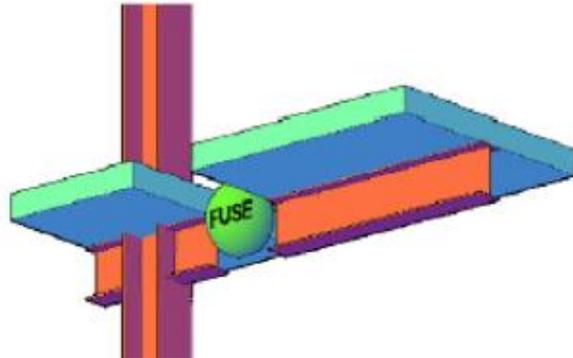


Figure. 5.2: Fusible dans un portique

Pour éviter la fissuration du béton, dans la partie fusible en raison de la déformation de flexion, un espace est laissé dans la dalle de béton, dans la partie du fusible. L'armature d'acier ne soit pas interrompu dans la section d'intervalle. Le champ d'application de cet écart est de permettre une déformation de rotation concentrée de se produire dans la section d'espace, ce qui évite à la fois écrasement du béton ainsi que des dommages aux revêtements de sol (comme des tuiles, ou autre). Pour cette raison, l'écart est conçu pour exister partout où il est nécessaire d'adapter la déformation de rotation concentrée en fonction de la forme globale déformée du bâtiment en action sismique, à condition que l'action du diaphragme est assurée. armature en acier supplémentaire est positionné dans la zone de la fente afin de garantir un comportement élastique de la poutre d'acier, ainsi que le centre de rotation qui reste entre les deux couches d'acier. Cette armature en acier supplémentaire haut et en bas assure également l'action du diaphragme avoir lieu dans les structures réelles. Longueur des barres de renforcement supplémentaires est telle que liaison adhésive avec le béton est complètement développé. Merci à cet agencement, les plaques d'acier dans les dispositifs à fusibles peut être facilement déformée et bouclée, ce qui provoque une dissipation d'énergie sans endommager la structure. En même temps, la dalle en béton armé ne reçoit pas des dommages importants, même dans les grands drifts inter-étages.

5.3 INVESTIGATIONS EXPERIENTALES

5.3.1 Etudes expérimentales sur des assemblage de continuité de poutres individuels dissipatifs

Des essais expérimentaux ont été réalisés sur trois sous-ensembles d'un poutre à poteau de raccordement au laboratoire d'ingénierie structurale de l'Instituto Superior Técnico de l'Université de Lisbonne.

5.3.1.1 Montage d'essai et géométrie d'échantillon

L'ensemble de test de base est composée d'un sous-ensemble poutre-poteau typique, comprenant une poutre composite avec un profil IPE300 supportant une

large dalle en béton armé d'épaisseur 150 mm et 1450 mm, avec une poteau de profil de HEB240.

La largeur de la fente dans la partie en béton armé du fusible peut être différente de celle des parties en acier du fusible. Les valeurs recommandées pour la largeur de fente dans le béton armé (dalle) et dans les pièces en acier sont, respectivement, 20% de la hauteur de la dalle et 10% de la hauteur totale de la section transversale composite. Comportement non linéaire devrait se concentrer dans les plaques fusibles seulement, qui peuvent être facilement remplacés par déboulonnage des plaques endommagées et boulonner les nouveaux.

La différence entre les liens d'essai est la longueur L_0 de instabilité libre mesurée entre les rangées de boulons les plus internes des fusibles. Au sein de cette longueur les deux plaques de bride et web sont sans retenue et, par conséquent, sont libres de boucle. Les trois valeurs différentes suivantes de L_0 ont été choisis pour chaque sous-ensemble: 140, 170 et 200 mm. Ces fusibles diffèrent en fonction des paramètres géométriques des plaques de bride, tandis que les plaques Web conçues pour résister à des forces de cisaillement devraient avoir les mêmes dimensions dans tous les tests. Par conséquent, les seules dimensions transversales qui ont changé entre les tests, ont l'épaisseur (t_f) et la largeur (b_f) de la plaque de bride. Chaque test a été effectué jusqu'à la rupture complet de la plaque de bride de fusible, après quoi les plaques fusibles ont été remplacées par de nouvelles et un autre test a été effectué. L'ordre d'essai est la suivante: les premières plaques D, A, Table 5.1 illustre la dimensions des plaques de bride des liens de fusibles. Les tests ont été effectués monotones après la fin des essais cycliques.

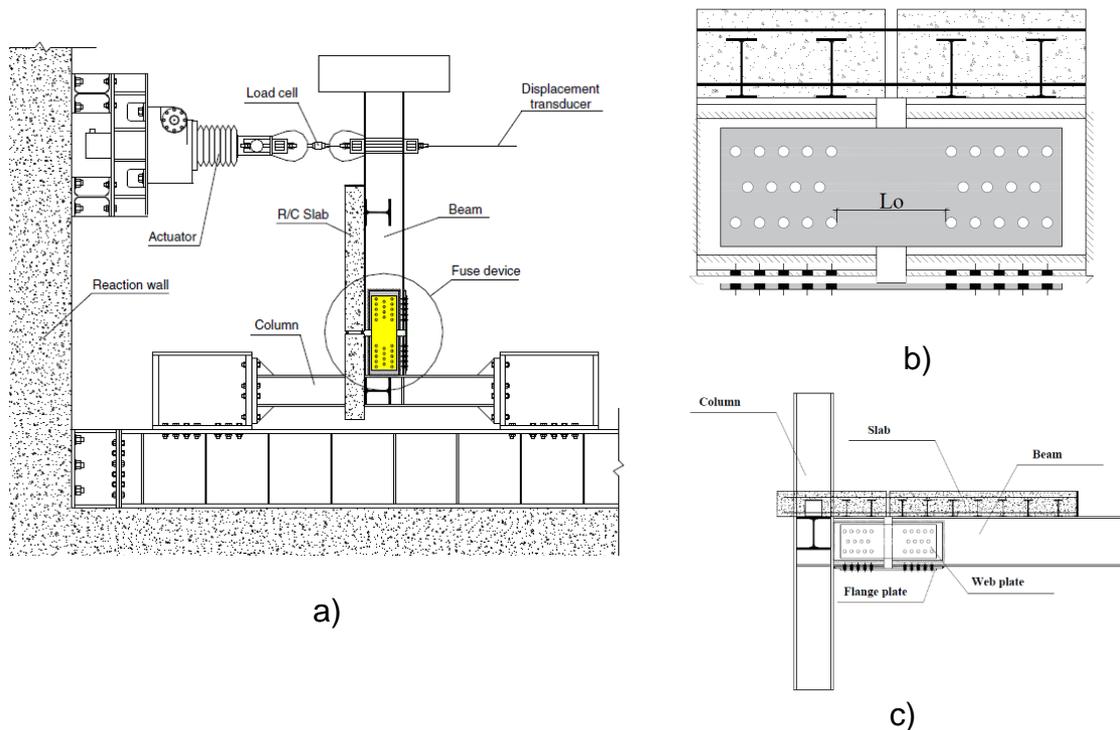


Figure. 5.3: Essai expérimental mis en place a) Vue d'ensemble de test expérimental b) longueur libre de instabilité c) positionnement de l'assemblage de continuité de poutre

Table 5.1: Dimensions des plaques de des liens fusibles (en mm)

Flasque	UNE	B	C	ré
tf	dix	dix	12	8
bf	120	170	150	140

5.3.1.2 Résultats des tests monotones

Le comportement monotone peut être comparé avec le comportement cyclique Figure. 5.4. Les deux schémas sont très similaires en termes de moments de rigidité et de performance initial. Le diagramme monotones semble bien ajuster le schéma cyclique, pour la même plage de rotation, ressemblant étroitement à la courbe enveloppe cyclique. Les différences en termes de la capacité de déformation indiqué par les essais monotones, peuvent être attribués à des dommages en raison de l'accumulation des effets de la fatigue à faible cycle. Cet aspect est plus marqué dans le cas des essais de dégrossissage, parce que le monopolisant essai monotone a été effectuée après l'affaissement de l'une, de la raideur à la fin de chaque cycle, ce qui impose des demandes élevées de ductilité de l'échantillon, ce qui entraîne une augmentation de détérioration de la dalle de béton .

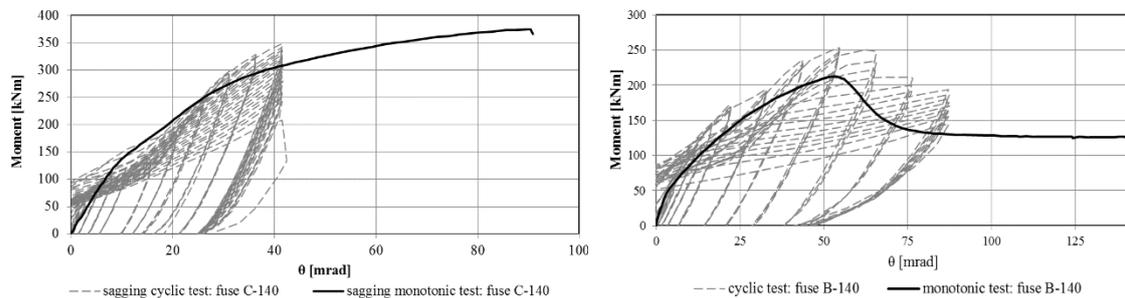


Figure. 5.4: Comparaison entre les essais monotones et cycliques réalisées sur les fusibles C-140 et B-140

5.3.1.3 Résultats des tests cycliques

L'analyse des résultats est basée sur des diagrammes Moment-rotation de la mèche ($M-\theta$). Comme représenté sur la Figure. 5.5 le comportement hystérétique des fusibles est stable, caractérisé par un phénomène de pincement marqué, en raison du glissement des boulons et le instabilité des plaques de fusibles.

Asymétrie du diagramme en termes de moments, est due à la perte de résistance provoquée par instabilité des plaques de fusibles lorsqu'il est soumis à monopoliser le moment de flexion. Néanmoins, la capacité de déformation est obtenue parce que tous les spécimens sont en mesure d'effectuer 41 rotations mrad, ce qui est supérieur à la valeur minimale recommandée par EC8 (35 mrad pour les structures DCH). \pm

En comparant les diagrammes instant-rotation entre deux essais du même spécimen fusible montre légèrement la détérioration en termes de résistance et de dissipation d'énergie. Cela pourrait être l'une des conséquences de l'accumulation de dommages sur les parties du test qui ne sont pas remplacés entre les tests, comme celle due à la fissuration de la dalle de béton.

Fusibles avec la même longueur de flambement, mais ayant une surface différente Figure. 5.6 montre une capacité de moment supérieur, cycle d'hystérésis par conséquent largement répandu pour le fusible C à comparer Fuse D qui ont une surface de 1800 mm² et 1120 mm², respectivement.

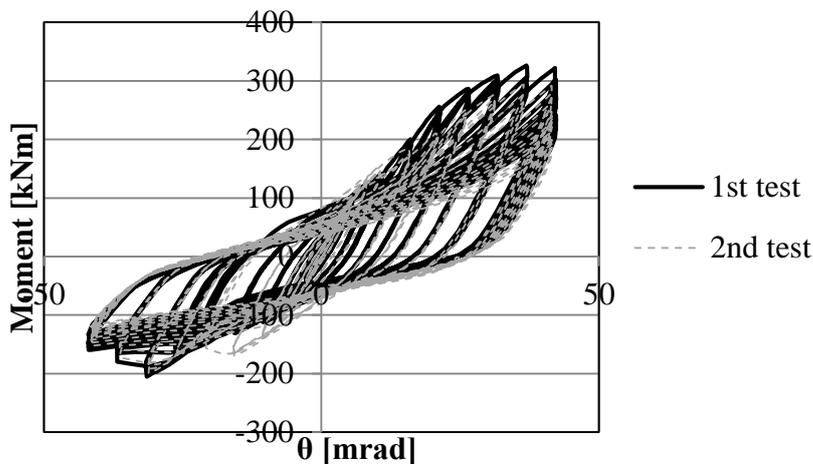


Figure. 5.5: Moment -rotation (M - θ) Diagramme de fusible C

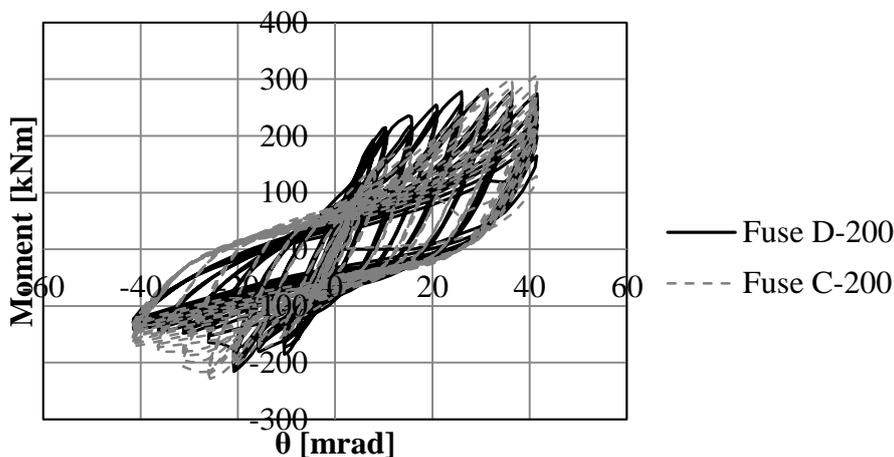


Figure. 5.6: Comparaison en termes de -rotation de moment (M-thetav) de fusible C et fusible D

5.3.2 Etudes expérimentales sur des portiques avec l'ensemble assemblage de continuité de poutre dissipatifs

5.3.2.1 Montage d'essai et géométrie d'échantillon

Les spécimens d'essai se composent de quatre HEB240 poteaux en acier, deux IPE300 poutres en acier et d'une dalle en béton armé d'épaisseur 150 mm (voir Figure. 5.7). La dalle est supportée par des poutres secondaires IPE160-transversal placés tous les 1,4 m, en plus d'une paire de poutres transversales qui sont placés à chaque connexion du poteau de poutre. connexion de cisaillement complet est prévu entre la dalle et la poutre en acier au moyen d'IPE100 sections soudées sur le dessus de la semelle de la poutre, qui agissent comme des goujons de cisaillement. La conception de la dalle composite est effectuée selon Eurocode 4. boulons verrouillage par friction à haute résistance (HSFG) sont utilisés pour relier les plaques d'acier pour les poutres dans les pièces fusibles. Les boulons sont serrés conformément aux dispositions figurant dans la norme BS EN 14399-2: 2005. renforts longitudinaux (conçus en fonction de la disposition de la CE 8, Annexe J)

sont constitués par B450C $\varnothing 20$ / 100 bars à l'étage supérieur, et $\varnothing 16$ / 200 + $\varnothing 12$ / 200 bars à l'étage inférieur.

Il est évident que la réponse sismique d'une ossature avec FUSEIS boulonné épissure de poutre dépend principalement de la rigidité et la résistance de la plaque à bride. Par conséquent, afin d'obtenir un performance de la plaque et d'améliorer le comportement du portique sous charge cyclique, la conception doit essayer d'atteindre un performance séquentiel des fusibles contrôlés. Au cours des essais en vraie grandeur, la plaque d'âme et la longueur de instabilité libre de la plaque de bride sont restés constants tout en changeant uniquement l'épaisseur (tf) et la largeur (bf) de la plaque de bride.

Le portique, par conséquent, est soumis à quatre cyclique (quasi statique selon la ECCS) des charges qui sont commandés par les déplacements (tests de Pushover) avec une vitesse de mise en oeuvre sont 21 mm / min. Les essais sont jugés satisfaisants lorsque la drift entraînant au moins une rotation de 35 mrad dans les assemblage de continuité de poutre boulonnés sera obtenu sans déformation élastique notable sur les éléments structurels ainsi que sur la dalle en béton armé.



Figure. 5.7: Montage de test du portique

5.3.2.2 Résultats de test

Huit essais cycliques sont mis en oeuvre sur le portique-composite en acier avec quatre fusibles différents. Chaque test est effectué jusqu'à la rupture complète de la platine de fixation de fusible se produit, selon le premier échoue. Les éléments fusibles doivent être conçus plus faible que les éléments adjacents afin de forcer le positionnement de la rotule en matière plastique, pour rester dans le fusible et pour éviter que des dommages se propage aux zones non dissipatifs. Afin de le faire, le tout paramètre d'essai décrit précédemment α a été introduit, qui concerne la capacité de résistance du fusible à la résistance plastique de la section transversale de la poutre composite.

Les mesures des rotations et des déplacements relatifs dans le voisinage du raccordement poutre-poteau ont montré que les poteaux et les poutres sont restées élastique sans aucun signe de déformation plastique ou instabilité local. Les connexions poutre-poteau, qui ont la capacité de moment plus grand que les pièces fusibles, sont restés presque parfaitement rigide. A la fin de chaque essai, les plaques de dommages ont été envoyés directement ensuite une nouvelle plaque a été installé (le temps requis pour remplacer une jonction boulonnée de poutre était d'environ 30 min).

Les déformations de l'armature d'acier ne vont pas au-delà de la plage élastique, déplacement relatif maximum entre la dalle et le poutre est de 0,5 mm, ce qui signifie que l'action composite entre la dalle de béton armé et de la poutre d'acier a atteint de manière satisfaisante. Etant donné que le centre de rotation (axe neutre plastique) est tout à fait ci-dessus (entre les deux couches de l'armature en acier de la dalle), toute la déformation se concentre dans les plaques des assemblage de continuité de poutre boulonnés. Les deux rotations et les moments sont calculés à la section médiane du fusible. La rotation maximale observée dans les assemblage de continuité de poutre boulonnés est de 40 mrad et après tous les tests mis en oeuvre, il n'y avait pas de dommages importants dans la dalle de béton (voir Figure. 5.9). Compte tenu du fait que Eurocode 8 dispositions exigent des connexions d'avoir une capacité de rotation de la zone de rotule en matière plastique d'au moins 35 mrad (obtenue avec une dégradation de la résistance inférieure à 20%) pour les structures de classe de haute ductilité (DCH), et 25 mrad pour les structures de classe moyenne de ductilité (DCM), on peut conclure que les assemblage de continuité de poutre boulonnés effectuées ainsi atteindre des rotations en plastique supérieure à 35 folles sans réduction significative de la résistance et la rigidité. On peut observer la forme déplacée du portique dans Figure. 5.8.



a)

b)

Figure. 5.8: Déplacement du portique sous charge dans le a) -X et b) + direction X

Le comportement d'ensemble des assemblage de continuité de poutre boulonnés est résumée au moyen de diagrammes de rotation du moment. Le comportement hystérétique des fusibles est stable et caractérisé par un phénomène de pincement, en raison du glissement des boulons et au flambement des plaques de fusible quand ils sont sous rotations monopolisants. Les éléments fusibles se déforment au-delà de leur limite d'élasticité et de contribuer à la dissipation d'énergie dans le portique.

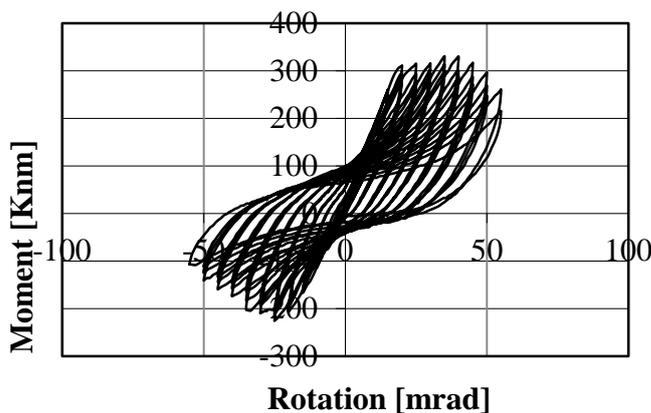


Figure. 5.9: Un exemple de schéma rotation de moment (M- θ) (plaque D).

La perte de résistance en flexion négative qui peut être vu sur le côté négatif des schémas de rotation de moment est provoquée par le instabilité de la plaque inférieure reliée à la bride. Max. capacité plastique réalisé par les éléments fusibles était à 335 kNm pendant l'affaissement et jusqu'à 260 kNm pendant monopolisant de l'élément L'aire sous les boucles d'hystérésis représente l'énergie dissipée dans le système de fusée pendant le chargement cyclique horizontal. déplacement maximal atteint sans dommages importants à la structure et la dalle composite était de 55 mm au niveau du joint supérieur du portique qui signifie une drift inter-étages de 1,9%

5.3.2.3 Comparaison entre les modèles expérimentaux et analytiques

Le comportement d'assemblage de continuité de poutre est étudiée au moyen de deux approches numériques différentes. Afin d'avoir une meilleure compréhension de la réponse de connexion et de permettre le développement d'un modèle simple d'ingénierie, d'abord une technique de modélisation par éléments finis raffiné est utilisé (en adoptant le logiciel ABAQUS) dans lequel l'effort de calcul est très cher, quand il est nécessaire de démontrer que l'ensemble se produit dans les plasticization fusibles seulement (voir Figure. 5.). Ensuite, un modèle simple d'ingénierie est développé avec le SAP2000 de logiciels commerciaux. Afin de le faire, l'hystérésis de pivot en matière plastique multilinéaire a été définie pour modéliser la capacité instant-rotation du fusible.

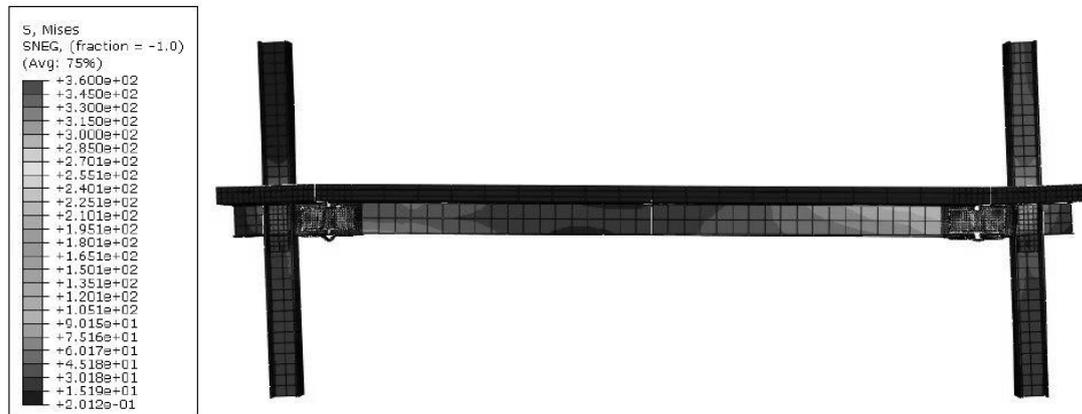


Figure. 5.10: Contraintes de Von Mises

Dans ce cas, le comportement de la section transversale du fusible obtenue à partir du modèle d'analyse sur la base de la relation contrainte-déformation des matériaux sont donnés à titre d'une entrée de schéma de rotation du moment, ainsi que les paramètres du modèle de pivotement qui sont étalonnés avec les tests de composants. Ensuite, les résultats des analyses sont comparés aux résultats expérimentaux du portique en termes de comportement de déplacement de force globale. Le modèle est constitué d'une poutre simple et lien avec la même géométrie utilisée dans la mise en place d'essai expérimental. Figure. 5.10 montre la comparaison entre les études expérimentales et analytiques basées sur le diagramme moment-rotation pour la plaque D à titre d'exemple.

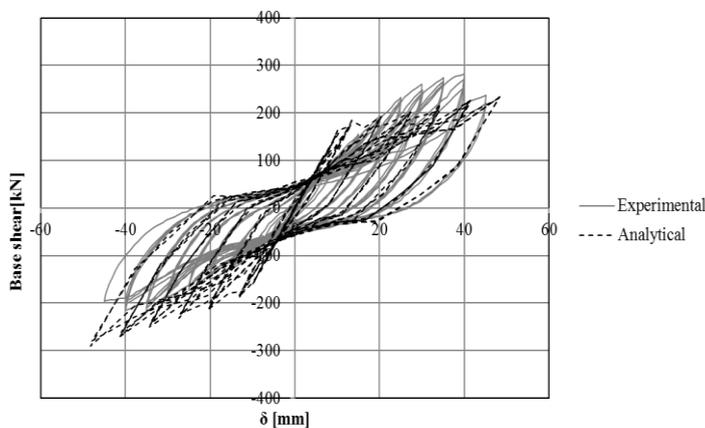


Figure. 5.10: Un exemple de diagramme de rotation de moment (plaque D)

5.3.2.4 Fatigue oligocyclique

La tendance du ratio de résistance avec le cyclisme semble être très similaire dans tous les liens pour les deux directions, présentant un durcissement relativement faible, avec des valeurs maximales proches de l'unité pour tous les spécimens. La force maximale est atteinte plus tôt dans tous les cas dans le test à monopolisant qu'à l'affaissement, car la force en monopolisant est toujours plus faible en raison de phénomènes de instabilité. En fait, la plupart des fusibles présente dégradation de la résistance à l'affaissement seulement après le cycle 30, alors que la

dégradation au monopolisant commence entre le 20 et les cycles 30e. La perte de résistance est due à l'instabilité des plaques de fusible, qui précipite au début de dégradation de la résistance à monopolisant, en raison des effets de fatigue oligocyclique qui comprennent l'ouverture et la treillisture des fissures sur les pièces en acier.

La quantité totale de W énergie dissipée a été calculée pour chaque essai et sa variation par rapport à la valeur du rapport de capacité est représentée sur la Figure. 5.11. Depuis le instabilité cyclique ainsi que les effets de la fatigue à faible cycle de semblent avoir une influence fondamentale sur la capacité de dissipation d'énergie des liens, le rapport des capacités monopolisant α - a été choisi.

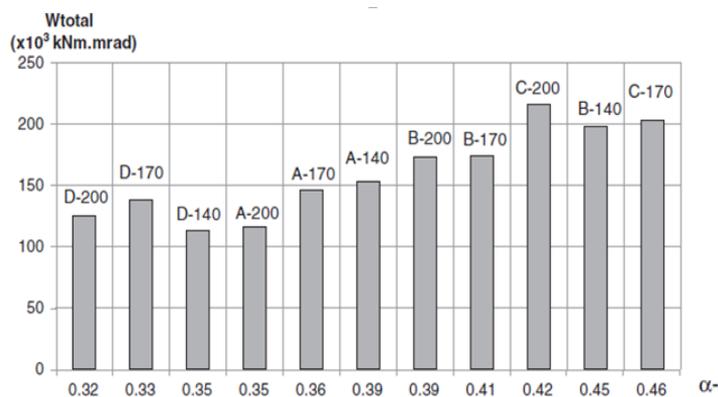


Figure. 5.11: Quantité d'énergie dissipée par rapport α -

Cependant, les effets de fatigue oligocyclique associés au instabilité à une amplitude maximale sont plus sévères pour le fusible à la résistance à l'accaparement du bas, qui est l'une des α - inférieure (fusible D-200). Par conséquent, le fusible C-200 a résisté à plus de cycles (42 cycles) et, par conséquent, dissipe plus d'énergie que le fusible D-200, qui a résisté à seulement 36 cycles. Le nombre de cycles supportées par chaque échantillon est présentée dans leTable 5.2.

Table 5.2 Nombre de cycles à la rupture

Spécimen	cycles Nr.of	Spécimen	cycles Nr.of
A-140	35	D-170	36
B-140	38	A-200	36
D-140	31	B-200	43
A-170	38	C-200	42
B-170	40	D-200	36
C-170	40		

L'évolution de la dissipation d'énergie le long des cycles peut aussi donner une idée de la progression des dommages accumulés au cours des essais. Pour étudier cet aspect, a été calculé le paramètre sans dimension η / η_0 , où η est un rapport

d'énergie à la fin de chaque cycle et η_0 est le même rapport d'énergie à la fin du premier cycle de plastique. Selon ECCS, le rapport énergie η_0 à la fin d'un cycle i est donnée par l'équation. 5.1

$$\eta_i = \frac{W_i}{\Delta M_y (\Delta \theta_i - \Delta \theta_y)} \quad \text{Eq. (5.1)}$$

Où est W_i l'énergie dissipée dans le cycle i , ΔM_y est la plage des moments de performance, $\Delta \theta_i$ est la gamme des rotations imposées au cycle i et $\Delta \theta_y$ est la gamme des rotations de performance. Dans la pratique, ce paramètre est le rapport entre l'énergie dissipée par le fusible et l'énergie qui serait dissipée par le fusible équivalent avec un comportement de type élastique parfaitement plastique (EP).

5.4 MODÈLES ANALYTIQUES

Des études expérimentales ont montré que la résistance à la flexion des assemblage de continuité de poutre boulonnés peut être évaluée par la définition de la valeur du rapport des capacités α du fusible. En général, les résultats ont montré que des fusibles avec des valeurs plus élevées des rapports de capacité (α) Fournir des niveaux de performance plus élevés en termes de rigidité, de la résistance, de ductilité et de l'énergie dissipée. , Fusibles Néanmoins les valeurs de α proche de l'unité et, par conséquent, dont l'intensité est semblable à celle de la poutre composite, provoquer plus de dégâts dans les parties irremplaçables et ne parviennent donc à concentrer la plasticité dans la section de fusible. D'où les valeurs optimales de ce paramètre en vue d'obtenir les meilleures performances de l'assemblage de continuité de poutre en termes de capacité et de dissipation d'énergie, les valeurs alpha devrait supposer que:

$$\begin{aligned} 0,60 &\leq \alpha \leq 0,75 \\ 0,30 &\leq \alpha \leq 0,50 \end{aligned} \quad \text{Eq. (5.2)}$$

α peut être évaluée par l'équation suivante

$$\alpha = \frac{M_{Rd,fuse}}{M_{pl,Rd,beam}} \quad \text{Eq. (5.3)}$$

Où

$M_{pl,Rd,beam}$ est la valeur de résistance des poutres composites pré-conçue

$M_{Rd,fuse}$ est le moment résistant de l'assemblage de continuité de poutre

La résistance au moment maximum des poutres composites est la valeur de flexion maximale dans monopolisant et le relâchement. $M_{pl,Rd,beam}$

On notera que, dans le but de réduire l'écrasement de la dalle et donc concentrer tous les dommages dans les assemblage de continuité de poutre boulonnés, l'axe neutre plastique comme représenté sur la Figure. 5.12 doit être situé entre les deux couches de barres d'armature de la dalle.

Etant donné que les plaques de fusibles peuvent boucler à rotation monopolisant le comportement de flexion des fusibles est asymétrique dans la plupart des cas. Pendant les deux cas, tremblement de terre peut se produire et le comportement global est régi par la plus faible résistance. Par conséquent, il est nécessaire de calculer à la fois l'affaissement et monopolisant moments résistants du fusible et, respectivement. $M_{Rd,fuse}^+$ $M_{Rd,fuse}^-$

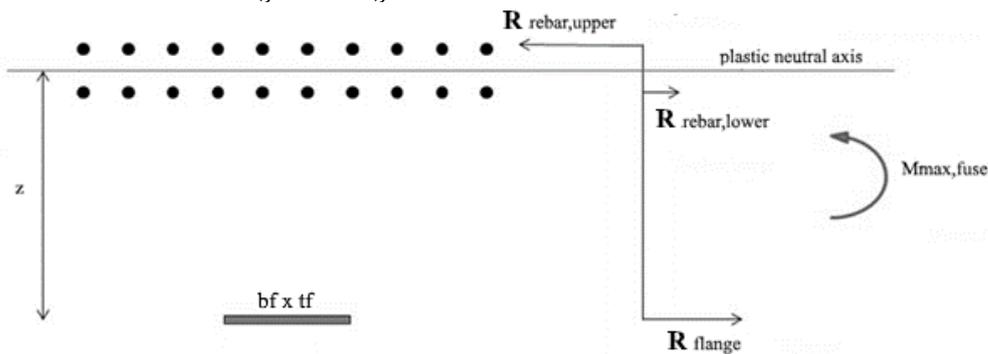


Figure. 5.12: Disposition des fibres

Le comportement au instabilité des plaques de fusible peut être commandé par l'élançement géométrique qui est fonction de la longueur de instabilité libre et l'épaisseur de la plaque à bride t_f par l'Eq. 5.4. L_0

$$\lambda = \frac{L_0}{t_f} \quad \text{Eq. (5.4)}$$

Où base L_0 sur le mécanisme de instabilité de la FUSEIS (voir Figure. 5.13) Peut être calculée par l'équation. 5.5.

$$L_0 = \frac{2\sqrt{2} M_p}{A f_y \sqrt{\varepsilon}} \quad \text{Eq. (5.5)}$$

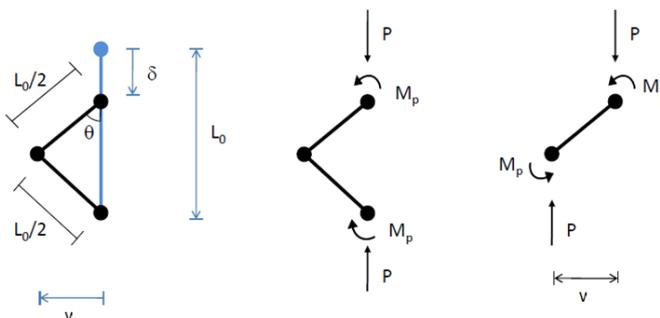


Figure. 5.13: Mécanisme d'instabilité de la plaque FUSEIS boulonnée sur la base de résultats expérimentaux



Figure. 5.14: Mécanisme de rupture lors des essais expérimentaux

La charge axiale agissant sur la plaque de bride peut être calculée comme suit:

$$P = \frac{M_p}{v} \quad \text{Eq. (5.6)}$$

Où se trouve moment plastique de la section transversale rectangulaire de la plaque qui peut être calculée par l'équation. M_p

$$M_p = \frac{b_f * t_f^2}{4} * f_y \quad \text{Eq. (5.7)}$$

Pour les petits déplacements:

$$v = \sqrt{\frac{\delta * L_0}{2}} \quad \text{Eq. (5.8)}$$

$$\delta = L_0 * (1 - \cos \theta) \quad \text{Eq. (5.9)}$$

5.5 RÈGLES DE CONCEPTION

Sur la base de la recherche expérimentale et analytique réalisée au cours du projet FUSEIS règles de conception ont été développés donnant toutes les informations nécessaires à la conception. La conception d'un immeuble avec assemblage de continuité de poutre boulonnés FUSEIS doit être conforme aux exigences de la norme EN pertinentes, en particulier EN1993-1-8[2].

Étant donné que les dommages et la dissipation d'énergie ne peut se produire en raison du comportement inélastique des pièces de rechange à savoir épissures poutre FUSEIS, pièces irremplaçables-à-dire les poutres et les poteaux doivent être conçues de manière élastique pour veiller à ce qu'ils restent en bon état lorsque le raccord de poutre boulonné atteint sa capacité résistante. D'autre part, les poutres doivent être renforcés localement à la « interface » avec le fusible, pour réduire toute sorte de dommage qui pourrait se développer au niveau des trous. Le renforcement

local de la poutre peut être constitué d'une plaque d'acier supplémentaire soudée sur les deux côtés de la bande et de la bride inférieure pour la même longueur des fusibles portent des plaques. La résistance à la flexion des assemblage de continuité de poutre boulonnés peut être évaluée par la définition de la valeur du rapport des capacités α du fusible.

5.5.1 Dimensionnement par analyse élastique linéaire

Dans le processus de conception des bâtiments, les sections transversales des éléments de construction concernés devraient d'abord être pré-conçue pour le même bâtiment, mais sans fusibles, étant donné les états limites pertinentes. Les assemblage de continuité de poutre boulonnés alors devraient être inclus à toutes les extrémités de la poutre qui appartiennent au système MRF.

5.5.1.1 Résistance à la flexion du fusible

Étant donné que les plaques de fusibles peuvent boucle à rotation monopolisant le comportement de flexion des fusibles est asymétrique dans la plupart des cas. Pendant les deux cas, tremblement de terre peut se produire et le comportement global est régi par la plus faible résistance. Par conséquent, il est nécessaire de calculer à la fois l'affaissement et monopolisant moments résistants du fusible et, respectivement, $M_{Rd,fuse}^+$ $M_{Rd,fuse}^-$. Le comportement au instabilité des plaques de fusible peut être commandé par l'élançement géométrique, compte tenu de l'équation. 4.2. En supposant une distribution plastique des forces d'interactions de flexion-cisaillement, la contribution des plaques d'âme du fusible à la résistance à la flexion doit être négligé. La résistance à la flexion du raccord boulonné de poutre doit être obtenue par une analyse élastique-plastique examen d'une valeur suffisante pour α .

5.5.1.2 Conception de la plaque

Les dimensions de la plaque à bride des raccords boulonnés de poutre contrôlent le moment de flexion résistant de la section transversale du fusible et dépend donc de la valeur du rapport de la capacité du dispositif. Si l'axe neutre plastique est confondu avec le centre de gravité de l'armature longitudinale de la zone de la plaque de bride peut être estimée en pré-dimensionnement par l'expression:

$$A_{f,fuse} = \frac{M_{Rd,fuse}^+}{f_{yd} z} \quad \text{Eq. (5.10)}$$

Où est le moment résistant à l'affaissement de l'assemblage de continuité de poutree, est la limite d'élasticité de la conception de l'acier de construction selon la 1993-1-1 et est la distance entre la plaque à bride et le centre de gravité des couches de barres d'armature (voir $M_{Rd,fuse}^+ f_{yd} z$ Figure. 5.12). La résistance monopolisant du

fusible doit être obtenue par une analyse élastique-plastique sur la section transversale avec un rapport constitutif modifié pour la plaque de flasque, étant donné par: $M_{Rd, fuse}^- \sigma_{mod,b}(\varepsilon)$

$$\sigma_{mod,b}(\varepsilon) = \min\{\sigma(\varepsilon); \sigma_b(\varepsilon)\} \quad \text{Eq. (5.10)}$$

Où est la relation contrainte-déformation obtenue par des essais de traction expérimentales ou selon l'annexe C.6 de EN1993-1-5 et est la relation instabilité contrainte-déformation donnée par: $\sigma_t(\varepsilon)\sigma_b(\varepsilon)$

$$\sigma_b(\varepsilon) = \frac{f_{yd}}{\lambda_f \sqrt{2\varepsilon}} \quad \text{Eq. (5.11)}$$

Où est l'élançement géométrique de la plaque à bride. λ_f

5.5.2 Dimensionnement par analyse non linéaire

5.5.2.1 Schéma Moment-rotation

comportement hystérétique d'assemblage de continuité de poutre doit être défini comme diagramme Moment-rotation utilisé comme une donnée d'entrée pour définir le comportement non linéaire. Contribution des plaques web doit être négligée. Par conséquent, le comportement hystérétique général du raccord boulonné de poutre peut être défini comme dans Figure. 5.15.

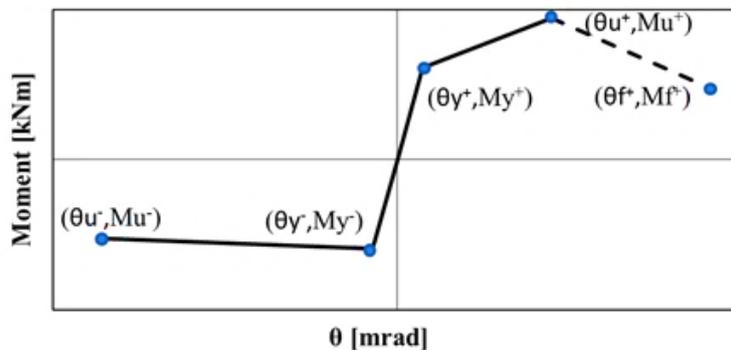


Figure. 5.15: Diagramme Moment-rotation du raccord de poutre typique boulonné

5.5.2.1.1 moment positif

Pour définir l'affaissement du moment assemblage de continuité de poutre doit être pris l'hypothèse suivante en compte:

- section reste plane
- Le fusible est dans son comportement élastique

Figure. 5.16 indique la vue schématique du moment de relâchement de la plaque de rebord du raccord de poutre boulonné.

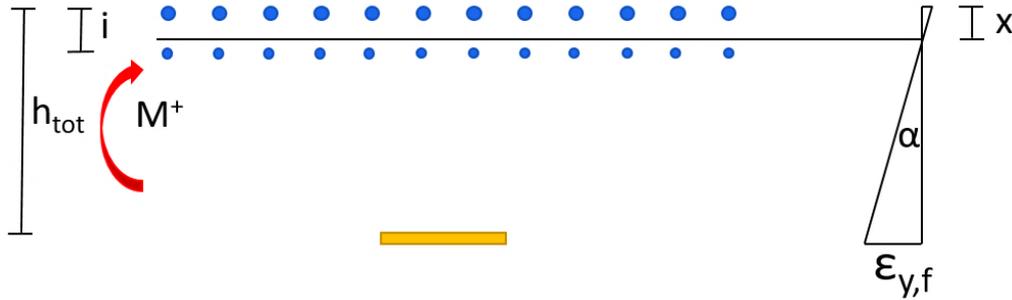


Figure. 5.16: Vue schématique du moment de relâchement de la plaque de rebord du raccord de poutre boulonné

$$M_y^+ = f_{y,fuse} A_f (h_{tot} - x) + f_{y,fuse} A_s \frac{x^2}{h_{tot} - x} + f_{y,fuse} A'_s \frac{(x - i)^2}{h_{tot} - x} \quad \text{Eq. (5.12)}$$

$$\theta_{y^+} = \arctan \left(\frac{\epsilon_{y,f} L_0 + \Delta}{h_{tot} - x} \right) \quad \text{Eq. (5.13)}$$

$$x = \frac{h_{tot} A_f + i A'_s}{A_f + A_s + A'_s} \quad \text{Eq. (5.14)}$$

Où

- L_0 La longueur libre de instabilité
- Δ Le jeu entre le trou et le boulon
- j_e La distance entre deux couches de renforcement
- t_f Est l'épaisseur de la plaque formant bride
- b_f Est la largeur de la plaque formant bride
- H_{tot} Est la distance entre la partie supérieure des barres d'armature centre de la plaque de bride
- écart Est l'écart de la dalle de béton
- $Comme$ La zone de barres d'armature supérieure
- $Comme$ La zone de barres d'armature inférieure
- $Un F$ Est la surface de la plaque formant bride

$$N = 0 = f_y A_f - Comme \sigma_s + \sigma \text{ est un } de \quad \text{Eq. (5.15)}$$

$$M = M_a = f_y A_f (H_{tot} - x) - Comme \sigma_s x + années \sigma \text{ est un } (i - x) \quad \text{Eq. (5.16)}$$

$$\alpha = \epsilon_{y,f} / (H_{tot} - x) \quad \text{Eq. (5.17)}$$

$$a_s = \epsilon_s E_s = \alpha x E_s \quad \text{Eq. (5.18)}$$

$$= \sigma e \text{ de de } E = \alpha \text{ de } (i - x) E_s \quad \text{Eq. (5.19)}$$

$$\varepsilon_s, \text{ de } \varepsilon < \varepsilon_y \quad \text{Eq. (5.20)}$$

Ultime instant-rotation de la plaque de bride peut être calculée par la formule suivante.

$$M_u^+ = f_{u,fuse} A_f h_{tot} \quad \text{Eq. (5.21)}$$

$$\theta_u^+ = 6\theta_y \quad \text{Eq. (5.22)}$$

La rotation est déterminée ultime () à partir de l'étalonnage des résultats et des investigations analytiques expérimentales. θ_u^+ point de rupture peut être obtenue lorsque la contrainte de traction maximale de la plaque à bride réalisée.

$$M_f^+ = 0.8 M_u^+ \quad \text{Eq. (5.23)}$$

$$\theta_f^+ = 2 \theta_u \quad \text{Eq. (5.24)}$$

Cette valeur de rotation a été théoriquement supposé, il doit donc être validée par des résultats expérimentaux.

5.5.2.1.2 instant monopolisant

Monopolisant moment de la plaque à bride qui est soumis à une compression de charge induisant le flambement (voir Figure. 5.13) Peut être réalisée comme une intersection de la stabilité élastique et le mécanisme de plastique. Figure. 5.17 indique mécanisme plastique et vue d'ensemble de la stabilité élastique. Lorsque le mécanisme de matière plastique peut être calculée par l'équation. 5.29 et l'équation. 5,30 respectivement.

$$N = N_{pl} * M_{pl} / (M_{pl} + N_{pl} * v) \quad \text{Eq. (5.25)}$$

$$v = \frac{1}{\left(1 - N/N_{cr}\right)} * v_0 \quad \text{Eq. (5.26)}$$

Où

$$v_0 = L_0 / 1000 \quad \text{Eq. (5.27)}$$

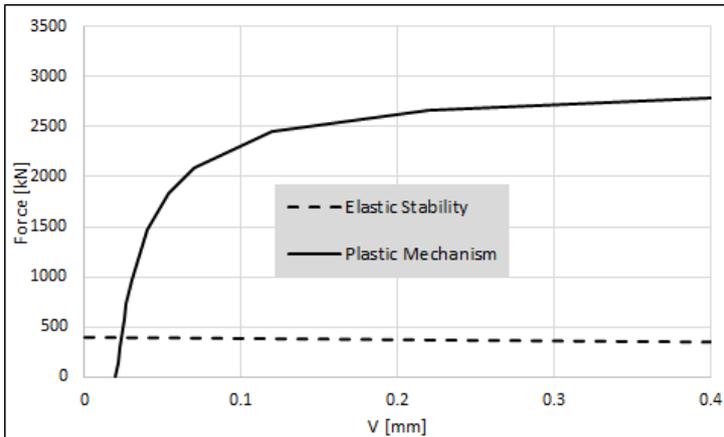


Figure. 5.17: Mécanisme plastique et vue d'ensemble de la stabilité élastique

Enfin, le moment-rotation monopolisant peut être calculé par les équations suivantes:

$$M_y^- = N_{buckling} \left(h_{tot} - \frac{i}{2} \right) \quad \text{Eq. (5.28)}$$

$$\theta_y^- = M_y^- * \frac{1}{K_y^+} \quad \text{Eq. (5.29)}$$

Où

$$K_y^+ = \frac{M_y^+}{\theta_y^+} \quad \text{Eq. (5.30)}$$

le point final peut être obtenu comme suit:

$$\theta_u^- = 12 \theta_y^- \quad \text{Eq. (5.31)}$$

La rotation est déterminée ultime (θ_u^-) à partir de l'étalonnage des résultats et des investigations analytiques expérimentales.

Par l'intersection des deux courbes (Figure. 5.17) Il peut être obtenu $v_{buckling}$ qui multipliée par un facteur égal à 12 donne le déplacement transversal de la plaque formant bride associée à la rupture (VLIM). Cette valeur dans substituant l'équation. 5,32 la force de compression N_{lim} à la rupture de plaque est prévu. Enfin, les résultats ultime moment monopolisant:

$$M_u^- = M_y^- (N_{lim}/N_{buckling}) \quad \text{Eq. (5.32)}$$

5.5.2.2 Renforcement longitudinal

Le renfort doit être calculé longitudinal de rester élastique lorsque le moment résistant maximale est développée par le fusible. Afin d'éviter le relâchement de la barre d'armature, leur zone doit être calculée de telle sorte que l'axe neutre plastique se trouve entre les couches d'armature supérieure et inférieure de la dalle. Il est

recommandé de fournir la couche de barres d'armature supérieure avec le double de la surface de la couche inférieure. Il faut noter que seulla barre d'armature qui sont situés à l'intérieur de la largeur efficace de la semelle en béton des poutres composite au niveau des sections adjacentes du fusible doivent être pris en compte pour la résistance à la flexion. Les largeurs efficaces doivent être calculées selon EN1993-1-8 (7.6.3) et EN1994-1-1 (5.4.1.2). La position de l'axe neutre plastique doit être obtenue par une analyse élastique-plastique de la section transversale avec les propriétés des matériaux obtenus expérimentalement ou telle que définie dans l'annexe C.6 de EN1993-1-5. La condition de non-production doit être vérifiée en imposant la courbure plastique à la section transversale du raccord de poutre boulonné à l'affaissement, en supposant que la déformation à la rupture de l'acier de construction est développé à la plaque à bride. La courbure plastique est donnée par où est la rotation plastique. $\chi_p \varepsilon_u \theta_p = L_0 \chi_p \theta_p \varepsilon_s \varepsilon_{sy}$

Enfin, la partie supérieure et la zone inférieure totale de la barre d'armature peut être déterminée à partir de l'équation suivante.

$$A_{upper\ rebar} = 5 A_{flange\ plate} \frac{f_{yd}}{f_{sd}} \quad \text{Eq. (5.33)}$$

$$A_{lower\ rebar} = \frac{A_{upper\ rebar}}{2} \quad \text{Eq. (5.34)}$$

5.5.2.3 Conception de l'assemblage de continuité de poutre pour cisaillement

Les plaques Web doivent être considérées seules pour la résistance au cisaillement du fusible. La résistance des plaques d'âme doit être calculé selon la 1993-1-1 (6.2.6), en considérant une zone de cisaillement égale à l'aire de la section transversale des plaques d'âme. Une attention particulière devrait être accordée à la vérification du voilement par cisaillement, tel que spécifié dans EN1993-1-5 (5). déformabilité de cisaillement peut être négligée pour des portées communes dans les bâtiments. Par conséquent, la superficie minimale de la plaque d'âme de la fusée peut être déterminée par l'équation suivante: A_v

$$A_w = \frac{V_{Ed} \sqrt{3}}{f_{yd}} \quad \text{Eq. (5.35)}$$

Où est la force totale de cisaillement V_{Ed}

$$V_{Ed} = V_{Ed,M} + V_{Ed,G} \quad \text{Eq. (5.36)}$$

$V_{Ed,M}$ est la force de cisaillement due à la résistance au moment du fusible

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{fuse,Rd}^+ - M_{fuse,Rd}^-}{d} \quad \text{Eq. (5.37)}$$

$V_{Ed,G}$ est la force de cisaillement due à des charges de gravité, d est la distance entre les fusibles. Vérification de voilement par cisaillement peut être examinée par l'équation suivante:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yd}}} \quad \text{Eq. (5.38)}$$

Où η est un paramètre qui peut être supposée égale à 1,2 nuances d'acier jusqu'au S460. Pour les nuances d'acier supérieures $\eta = 1,00$ est recommandé.

5.5.2.4 Conception de la connexion boulonnée

Les boulons qui relient les plaques de fusible à la poutre doit être conçu pour rester élastique lorsque le fusible atteint son moment maximum. En dépit d'être des pièces remplaçables, des déformations non récupérables sur les boulons pourraient compromettre le processus de déverrouillage lors du remplacement de la plaque de fusible et ainsi, ceux-ci doivent rester élastique et être traités comme des éléments non dissipatifs. L'expression suivante doit être satisfaite pour les connexions boulonnées non dissipatifs:

$$F_{v,Rd} > \frac{F_{Sd}}{n} \quad \text{Eq. (5.39)}$$

Où $F_{v,Rd}$ est la résistance au cisaillement par plan de cisaillement, selon EN1993-1-8 (voir Table 5.3) Calculée avec la limite d'élasticité des boulons, n est le nombre de boulons utilisés pour transmettre les forces de cisaillement. Les boulons doivent être pré-chargés et conçu pour se comporter en tant que connexions de cisaillement de type B selon l'une des EN1993-1-8 (3,4 et 3,9). En cas de boulonnage de structure à haute résistance pour précharger la connexion doit satisfaire aux règles incluses dans la norme EN 14399[1].

Table 5.3: Performance et résistance ultime des boulons

classe boulons	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10,9
f_{yb} [N/mm ²]	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [N/mm ²]	400	400	500	500	600	800	1000

Les boulons doivent être contrôlés sous l'action de cisaillement selon l'EN1993-1-8 [2].

$$F_{v,Rd} = n \frac{k f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \geq F_{v,Sd} \quad \text{Eq. (5.40)}$$

Où est le nombre de visage relié, supposons être égale à 1,25 et est la superficie brute réduite pour la présence du trou dans la section perpendiculaire à la force qui agit. est de 0,5 pour les boulons des classes de 4,8, 5,8, 6,8 et 10,9 et 0,6 pour les boulons des classes de 4,6, 5,6 et 8,8. $n \gamma_{M2} A_{res} k$

5.5.2.5 Remarques supplémentaires

Les règles détaillant qui ne sont pas mentionnés dans ce guide doivent être pris en considération dans les dispositions de la norme pertinente. En particulier, une attention particulière devrait être accordée aux dispositions de EN1998-1[3] en ce qui concerne le détail de la dalle en béton de la poutre composite. L'armature transversale de la semelle de la poutre de la poutre composite doit être calculée selon les dispositions du EN1994-1-1[4] et EN1998-1 [3]. En particulier, ils doivent être conçus en tenant compte de la résistance au cisaillement des connecteurs de cisaillement et les forces axiales sur la semelle en béton et sur le profilé en acier, selon les procédures de conception de EN1994-1-1[4] (6.6.6).

5.5.3 Dimensionnement par analyse statique non-linéaire

Le modèle structurel utilisé pour l'analyse élastique doit être étendue pour inclure la réponse des éléments structurels au-delà de l'état élastique et estimer les mécanismes plastiques attendu et la distribution des dommages.

approche de modélisation de la plasticité Lumped peut être utilisé pour les modèles non-linéaires des portiques. propriété de matériau non-linéaire doit être concentrée au niveau des extrémités / mi-portée des éléments de portique à l'aide des particularités fournies par le logiciel pour ce domaine d'application (c.-à-liaison et la propriété de rotule). Les éléments de poutre et de poteau sont modélisés comme des éléments de portique et de la non-linéarité peut être concentrée dans la matière plastique des rotules à leurs extrémités / mi-portée. Pour caractériser le comportement non linéaire de la rotule en matière plastique, les propriétés de déformation généralisées de force suggérées dans FEMA 356[5] peut être mis en œuvre. La propriété de rotule plastique des poteaux considère l'interaction entre la force axiale et le moment de flexion. Le modèle de pivot en matière plastique multi-linéaire peut être utilisée comme une règle d'hystérésis pour les fusibles. Les valeurs des paramètres utilisés pour le modèle hystérique doivent être définies après la conception de la dimension de fusible et propriétés. Figure. 5.18 montre le modèle de simulation et le positionnement des différents types d'éléments.

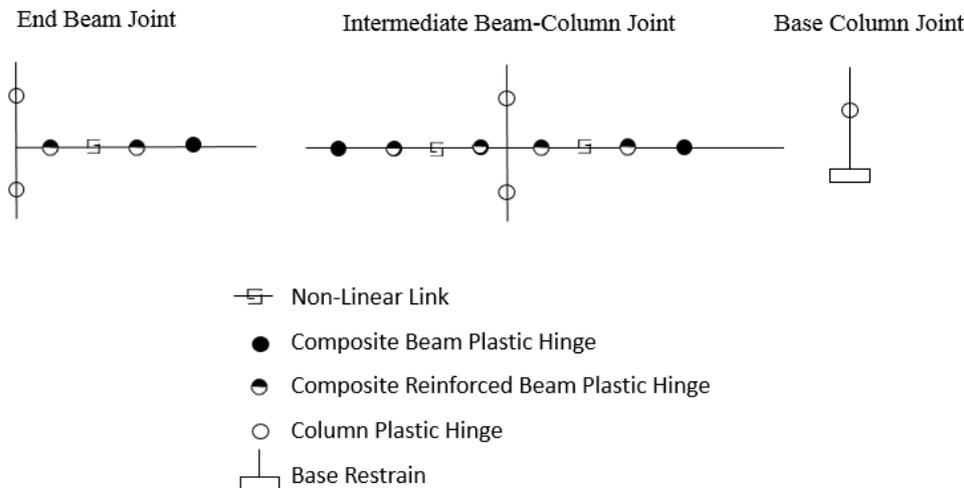


Figure. 5.18: Résumé de la modélisation - approche de la plasticité « lumped »

Au moins deux distributions verticales des charges latérales doivent être appliquées:

- « Uniforme » motif de charge, sur la base des forces latérales qui sont proportionnelles à la masse, indépendamment de l'élévation (accélération de réponse uniforme);
- motif de charge « premier mode », proportionnelle aux forces latérales compatibles avec la répartition de la force latérale dans la direction considérée déterminé dans l'analyse élastique.

5.5.4 Résumé de la procédure de dimensionnement

Pour concevoir un bâtiment équipé d'assemblage de continuité de poutre boulonnés FUSEIS, différentes étapes doivent être effectuées.

Tout d'abord, la construction classique sans éléments dissipatifs doivent être pré-conçue et vérifiée selon EC2, EC4 et EC8. A la fin de cette étape, les sections transversales des poteaux en acier et les poutres mixtes acier-béton composites sont sélectionnés. L'utilisation d'un spectre de réponse réduite à celle élastique par le facteur de comportement supposé (en première itération) selon la EC8, l'analyse du spectre de réponse sismique (RSA) sur le bâtiment est effectué et le moment de flexion M_{Ed} au niveau des extrémités des poutres sont identifiés. Ces valeurs sont prises comme référence pour les performances requises pour les assemblage de continuité de poutre dissipatifs en termes de résistance au moment ($M_{Ed} \approx M_{fusible}$). En fait, dans le bâtiment soumis aux actions sismiques de conception (ELU), l'exploitation des ressources post-élastiques des articulations dissipatif et réparables doit être garantie. Il est intéressant de noter que la distribution du moment de flexion associé à des actions sismiques n'est pas uniforme le long des différents étages, ce qui que les poutres d'étages inférieurs sont plus stressés que ceux des niveaux supérieurs. Cette observation conduit à prendre plusieurs seuils de résistance de référence pour les assemblage de continuité de poutre dans des bâtiments à plusieurs étages. Par conséquent, la mise en page finale de la structure

devrait être caractérisée en augmentant les dimensions de jonction de poutre pour les niveaux de poutre inférieure afin d'activer un mécanisme d'effondrement global et éviter l'apparition de mécanismes fragiles mous étages. Cette observation conduit à prendre plusieurs seuils de résistance de référence pour les assemblage de continuité de poutre dans des bâtiments à plusieurs étages. Par conséquent, la mise en page finale de la structure devrait être caractérisée en augmentant les dimensions de jonction de poutre pour les niveaux de poutre inférieure afin d'activer un mécanisme d'effondrement global et éviter l'apparition de mécanismes fragiles mous étages. Cette observation conduit à prendre plusieurs seuils de résistance de référence pour les assemblage de continuité de poutre dans des bâtiments à plusieurs étages. Par conséquent, la mise en page finale de la structure devrait être caractérisée en augmentant les dimensions de jonction de poutre pour les niveaux de poutre inférieure afin d'activer un mécanisme d'effondrement global et éviter l'apparition de mécanismes fragiles mous étages.

Par l'équation. 5.1 il est possible de calculer la surface des plaques de bridage associées à chaque résistance au moment requis. Fixation de la largeur de la plaque de bride égale ou comparable à la largeur de la bride de la poutre en acier conçu, l'épaisseur de la plaque à bride FUSEIS peut être obtenue. Par conséquent, la longueur de instabilité libre des assemblage de continuité de poutre peut être calculé selon l'équation. 4.4. La valeur de la longueur de instabilité libre obtenue pour les fusibles de l'étage le plus bas doit être adoptée pour tous les assemblage de continuité de poutres différents le long de toute la hauteur de la structure. La quantité de barres d'armature longitudinale totale A_{sl} , le total des dalles en béton est obtenu par l'équation. 5.25.

Après avoir défini les propriétés géométriques des articulations, le diagramme instant-rotation non linéaire de chaque configuration d'épaisseur de poutre peut être dérivé.

À ce stade, l'analyse du spectre de réponse doit être effectuée en utilisant, en correspondance avec les jonctions de poutres, des ressorts élastiques linéaires avec une raideur définie en fonction de la branche initiale du diagramme instant-rotation.

Toutes les vérifications (limitations de dommages, effets de second ordre, les contrôles de stabilité du poteau, etc.) sont réalisées selon EC8. Si elles ne réussissent pas, les étapes précédentes sont répétées sous forme de départ de manière itérative une nouvelle définition du niveau de performance requis au raccord de poutre dissipatif en termes de résistance au moment et / ou une raideur élastique.

Une fois que tous les contrôles sont efficaces, l'analyse statique non-linéaire doit être exécuté afin d'évaluer le comportement non-linéaire des éléments dissipatifs,

vérifiez l'apparition d'une plasticization diffuse des assemblage de continuité de poutre dans l'ensemble du bâtiment et de valider le facteur de comportement au départ assumé.

5.6 ANALYSES ET CONCEPTION DE PORTIQUES 2D

Afin d'étudier le comportement des composites portiques acier-béton à l'aide épissures poutre boulonnés dissipatifs (FUSEIS) et examiner la contribution de ces fusible à la dissipation d'énergie, seront examinés trois bâtiments de différentes hauteurs dans cette session. Tous les bâtiments ont composite dalle de béton en acier et de poutres secondaires qui transfèrent les charges aux portiques principaux, où les jonctions de poutres innovants boulonnés sont employés.

5.6.1 Études de cas

Trois configurations d'archétypes qui sont verticalement plan carré et régulier, ont été sélectionnés. Ils sont considérés comme des immeubles de bureaux généraux (classe B) et ils sont conçus selon EN1993-1[6] / EN1998-1 [3]et à la ligne directrice de la conception spécifique du système dissipatif. Les études de cas comprennent trois configurations comme suit:

- 2 étages, des bâtiments de faible hauteur
- 4 étages, bâtiments de hauteur moyenne
- 8 étages, hauts bâtiments -rise

5.6.1.1 Géométrie et hypothèses générales

Une vue en plan commun a été sélectionné pour tous les bâtiments. Le nombre de baies dans les deux sens est 3 avec une longueur de portée de 8 m. La hauteur de chaque étage est de 4 m. Ils se composent d'un portique résistant aux moments composite acier-béton dans la direction Y et l'armature en acier contreventé concentriquement dans le segment central de la direction X. assemblage de continuité de poutre boulonnés sont inclus dans la structure à la fin de tous les poutres dans le sens Y, (FUESIS), tandis que le dispositif de INERDTM sont équipés à la fin de tous les éléments de contreventement en acier dans la direction X. Le système de contreventement concentrique est situé pour recevoir les poteaux autour de leur faible courbure de l'axe et le FUSEIS 2-1 sont situés dans la direction le long de laquelle la poteau est placée à la flexion solides axes.

Figure. 5.19et Figure. 5.20 représentent la structure archétype et vue en élévation d'examen bâtiment 2/4/8 étages.

5.6.1.2 Matériaux

5.6.1.2.1 Les zones non dissipatifs

sont donnés ci-dessous les matériaux utilisés dans les trois bâtiments:

- Acier de construction: S355
- Béton: C25 / 30

- tôle d'acier: Fe320
- acier d'armature: B500C

5.6.1.2.2 zones dissipatives

Pendant le tremblement de terre, il est prévu que les zones dissipatives donnent avant d'autres zones à savoir, les zones non dissipatives, par conséquent, selon CE 1998-1, la f_y limite d'élasticité, max des zones dissipatives doit être satisfaite par l'équation. 5,42.

$$f_{y, \max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y \quad \text{Eq. (5.41)}$$

où

γ_{ov} est le facteur surrésistance, la valeur recommandée est de 1,25

F_y est la limite d'élasticité nominale de l'acier

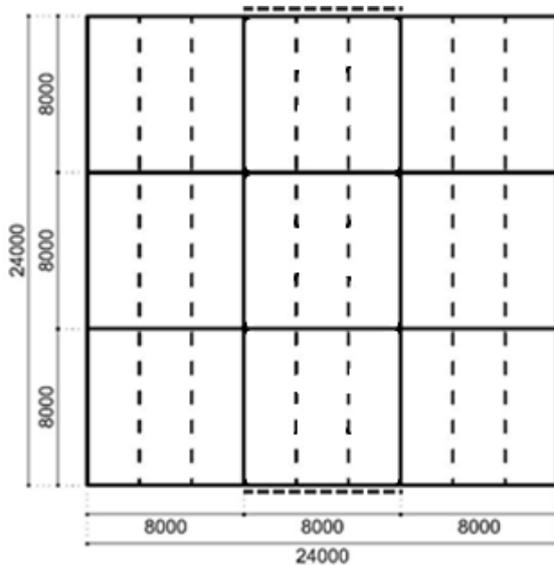


Figure. 5.19: Plan des structures archetype 2/4/8 étages

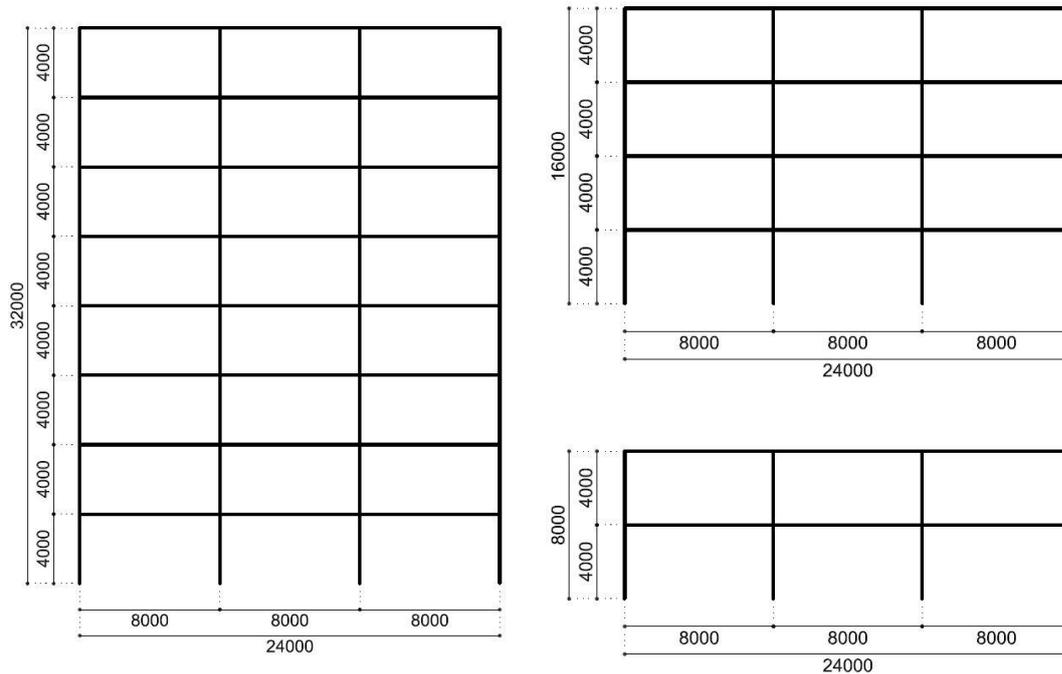


Figure. 5.20: Vue d'élévation

5.6.1.3 Les charges et les combinaisons de charges

Un résumé des charges appliquées est donnée ci-après:

- Poids mort:

2,75 kN / m² galette composite + tôle d'acier

- Charges: Superposition

Services, plafond, plancher surélevé: 0.70 kN / m² pour les planchers intermédiaires

1,00 kN / m² pour étage supérieur

murs périphériques 4,00 kN / m

- Surcharges:

Bureaux (classe B): 3,00 kN / m²

Les cloisons amovibles 0,80 kN / m²

Charge totale en direct: 3.80 kN / m²

Charge de neige à ignorer

- Charge sismique:

facteur d'importance: 1,0 = y_i

accélération du sol de pointe: $a_g R = 0,20 g$

Sol de type C - Type 1 spectre:

$S = 1,15$ $T_B = 0,20 \text{ sec}$ $T_C = 0,60 \text{ sec}$ $T_D = 2,00 \text{ sec}$

facteur inférieur lié: $\beta = 0,2$

Verticale accélération du sol pour être ignoré.

coefficient de comportement $q = 4$

5.6.1.4 Simulation

Un bâtiment avec FUSEIS 2-1 peut être simulée avec un modèle linéaire élastique par des éléments de poutre appropriés. La simulation a fait sur la base des règles

de conception qui sont destinées à faire en sorte que céder, aura lieu dans le fusible avant tout cédant ou non ailleurs. Par conséquent, la conception des bâtiments avec FUSEIS 2-1 est basé sur l'hypothèse que les fusibles sont capables de dissiper l'énergie par la formation de mécanismes de pliage en plastique.

La modélisation des bâtiments ont été effectuées au moyen du programme d'éléments finis SAP2000. Toutes les poutres et les poteaux ont été simulées comme éléments de poutre, tandis que les éléments d'enveloppe de non-section ont été utilisés pour la distribution de la superficie de la charge.

5.6.1 Conception des bâtiments avec assemblage de continuité de poutre FUSEIS boulonné

L'analyse et la conception des bâtiments, ont été effectués au moyen du programme d'éléments finis SAP2000. Les dalles composites ont été conçues par le concepteur du programme, qui prend en phases de construction de compte à la fois pour les états limites ultimes et de service. Les poteaux sont conçues comme des éléments en acier, avec leur section varie en fonction du sol et du bâtiment. Les sections affectées sont indiqués en détail dans Table 5.4, Table 5.5 et Table 5.6.

Pour tous les étages et les bâtiments, IPE450 a été choisi pour les poutres composites primaires. poutres secondaires sont composites et simplement supportée avec profil en acier HEA200. phases de construction étaient critiques pour la conception de ces poutres, de sorte supports temporaires doivent être placés afin de réduire à la fois la déformation de flexion et la taille de la section. Brames composite pour tous les étages. Ils ont été conçus et contrôlés selon les exigences de l'Eurocode 4 pour toutes les situations possibles et aucun soutien temporaires sont nécessaires pendant les phases de construction. Figure. 5.21 montre la coupe de la dalle composite. L'épaisseur de la tôle d'acier est 0,80 mm et le renfort longitudinal est $\varnothing 8 / 100$. La poutre en acier est supposé être relié à la dalle en béton avec le transfert complet de cisaillement.

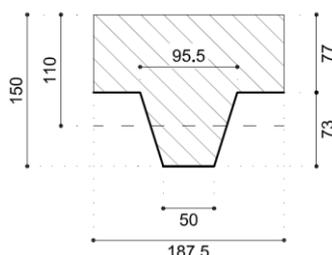


Figure. 5.21: Section de la dalle composite

Afin de vérifier à la fois des combinaisons de charges statiques et sismiques pour le bâtiment sans assemblage de continuité de poutre dissipatifs, les profils des poteaux en acier adoptées sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

Table 5.4: Section Poteaux pour le bâtiment de 2 étages

Sol	Centre	Périmètre
1-2	HEM360	HEB360

Table 5.5: Section Poteaux pour la construction de 4 étages

Sol	Centre	Périmètre
1-2	HEM450	HEB450
3-4	HEM360	HEB360

Table 5.6: Section Poteaux du bâtiment de 8 étages

Sol	Centre	Périmètre
1-2	HEM550	HEB550
3-4	HEM500	HEB500
5-6	HEM450	HEB450
7-8	HEM360	HEB360

Comme expliqué dans la section 5.4, la procédure de conception pour identifier les propriétés des jonctions de poutres dissipatifs est itératif. Dans le portique du processus de conception, deux paramètres principaux des articulations régissent les résultats de la vérification: la résistance à la flexion et le moment où la raideur élastique initiale des assemblage de continuité de poutre FUSEIS.

Une fois qu'il est clair que la résistance au moment et le niveau de rigidité nécessaire pour vérifier la structure, les propriétés géométriques des assemblage de continuité de poutre ont été mis au point.

Un exemple est signalé pour la définition de n ° 1 de jonction de poutre adopté pour les quatre premiers étages de l'immeuble de 8 étages. Sur la base de l'équation. 5,4, la zone de la plaque de bride est calculée en référence à la résistance de moment négatif requis (230 kNm).

Le bras de niveau z est calculé à partir du centre de rotation au milieu de la barre d'armature et la plaque de bride

$$z = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 450\text{mm} + 73\text{mm} + \frac{77}{2}\text{mm} = 561.5\text{ mm}$$

$$A_{f,fuse} = \frac{M_{Rd,fuse}^-}{f_{yd} z} = \frac{230 \times 10^6 \text{ Nmm}}{\frac{235}{1.15} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 561.5 \text{ mm}} = 2004 \text{ mm}^2$$

Fixation de la largeur de la plaque de rebord égale à 170 mm, légèrement inférieure à la largeur de la bride de la poutre d'acier IPE450 (190 mm); l'épaisseur de la plaque est obtenue.

$$t_{f,fuse} = \frac{2004 \text{ mm}^2}{170 \text{ mm}} = 11.79 \text{ mm}$$

Par conséquent, une épaisseur de 12 mm est choisi.

Table 5.7: Dimension des plaques d'ailes et leur répartition dans la hauteur de construction de 8 étages

Étage	Non poutre Splice	Dimension (mm)
1-4	1	170x12
5-6	2	170x10
7-8	3	170x8

Table 5.8: Dimension des plaques d'ailes et leur distribution en hauteur pour la construction de 4 étages

Étage	Non poutre Splice	Dimension (mm)
1-2	2	170x10
3-4	3	170x8

Table 5.9: Dimension des plaques d'ailes et leur distribution en hauteur pour la construction de deux étages

Étage	Non poutre Splice	Dimension (mm)
1-2	3	170x8

La longueur libre de la base Eq. 4,4 pour associée à l'étage inférieur.

instabilité est calculée sur l'épissure de poutre n ° 1

$$L_0 = \frac{2 \sqrt{2} M_p}{A f_y \sqrt{\varepsilon}} = \frac{2 \sqrt{2} \times \left(\frac{1}{4}\right) \times 170 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}^2 \times 235 \text{ N/mm}^2}{12 \text{ mm} \times 170 \text{ mm} \times 235 \text{ N/mm}^2 \times \sqrt{0.002}} = 189.73 \text{ mm}$$

Par conséquent, une longueur de instabilité libre égale à 200 mm est appliquée pour tous les joints de jonction de la poutre.

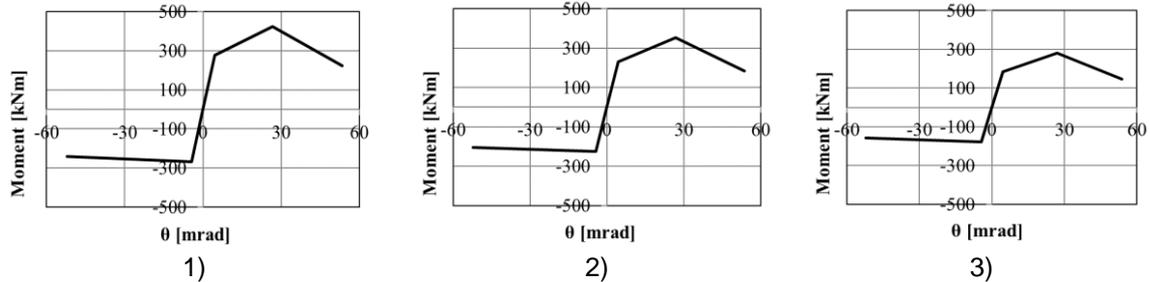


Figure. 5.22: Largeur de plaque - règle d'hystérésis en termes de moment de rotation-1) 170x12mm 2) 170x10mm 3) 170x8mm

Une fois que tous les paramètres géométriques identifiés à l'aide de la formule présentée dans la section 5.3.1, le comportement non linéaire moment-rotation des assemblage de continuité de poutre conçu est entièrement définie.

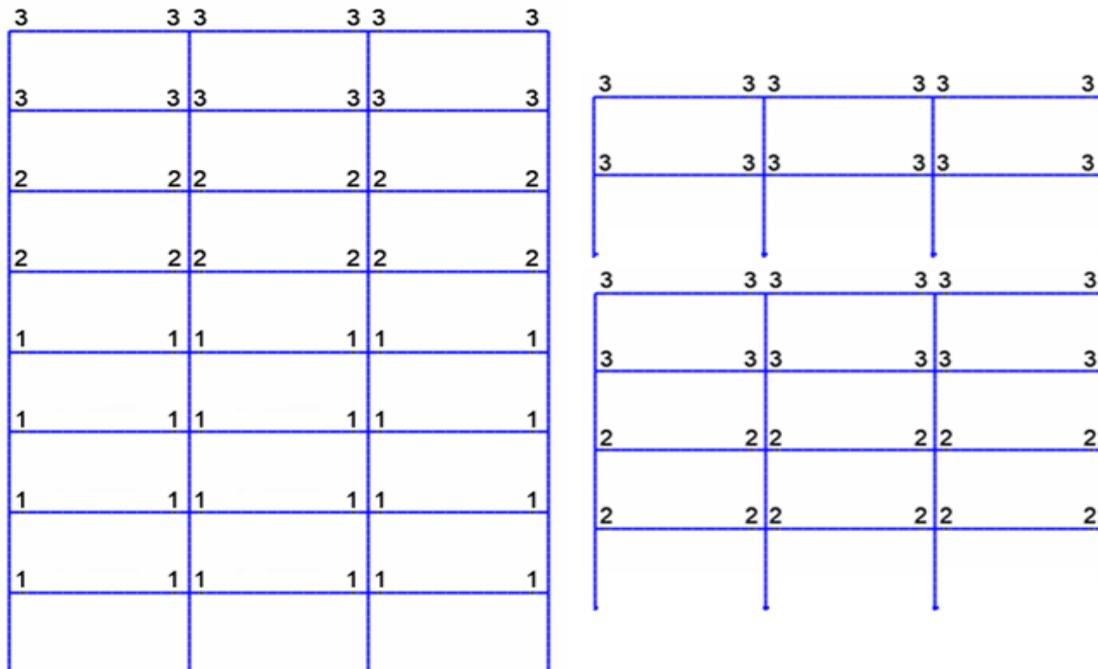


Figure. 5.23: Distribution des assemblage de continuité de poutre boulonnés assignées
 Les principales propriétés sont résumées dans les figures suivantes.

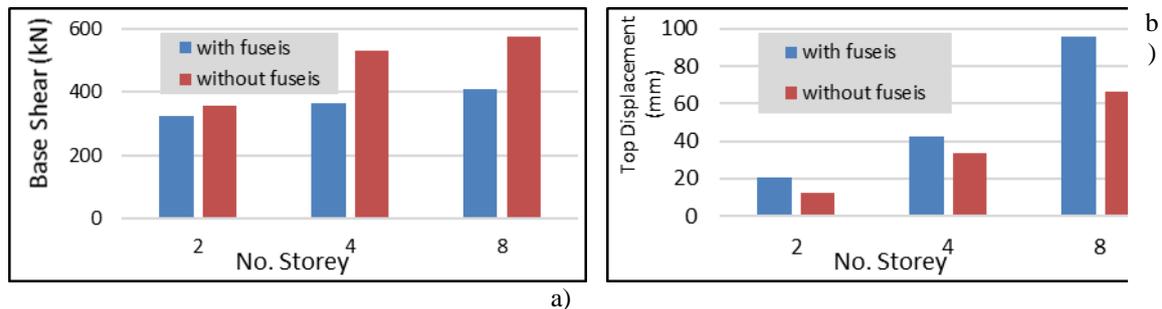


Figure. 5.24: Rapport de la capacité de résistance (A) et une raideur élastique pour assemblage de continuité de poutre 1, 2 et 3 (b)

Les plaques d'âme de l'assemblage de continuité de poutres sont conçus pour résister à des forces de cisaillement uniquement. Selon les principes de conception de capacité, les forces de cisaillement maximales qui pourraient éventuellement être développés sur les extrémités de la poutre dépendent des capacités de résistance des poutres. La superficie minimale requise de la plaque d'âme de la conception du raccord boulonné de poutre pour la force de cisaillement selon la section 5.5.2.3 résultat comme suit:

Dimensions de la plaque d'âme = 170 x 6 mm

La conception doit assurer que les barres d'armature restent élastiques. Afin d'optimiser la solution, doit être menée une procédure itérative, visant à obtenir une quantité plus faible de la quantité de barres d'armature. Les valeurs suivantes ont été estimées. Il faut remarquer que seule la barre d'armature positionnée dans la largeur effective de la dalle représentera la résistance à la flexion.

Table 5.10: Espacement de barres d'armature longitudinale dans les assemblage de continuité de poutre

poutre Splice Non.	A, les barres d'armature supérieure (Mm ²)	A, les barres d'armature inférieure (Mm ²)
1	4800	2400
2	4000	2000
3	3200	1600

5.6.1.1 Limitation du drift entre les étages

la drift inter-étages de limitation assure la protection des éléments non structuraux sous charge sismique. Il fournit une estimation des dommages pour les différents niveaux de performance et définit la répartition de la rigidité dans la structure et, éventuellement, la taille et le type des sections transversales appliquées sur le système.

Figure. 5.25 montre la drift inter-étages qui sont limités aux critères spécifiés dans EC8.

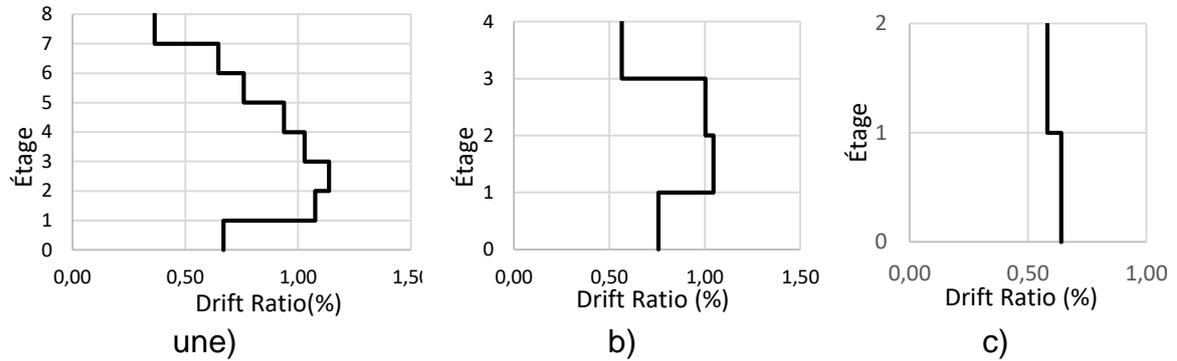


Figure. 5.25: Maximum Ratio de Drift inter-étage pour portique conventionnel et bâtiments avec système Fuseis

5.6.1.2 effets *P-delta*

Selon EC8 le deuxième effet de commande peut être évaluée par l'équation suivante:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad \text{Eq. (5.42)}$$

Où

θ est le coefficient de sensibilité à la drift entre les étages

P_{tot} est la charge totale de la gravité et au-dessus de l'étage considéré dans la situation sismique de calcul

d_r est la drift entre les étages de conception, évaluée comme la différence entre les déplacements latéraux moyens ds en haut et en bas de l'étage considéré

V_{tot} est le cisaillement sismique totale étages

h est la hauteur entre les étages

Notez que la valeur du coefficient θ ne doit pas dépasser 0,3. Table 5.10, Table 5.11 et Table 5.12 montrer la sensibilité de drift calculée pour l'ensemble des bâtiments examinés.

Table 5.10: Sensibilité de drift pour la construction de 8 étages

Sol	Disp (M)	Drift, réel (M)	dr / h	Vtot (KN)	Ptot (KN)	θ	Vérifier
1	0,0075	0,030	0,008	346	7205	0,16	<0,3
2	0,0142	0,057	0,014	336	6294	0,27	<0,3
3	0,0158	0,063	0,016	316	5383	0,27	<0,3
4	0,0150	0,060	0,015	287	4473	0,23	<0,3
5	0,0139	0,056	0,014	248	3564	0,20	<0,3
6	0,0121	0,048	0,012	199	2653	0,16	<0,3
7	0,0103	0,041	0,010	139	1742	0,13	<0,3
8	0,0070	0,028	0,007	71	834	0,08	<0,3

Table 5.11: Sensibilité de drift pour la construction de 4 étages

Sol	Disp (M)	Drift, réel (M)	dr / h	Vtot (KN)	Ptot (KN)	θ	Vérifier
1	0.008298	0,033	0,008	230	3531	0,13	<0,3
2	0.014198	0,057	0,014	206	2631	0,18	<0,3
3	0.014495	0,058	0,014	158	1731	0,16	<0,3
4	0.010212	0,041	0,010	87	829	0,10	<0,3

Table 5.12: Sensibilité de drift pour la construction de 2 étages

Sol	AFF (M)	la drift, réel (M)	dr / h	Vtot (KN)	Ptot (KN)	θ	Vérifier
1	0.009082	0,036	0,009	152	1722	0,10	<0,3
2	0.011675	0,047	0,012	117	824	0,08	<0,3

5.6.2 analyses statiques non-linéaires

analyse pushover est une analyse statique non linéaire effectuée dans des conditions de charges de gravité constant que l'augmentation monotone des charges horizontales qui est utilisé pour vérifier ou réviser les valeurs de rapport excédant les limites (α_u/α_1) et pour estimer les mécanismes plastiques attendus et la répartition des dommages.

Pushover (analyse statique non linéaire) doit être effectuer d'abord afin de fournir des données statistiques sur surrésistance « Ω » de la structure ainsi que le facteur dépendant du temps de ductilité « μ ». Ces données peuvent ensuite être révisée par la poursuite de l'analyse non linéaire.

5.6.2.1 Évaluation du comportement non linéaire des portiques

Les résultats numériques mettent en évidence que le nombre de rotules en plastique et leur répartition en hauteur sont similaires pour les différentes structures conventionnelles. Comme on s'y attendait pour des ossatures classiques, toute la formation de rotules en plastique est produite au niveau des extrémités de la poutre et à la base des poteaux de sol, sur la base des règles de conception de EC8. Bien que la déformation plastique se concentre principalement dans les jonctions de poutres, les principaux éléments restent dans le domaine élastique, ce qui signifie qu'ils sont protégés contre toute sorte de dommages. Il est à noter que la formation du mécanisme de matière plastique se produit plus ou moins simultanément dans tous les étages de ossatures ayant des assemblage de continuité de poutre (voir Figure. 5.28) Veiller à ce qu'aucun mécanisme étages doux se produisent aux structures. Figure. 5.26 montre le courbe pushover des bâtiments examinés ayant des assemblage de continuité de poutre boulonné.

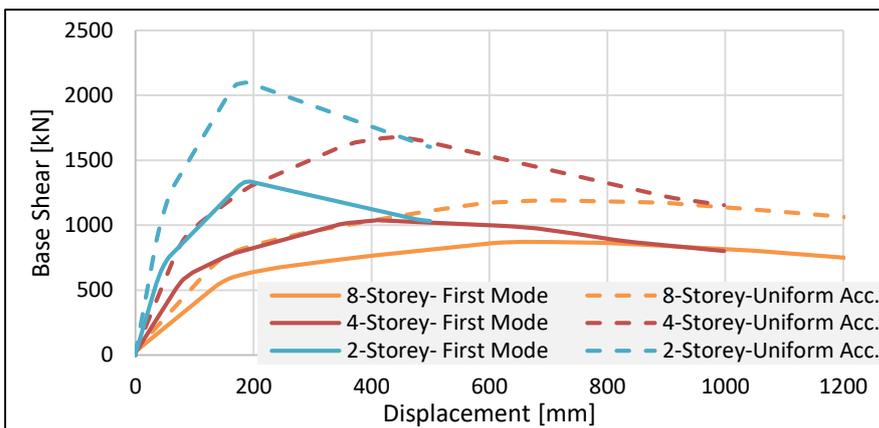
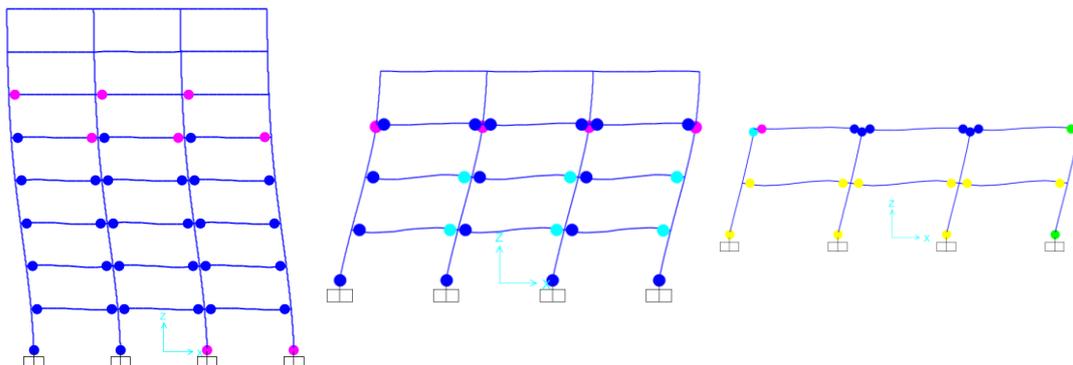


Figure. 5.26: Push-over courbe pour 2,4 et 8 étages bâtiment



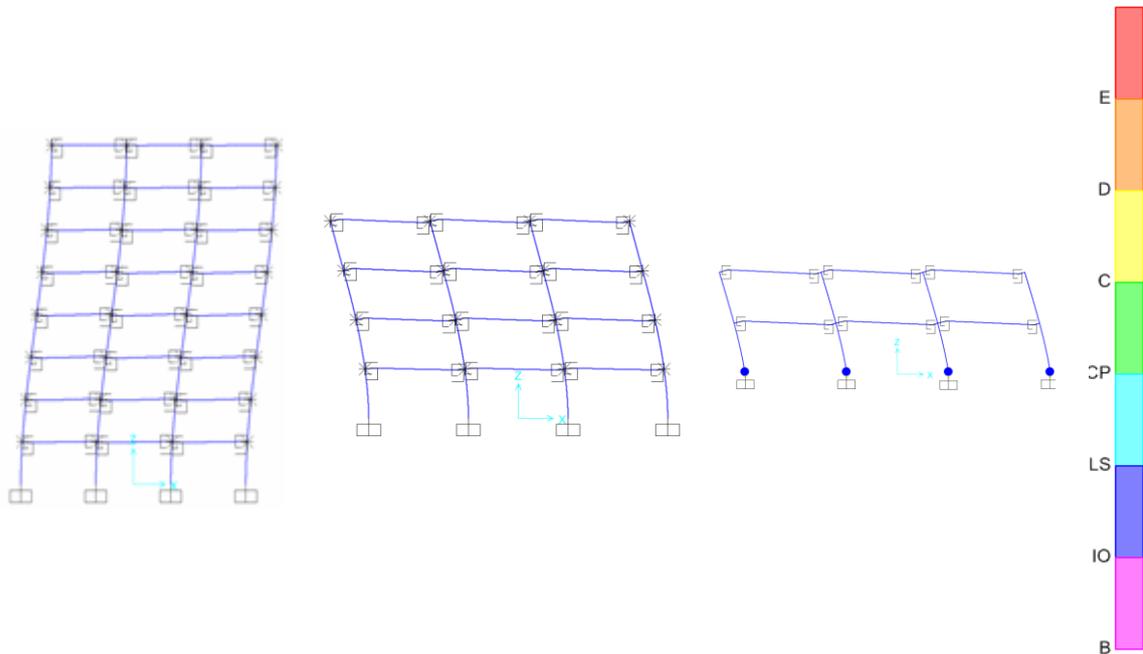


Figure. 5.27: formation de rotules plastiques au déplacement égal à 60cm ($\delta = 60\text{cm}$), (en haut) des structures classiques (en bas) avec la construction d'assemblages de continuité de poutre boulonnés

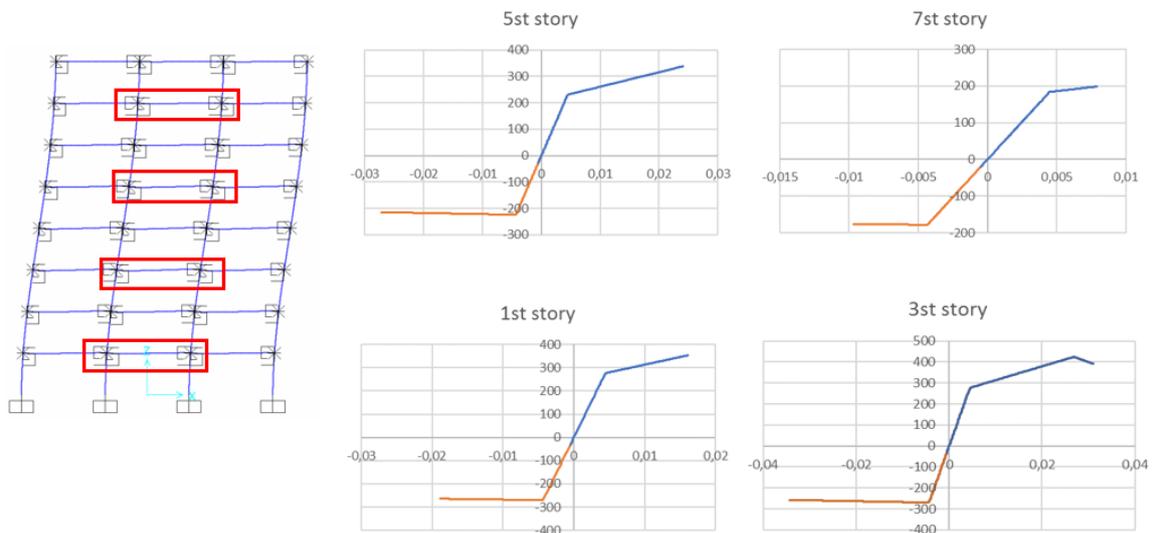


Figure. 5.28: Mécanisme plastique global à $\delta = 60\text{cm}$

5.6.2.2 Evaluation du facteur de comportement q

Une valeur préliminaire du facteur Q peut être établie à partir de l'analyse, en utilisant la surrésistance classique (Ω) et le facteur de comportement de ductilité (q) de découplage: $q_{\text{stat}} = q \cdot \Omega$. Si le facteur q_{stat} estimé est de plus de 20% différent de celui initialement pris pour la conception pour l'un des archétypes, refonte peut être nécessaire.

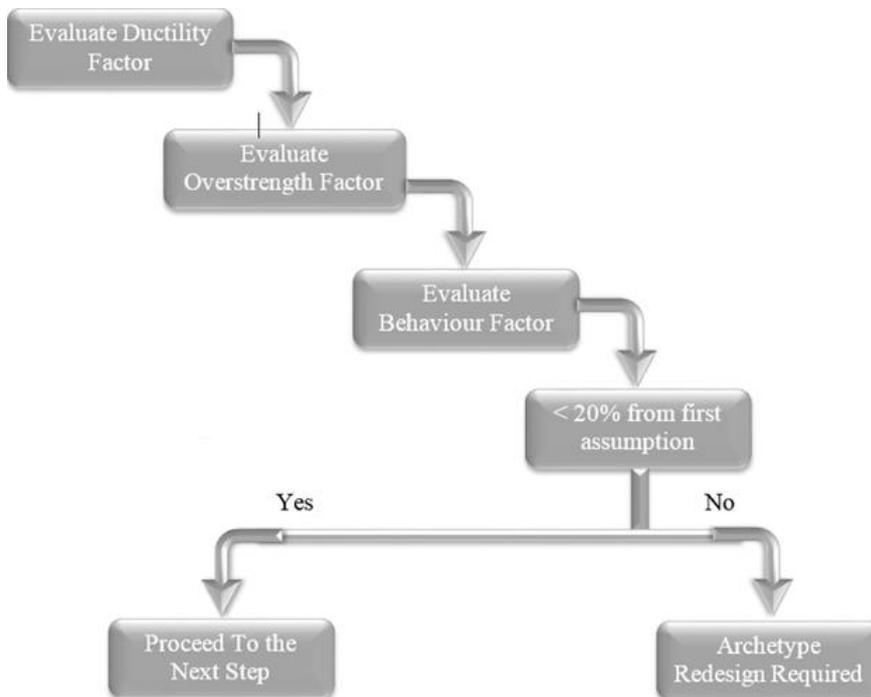


figure 5.29 procédure d'évaluation des facteurs de comportement d'essai

facteur de comportement est un facteur de réduction de force dans laquelle les spectres linéaires modifient de spectres non linéaire équivalent. Ce facteur de comportement, également appelé facteur de réduction par certains chercheurs, jouent un rôle important dans l'évaluation des forces de conception de la structure. La valeur du facteur Q est directement lié à la ductilité, la redondance, un amortissement visqueux, et le surrésistance des éléments. Ces paramètres ont une grande influence sur la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

facteur de comportement peut être calculée comme le produit de la ductilité et le facteur surrésistance par l'équation suivante:

$$q = q_{\Omega} \cdot q_{\mu} \cdot q_{\xi} \quad \text{Eq. (5.43)}$$

Où

q_{Ω} est un facteur dépendant surrésistance aussi appelé facteur de réduction de la résistance

q_{μ} est un facteur dépendant de la ductilité aussi exprimé en fonction du déplacement ductilité

q_{ξ} est le facteur de contrainte admissible également appelé facteur de réduction d'amortissement qui peut théoriquement être défini comme un facteur d'unité (en supposant le même taux d'amortissement utilise à la fois pour l'analyse élastique et inélastique).

Parmi plusieurs méthodes disponibles dans la littérature et les codes pour calculer ces facteurs, l'une de ces options est présentée et expliquée afin de quantifier le facteur de comportement des études de cas.

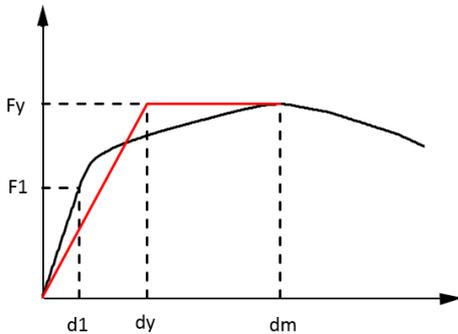


figure 5.30 Définition du facteur de comportement

Se référant à figure 5.30, Une approximation correcte de quantification du facteur de réduction de force peut être calculée comme suit:

$$q_{\Omega} = \frac{F_y}{F_1} \quad \text{Eq. (5.44)}$$

Où:

F_y est la force correspondant à la limite d'élasticité bilinéaire idéalisée que l'on peut supposer que le cisaillement à la base maximale.

$$F_y = F_m \quad \text{Eq. (5.45)}$$

F_m est la force réelle maximale de la structure

F_1 est la force correspondant au premier performance significatif qui peut être trouvé que l'endroit où un élément quelconque de la structure atteint sa zone plastique premier.

Le facteur de réduction de la ductilité selon Newmark et Hall q_{μ} [7] peut être exprimée comme la ductilité du système μ lié à la période naturelle de T vibrations, proposé par les équations suivantes:

$$\begin{aligned} q_{\mu} &= 1.0 && \text{(Pour } T < 0.03s) \\ q_{\mu} &= \sqrt{2\mu - 1} && \text{(Pour } 0.03s < T < 0,5s) \\ q_{\mu} &= \mu && \text{(T} > 0,5s) \end{aligned} \quad \text{Eq. (5.46)}$$

Système ductilité μ peut être calculée par l'équation suivante:

$$\mu = \frac{d_m}{d_y} \quad \text{Eq. (5.47)}$$

où

d_m est le déplacement correspondant maximale au cisaillement à la base réelle maximale

d_y est le déplacement correspondant à la limite d'élasticité bilinéaire idéalisée

$$d_y = 2\left(d_m - \frac{E_m}{F_y}\right) \quad \text{Eq. (5.48)}$$

E_m est la zone sous la courbe jusqu'à d_m

Table 5.13: Calcul du facteur de comportement pour 2,4 et 8 étages

	8 étages	4 étages	2-Étage	
dm (mm)	660,55	412,35	193,16	
dy (mm)	329,06	222,68	131,88	
Fm (kN)	870,73	1037,53	1335,92	
Fy (kN)	870,73	1037,53	1335,92	
F1 (kN)	525,59	515,636	549,55	
d1 (mm)	135,15	69,43	35,06	Moyenne
μ	2.01	1,85	1,46	1,77
Ω	1,66	2.01	2,43	2.03
q	3.33	3,73	3,56	3.53
			Dispersion	4,3%

Table 5.13 représente le calcul du facteur de comportement d'essai de trois bâtiments examinés ayant des assemblage de continuité de poutre boulonnés. Le facteur de conduite est calculé en moyenne 3,53 avec la dispersion de 4,3%. Toutefois, il convient de souligner que l'évaluation du facteur de comportement en résumé Table 5.13 est basé uniquement avec une méthode présentée dans ce chapitre. Dans le portique du projet de recherche INNOSEIS, une procédure d'évaluation plus cohérente de q facteur est en cours d'élaboration afin de prendre en compte plusieurs méthodes présentées dans la littérature et les codes sismiques modernes pour quantifier une procédure fiable pour calculer la valeur finale du facteur de comportement.

5.7 DOMAINE D'APPLICATION

Les fusibles dissipatifs innovants peuvent être appliqués à plusieurs étages composites bâtiments en béton acier. Une configuration optimisée consiste en un portique résistant aux moments composite acier-béton dans la première direction (généralement le long du poteau d'axe fort) et contreventements concentriques dans l'autre direction (habituellement le long du poteau axe faible). Dans cette direction,

la structure générale est pendulaire, caractérisé par des articulations simples à poutre de connexions de poteaux. FUSEIS assemblage de continuité de poutre boulonné sont inclus dans la structure à la fin de tous les poutres dans le sens MRF.

5.8 CONCLUSIONS

Les fusibles développés boulonnés se sont révélés très faciles à remplacer et a montré de bons indicateurs de performance en termes de ductilité, la rigidité, la dissipation d'énergie et de résistance. Le assemblage de continuité de poutre boulonné FUSEIS protégé avec succès la plupart des parties irremplaçables, qui généralement sont restées dans le domaine élastique comme prévu, ce qui a été obtenue par concentration du comportement inélastique dans les plaques de fusible. Ces fusibles sont également révélés être facile à fabriquer, à assembler et à remplacer.

Les éléments dissipatifs sont facilement remplaçables si elles sont endommagées après un fort événement sismique. Le montage et le démontage après le test est facile d'un point de vue pratique: le temps nécessaire pour le remplacement d'un FUSEIS boulonné épissure de poutre est de 45 minutes (de POLIMI pleine échelle d'expérience de test).

Code des règles de conception pertinentes pour la conception sismique des portiques avec FUSEIS dissipatifs ont été formulées. Des recommandations pratiques sur la sélection des fusibles appropriés en fonction des paramètres les plus importants et les vérifications éléments ont été formulées. Les détails de structure et des mesures sont définies de construction.

5.9 PUBLICATIONS

- [1] L. Calado, J.M. Proença, M. Espihna, C.A. Castiglioni & I. Vayas – Hysteretic behavior of dissipative devices for seismic resistant steel portiques (FUSEIS 2). Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile.
- [2] C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, M. Espihna, R.M. Gonçalves, T. Rauert & I. Vayas – Seismic resistant composite steel portiques with dissipative devices. Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile
- [3] I. Vayas, C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, T. Rauert, R.M. Goncalves – Dissipative devices for seismic resistant steel portiques. Eurosteel 2011, August 31-September 2, 2011, Budapest, Hungary.
- [4] A. Kanyilmaz, C.A. Castiglioni, A. Drei, I. Vayas, L. Calado, T. Rauert – Non lineaire dynamic response of dissipative devices for seismic resistant steel portiques: experimental behaviour and numerical simulation. Compdyn 2011, 26-28 May, Corfu, Greece.

5.10 REFERENCES

- [1] E. Commission, BS EN 14399-2 High-strength structural bolting assemblies for preloadingPart2: Suitability for preloading. British Standards, 2005.
- [2] E. Commission, BS EN 1993-1-8: 2005 Design of steel structures — Design of joints. 2005.

- [3] E. Commission, BS EN 1998-1: 2004 Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. British Standards, 2004.
- [4] D. ENV, "BS EN 1994-1-1:2004; Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings," Eur. Stand., 2004.
- [5] FEMA 356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. Washington, D.C.: FEMA, 2000.
- [6] C. de Normalización, "EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings," 2005.
- [7] N. Newmark and W. Hall, "Earthquake spectra and design," Earth Syst. Dyn., 1982

6 ASSEMBLAGES DE CONTINUITÉ DE POUTRE SOUDÉS FUSEIS

6.1 INTRODUCTION

La résistance sismique des bâtiments en acier est obtenue par combinaison d'une variété de systèmes structuraux traditionnels tels que des portiques résistant à des moments, les murs de cisaillement, des portiques concentriques et excentriques contreventés. Sous violents tremblements de terre, ces systèmes peuvent subir des dommages importants et présentent de grandes drifts résiduelles, ce qui conduit à la perte d'occupation et les coûts de réparation élevés des structures.

Ces dernières années, plusieurs connexions dissipatifs, systèmes et dispositifs ont été proposés qui combinent la résistance, la rigidité et la ductilité. Ils sont en mesure de limiter les déformations plastiques dans les fusibles remplaçables qui empêchent non seulement l'effondrement, mais en limitant les dégâts structurels. En outre, certains d'entre eux sont également capables d'éliminer les drifts résiduelles en présentant des propriétés d'auto-centrage. A cet égard, ils permettent la structure soit immédiatement occupé après le tremblement de terre, à condition que les fusibles endommagés sont remplacés.

brochure actuelle présente les résultats des enquêtes sur la performance sismique des assemblage de continuité de poutre FUSEIS soudés, introduit les procédures de conception des bâtiments en acier et composites, dans lequel les épissures sont utilisés dans les systèmes parasismiques, et procède à un exemple de conception. Les jonctions de poutres FUSEIS soudés utilisent des fusibles plaque d'âme et d'aile interchangeable pour fournir une dissipation d'énergie. Le système consiste en l'interruption au niveau des deux extrémités des poutres composites de MRF qui sont alors reliés par la barre d'armature et les plaques de fusible de la dalle. Bien que les plaques sont conçues pour mobiliser leur force maximale, les barres d'armature sont maintenues dans le régime élastique.

Les résultats des recherches expérimentales et analytiques sur les fusibles individuels sous chargement monotone et cyclique effectué à l'IST sont présentés. Les tests ont fourni des données pour les paramètres non linéaires des fusibles qui sont utilisés dans l'analyse statique et dynamique non linéaire en 2D de ossatures représentatives de construction 3D avec FUSEIS soudé.

L'utilisation des assemblage de continuité de poutre FUSEIS soudés est une solution économique et peut être appliquée dans des bâtiments en acier à plusieurs étages qui offrent les avantages suivants:

- (A) des déformations inélastiques sont concentrées dans les fusibles dissipatifs;
- (B) ils peuvent être facilement fabriqués, installés et retirés, ce qui limite les coûts et le temps requis pour rendre le bâtiment opérationnel après le tremblement de

terre.

6.2 DESCRIPTION DES ASSEMBLAGE DE CONTINUITÉ DE POUTRE SOUDÉ

Le système sismique innovant d'assemblage de continuité de poutre FUSEIS soudées comprend l'interruption au niveau des deux extrémités des poutres composites de MRF qui sont ensuite reliés par des barres d'armature de la dalle en béton et les fusibles de la plaque d'âme et la bride (Figure. 6.1). Ce système de contreventement latéral est très similaire aux MRF conventionnels. Toutefois, en vertu de mouvement sismique forte, des déformations inélastiques sont limitées aux fusibles de la plaque d'âme et la semelle, qui se dissipe une grande quantité d'énergie d'entrée, en laissant le reste de la structure élastique et en bon état. Étant donné que les dommages sont limités aux fusibles, les travaux de réparation sont relativement simples et moins coûteux à comparer à un bâtiment résistant aux secousses sismiques classiques.

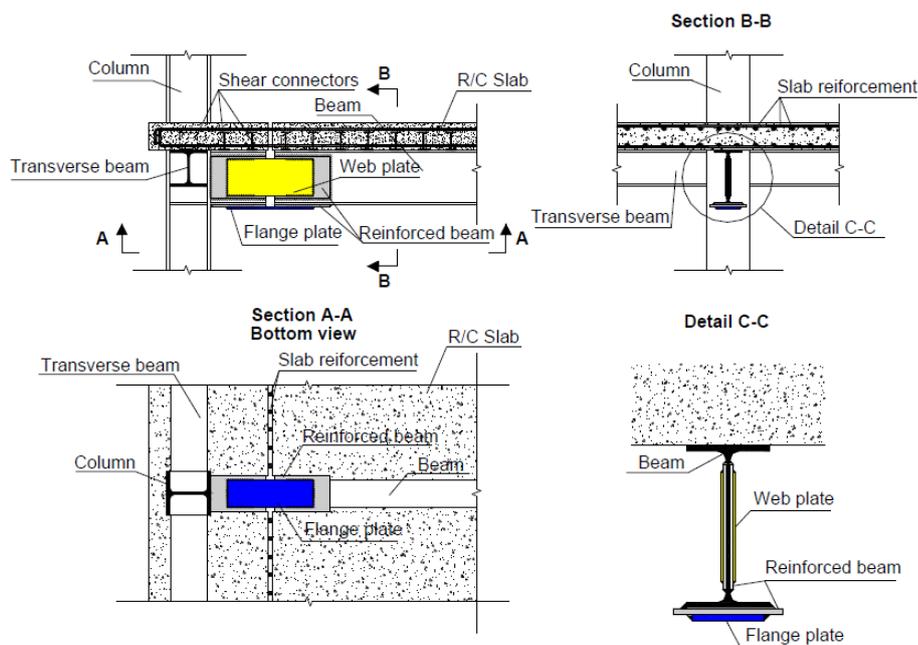


Figure. 6.1: Représentation schématique des assemblages de continuité de poutre FUSEIS soudés. L'écart dans la dalle un peu plus le fusible est destiné à éviter des dommages importants au béton, en permettant le fusible de développer des rotations plus importantes, sans contact à béton en béton. La largeur de la fente dans la partie en béton armé du fusible peut être différente de celle des parties en acier du fusible. Les valeurs recommandées pour la largeur de fente dans le béton armé (dalle) et dans les pièces en acier sont, respectivement, 10% de la hauteur de la dalle et 10% de la hauteur totale de la section transversale composite.

La barre d'armature longitudinale sont continues sur l'espace, assurant ainsi la transmission des efforts. Étant donné que les barres d'armature sont irremplaçables, leur performance est empêché en forçant l'axe neutre en matière plastique pour se

situer entre les couches supérieure et inférieure. Pour atteindre l'objectif mentionné, il est recommandé que la superficie totale de la barre d'armature supérieure est plus de deux fois celle de la plaque de la bride.

La zone de poutre renforcée est une zone renforcée par des plaques soudées supplémentaires, à la fois à la bande et la bride de la poutre, dans le but d'éviter toute sorte de dommages (par exemple la diffusion de la plasticité) au niveau du raccord et dans les pièces d'acier irremplaçables adjacentes le rayon. Il n'y a pas d'indications de conception strictes pour ces plaques de renfort aussi longtemps que les conditions mentionnées ci-dessus sont vérifiées.

Le système est souple en ce qui concerne la sélection des fusibles de la plaque âme et d'aile et offre au concepteur la possibilité de contrôler la séquence de plastification des assemblage de continuité de poutre FUSEIS soudés. Ceci peut être réalisé en modifiant soit les sections ou la longueur des fusibles de la plaque de bride.

Visant à éviter surrésistance excessive, le matériau en acier des fusibles dissipatifs doivent avoir des propriétés contrôlées. Conformément à la norme EN 01/01/1998, leur force de performance doit avoir une valeur maximale de:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \quad \text{Eq. (6.1)}$$

où est le facteur surrésistance et est la valeur nominale de la limite d'élasticité. $\gamma_{ov} = 1.25 f_y$

La limite d'élasticité nominale des fusibles de bride doit être faible, et de préférence pas supérieure à 235 MPa. Si les propriétés du matériau des fusibles sont contrôlés et leur force de performance maximal garanti inférieur à celui décrit par Eq. (6.1), Le facteur surrésistance peut être réduite et on peut atteindre un design encore plus économique.

6.3 INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES SUR LES ASSEMBLAGES DE CONTINUTE DE POUTRE SOUDES FUSEIS

6.3.1 Dispositif expérimental, specimens et chargement

Le test expérimental mis en place est représenté schématiquement Figure. 6.2. Mis à part le déplacement du haut et du contrôle de la force de transducteurs représentés sur les Figure. 6.2 Les liens testés sont instrumentés avec une série de 21 plus des capteurs de déplacement, représenté sur la Figure. 6.3, Pour surveiller le mouvement de corps rigide au niveau des supports, des rotations et des déplacements transversaux à différentes positions le long de la longueur de la poutre et le glissement poutre-dalle.

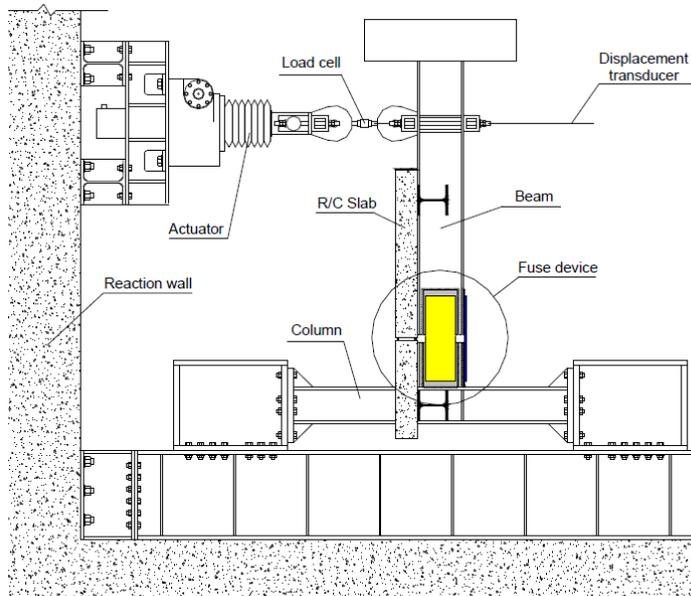


Figure. 6.2: Set-up expérimental

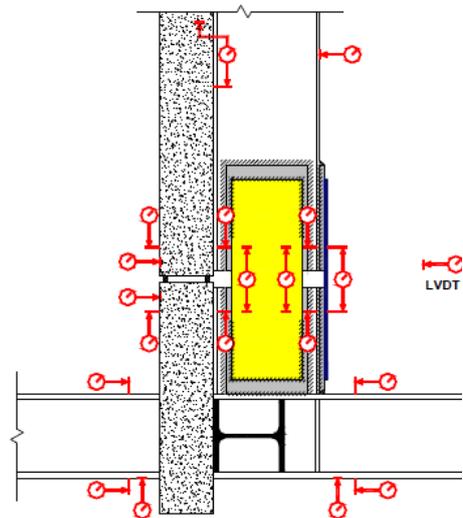


Figure. 6.3: Localisation des LVDT (gros plan)

L'ensemble de test de base est constitué d'un sous-ensemble poutre-poteau typique, comprenant une poutre composite avec un profil IPE300 supportant une large dalle en béton armé d'épaisseur 150 mm et 1450 mm, avec une poteau de profil de HEB240. Le renfort longitudinal de la dalle est constituée en $\Phi 20 // 100$, la couche supérieure, et $\Phi 16 // 100 // 200 + \Phi 12$, couche inférieure (dimensions en mm). Bien que non obligatoire pour le concept de fusible à l'étude, les liens testés sont fabriqués avec des connecteurs flexibles (ductiles également appelé) conçus pour une capacité de connexion complète.

Afin d'évaluer la performance du dispositif à fusible, un total de dix cyclique et deux essais expérimentaux monotones sont réalisées sur le sous-ensemble de raccordement poutre-poteau unique équipé de fusibles ayant des paramètres géométriques différents. Chaque essai est effectué jusqu'à la rupture complète de la platine de fixation de fusible, après quoi les plaques de fusibles sont remplacées par de nouvelles et un autre test est effectué. Les plaques web sont conçues pour résister à des forces de cisaillement et ont les mêmes dimensions dans tous les tests ($200 \times 4 \text{ mm}^2$). Les dimensions seulement que les changements entre les tests sont l'épaisseur () et la largeur () des plaques à brides, puisque la longueur de instabilité libre des plaques d'acier est de 170 mm pour tous les liens. La sensibilité au instabilité est décrite par l'élanement géométrique, calculée comme étant le rapport entre la longueur libre () et l'épaisseur des plaques d'aires. est réglé constant de sorte que la contrainte de traction imposée dans les plaques à brides pour les amplitudes de rotation de fusible destinés peut être placé de manière appropriée dans le domaine plastique, mais éloignée de celle de la rupture à la traction pour les

essais monotones. Les dimensions présentées dans $t_f, b_f, \lambda_G, L_0, L_0$ Table 6.1 sont choisis pour fournir les fusibles avec des valeurs différentes du paramètre de conception de contrôle, de la rapport de capacité α , Défini par Eq. (6.2).

$$\alpha = \frac{M_{max,fuse}}{M_{pl,beam}} \quad \text{Eq. (6.2)}$$

où $M_{max,fuse}$ est le moment maximal développé par le dispositif de fusible et $M_{pl,beam}$ est le moment résistant plastique du segment non renforcée de la section transversale composite de la poutre (loin du fusible, sans les plaques de renfort web et de la bride).

Table 6.1: Dimensions de la plaque des assemblage de continuité de poutre FUSEIS soudés (en mm) et élancement géométrique

assiette	UNE	B	C	ré	E	F
t_f	dix	dix	12	8	12	8
b_f	80	130	110	100	150	140
λ_G	17,0	17,0	14.2	21.3	14.2	21.3

Les valeurs du rapport des capacités correspondantes sont présentées dans le Table 6.2 pour les tombants (α^+) et (α^-) monopolisant moments.

Table 6.2: Rapports de capacité des assemblage de continuité de poutre FUSEIS soudés

assiette	UNE	B	C	ré	E	F
α^+	0,45	0,57	0,57	0,47	0,71	0,54
α^-	0,27	0,38	0,39	0,25	0,48	0,30

Le test est effectué en trois étapes principales - en premier lieu, cyclique, pour des plaques D, A, B et C, dans cet ordre, avec des répétitions - et ensuite, cyclique, pour une nouvelle série de plaques - F et E, dans cet ordre, - et à la fin, monotone, le relâchement et monopolisant, pour la plaque C. la séquence de test est conçu pour réduire les effets des dommages accumulés induite par des tests précédents, à savoir, dans l'ordre de force croissante (rapport de capacité) et, en cas de résistance équivalente, ce qui diminue l'élancement géométrique.

Les déplacements cycliques sont imposées sur l'échantillon par l'actionneur dans la partie supérieure de la poutre, à une distance verticale d'environ 1,5 m du centre du dispositif de fusible. L'étage de chargement a été basé sur un protocole similaire à celui proposé dans les Recommandations de la CECM (1986), traduit en termes de rotation du dispositif approximative (Krawlinker, 2009). Le protocole d'historique de chargement est décrite dans Table 6.3 en termes de l'indice de l'étape n. Si la défaillance n'a pas été atteint après avoir effectué les onze étapes de l'étage de

chargement proposé, avec 40 cycles d'amplitude de rotation du dispositif de mrad (60 mm) sont exécutées jusqu'à la rupture complète de la plaque à bride.

Table 6.3: Chargement d'étage

L'étape (n)	déplacement supérieure imposée (mm)	rotation du dispositif approximative (mrad) θ	Nombre de cycles
1	2,25	1.5	3
$2 \leq n \leq 6$	3,75 (n-1)	2,5 (n-1)	3
$6 \leq n \leq 11$	7,50 (n-3)	5,0 (n-3)	3
$n > 11$	60	40	3

6.3.2 Tests de caractérisation du matériau

6.3.2.1 essais de traction

La caractérisation de la résistance en acier est obtenue grâce à des essais de traction standard basées sur les recommandations européennes de EN10002-1. Les essais sur des liens de différentes épaisseurs en acier de construction et d'un diamètre dans l'acier d'armature sont réalisées dans la machine d'essai universel Instron. Les valeurs moyennes du performance et des paramètres ultimes obtenus à partir de ces tests sont présentés dans leTable 6.4 et Table 6.5 pour l'acier de construction et des barres d'armature, respectivement.

Table 6.4: performance moyenne et les paramètres ultimes de l'acier de construction S275

Epaisseur (mm)	f_{ym} (MPa)	f_{um} (MPa)	ε_{um} (%)
4	271,7	402,2	26,3
8	262,8	417,2	26.7
dix	274,6	430,3	24.2
12	276,8	429,5	24.9

Table 6.5: performance moyenne et les paramètres ultimes de l'acier d'armature A500

ϕ (Mm)	f_{sm} (MPa)	f_{um} (MPa)	ε_{um} (%)
dix	535,1	644,3	13.7
12	549,0	674,6	13.0
16	577,9	694,2	13.2
20	550,5	675,3	14.8

Compte tenu des valeurs obtenues, l'acier de construction satisfait aux exigences minimales à considérer comme qualité S275 et l'acier de barres d'armature en catégorie A500.

6.3.2.2 essais de compression en béton

La résistance à la compression moyenne du béton est évaluée par un test de compression uniaxiale réalisée sur six éprouvettes cubiques faces 150 mm à l'âge de tests cycliques. Les modes de défaillance obtenus sont adéquats. Les résultats peuvent être visualisés dans f_{cm} Table 6.6. A partir de ces résultats, et conformément aux prescriptions des 3.1.2 de EN1992-1-1, on peut obtenir la valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression du cylindre approximativement par l'expression: (MPa). Sur la base de cette expression, il est conclu que le béton est plus proche de la classe de résistance C30 / 37. $f_{ck} f_{ck} = f_{cm} - 8$

Table 6.6: résultats des tests de compression du béton

Spécimen non.	F (kN)	f_c (MPa)
1	910,7	40,5
2	940,1	41,8
3	856,1	38,0
4	951,0	42,3
5	869,7	38,7
6	878,3	39,0

6.3.3 évaluation des résultats expérimentaux

6.3.3.1 comportement hystérique global

L'analyse des résultats est principalement basée sur le moment-rotation sur les schémas fusibles () des spécimens. À titre d'exemple, des diagrammes pour les tests sur le fusible D sont présentés dans $M - \theta$ Figure. 6.4 (Rotation est approximativement calculée en divisant le déplacement en haut par la distance par rapport au centre du fusible). θ

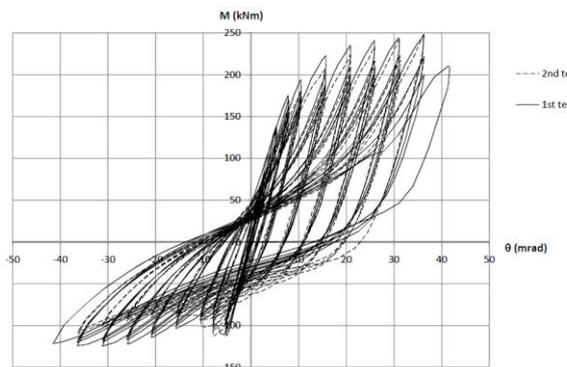


Figure. 6.4: Schéma de la plaque $DM - \theta$

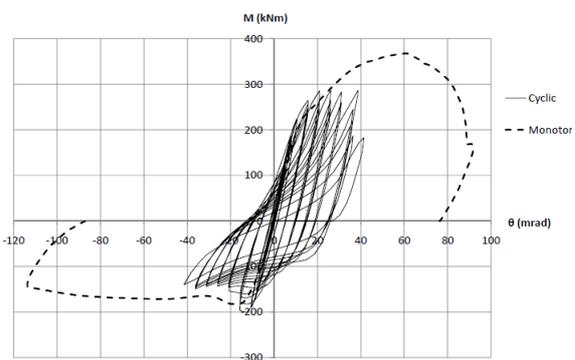


Figure. 6.5: Comparaison entre les essais monotones et cycliques réalisées sur les fusibles C

Les diagrammes montrent que le comportement hystérique des fusibles est stable, caractérisé par un phénomène de pincement marqué, en raison de la déformation des plaques fusibles lorsque sous rotation monopolisant, ce qui explique aussi

l'asymétrie du diagramme en termes de moments. La capacité de déformation des fusibles est démontrée par le fait que tous les spécimens ont été en mesure d'effectuer ± 35 rotations mrad, ce qui est la valeur minimale recommandée par EN1998-1-1.

Comparaison des diagrammes entre les premier et deuxième essais du même spécimen de fusible montre qu'il y a une légère détérioration en termes de résistance et de dissipation d'énergie. Cette dégradation est la conséquence de l'accumulation des dommages aux parties de l'ensemble de test qui ne sont pas remplacés entre les tests. Les modes de défaillance de tous les liens sont semblables, comprenant le développement de fissures à la section médiane de la plaque de bride sous tension. $M - \theta$

En outre, les mesures montrent que à la fois la poteau et la poutre composite sont restées dans le domaine élastique, se déplaçant de façon similaire à des corps rigides de petites déformations élastiques. Les liens ont montré un comportement significatif composite, où le glissement à l'interface dalle poutre avéré être relativement faible, avec des valeurs inférieures à 0,20 mm pour tous les liens.

Le comportement monotone peut être comparé avec le comportement cyclique par la superposition des diagrammes correspondants, comme le montre la $M - \theta$ Figure. 6.5 pour fusible avec plaque C. Les schémas sont très similaires en termes de moments de rigidité et de performance initial. Le diagramme monotones semble bien ajuster le schéma cyclique pour la même plage de rotation, ressemblant étroitement à la courbe enveloppe cyclique. La combinaison de la souche cinématique de durcissement (ce qui augmente la force monotone) avec fatigue oligocyclique (ce qui diminue la force cyclique) justifie les différences de résistance observées dans la direction de relâchement. La force dans la direction de l'accaparement est contrôlée par le phénomène de instabilité qui se produit indépendamment du fait que les tests sont monotones ou cycliques. La capacité de déformation des essais cycliques est considérablement réduite en raison des effets de l'accumulation des dommages (par exemple la fatigue oligocyclique de la plaque à bride).

6.3.3.2 Rigidité

Les résultats obtenus à partir du premier essai cyclique de chaque plaque de fusible montre que le paramètre défini dans les Recommandations ECCS (1986) comme étant le rapport entre la rigidité de déchargement à la fin de chaque cycle et la rigidité élastique initial de l'échantillon, diminue progressivement avec vélo, se traduisant par une perte continue de la rigidité. Cette perte se trouve être plus expressif pour les rotations monopolisant appartenant à instabilité cyclique des plaques fusibles. En outre, des liens avec des valeurs plus faibles ont un taux de diminution de la raideur plus élevée, ainsi, en particulier aux rotations tombants. $\xi \alpha$

6.3.3.3 Résistance

Afin de simplifier les comparaisons de test, le rapport de résistance sans dimension ϵ à la fin de chaque cycle est présenté. Ce ratio est défini dans les Recommandations ECCS (1986) que le moment de flexion à la fin de chaque cycle, divisé par le moment d'écoulement de l'échantillon dans la direction correspondante. La tendance du ratio de résistance avec le cyclisme semble être très similaire pour tous les liens en rotation affaissement, présentant un durcissement considérable qui, dans certains cas, atteint une valeur de 1,5 fois le moment de performance. Ce phénomène est dû principalement à la trempe de la plaque de bride en tension. Cependant, pour une rotation de dégrossissage, la souche mentionnée ci-dessus des effets de durcissement sont compensés par ceux qui sont attribuables à l'instabilité, aussi dans les plaques d'ailes. En conséquence, le rapport de résistance est généralement inférieur à l'unité. La résistance à l'affaissement et monopolisant des fusibles devraient être directement commandé par les valeurs des rapports de capacité et, respectivement. Cette dépendance peut être montrée dans α^+ α^- Figure. 6.6 et Figure. 6.7.

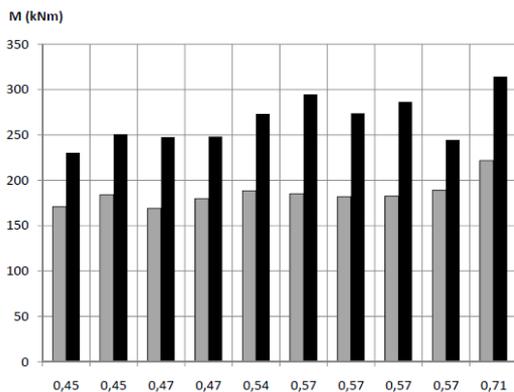


Figure. 6.6: Résistance contre le relâchement α^+

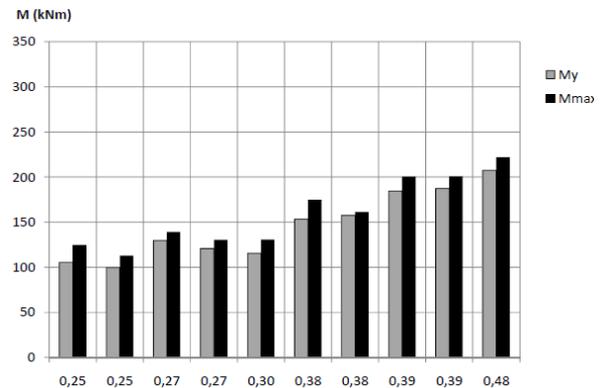


Figure. 6.7: Résistance monopolisant vs. α^-

Le graphique de la résistance à l'affaissement indique que les deux performances (M_y) et moments maximum (M_{max}), déterminée conformément aux Recommandations ECCS (1986), augmentent avec, montrant une corrélation raisonnable. Néanmoins, il y a quelques exceptions, dont la même valeur correspond à des valeurs différentes de résistance. Ce comportement apparemment contradictoire est observée dans les liens testés dernier, où les effets de l'accumulation de dommages causés par les tests précédents ont conduit à des pertes de résistance sont ignorés dans le calcul. $M_y M_{max} \alpha^+ \alpha^-$

En ce qui concerne les moments de dégrossissage, Figure. 6.7 montre que la résistance présente une augmentation plus compatible avec le rapport de capacité. Ceci montre que la résistance à l'accaparement du fusible est plus sensible à une variation de la géométrie de la plaque à bride et, par conséquent, de α^-

6.3.3.4 capacité de dissipation d'énergie

la capacité de dissipation de l'énergie joue un des rôles les plus importants pour décrire la performance sismique des fusibles. La quantité totale d'énergie dissipée est représenté à dépendre de, en insistant sur le fait que la sévérité de la déformation élastique et des parties fusibles ont une influence fondamentale sur les performances de dissipation d'énergie du fusible. W_{total}

L'évolution de la détérioration entre les tests peut aussi être interprété par des considérations énergétiques. Pour cela, la quantité totale d'énergie dissipée dans les différentes plaques de fusible est comparée à la fin des première et seconde épreuves de chaque fusible. A l'exception de la plaque D, les premiers essais des autres fusibles ont pu atteindre des niveaux plus élevés de dissipation d'énergie. Ceci indique que la détérioration des pièces irremplaçables, en particulier le craquage à la surface supérieure de la dalle de béton influe sur la capacité de dissipation d'énergie.

L'évolution de la dissipation d'énergie le long des cycles peut aussi donner une idée de la progression des dommages accumulés au cours des essais. Afin d'étudier cet aspect, le paramètre sans dimension est calculée, où est un rapport d'énergie à la fin de chaque cycle et est le même rapport d'énergie à la fin du premier cycle de plastique. Selon les recommandations ECCS (1986), le rapport d'énergie à la fin d'un cycle est donnée par η/η_0 Eq. (6.3):

$$\eta_i = \frac{W_i}{\Delta M_y (\Delta \theta_i - \Delta \theta_y)} \quad \text{Eq. (6.3)}$$

où est l'énergie dissipée dans le cycle, est l'intervalle des moments de performance, est la gamme des rotations imposées au cycle, et est la plage des rotations de performance. Le schéma correspondant est présenté dans $W_i, \Delta M_y, \Delta \theta_i, \Delta \theta_y$ Figure. 6.8 pour le premier test de chaque échantillon.

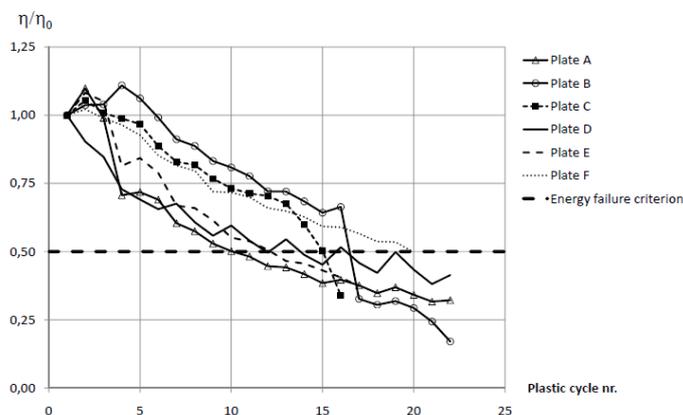


Figure. 6.8: Comparaison entre les premier et deuxième essais en termes de dissipation d'énergie

Un critère possible de défaillance de l'énergie peut être régler le paramètre η / η_0 à une valeur constante (dépendant éventuellement sur les propriétés géométriques et matérielles de l'échantillon) en dessous de laquelle se produit la rupture. Ce critère est utilisé pour modéliser la défaillance des composants en acier par Castiglioni et Pucinotti (2009) et Agatino (1995). Initialement proposé par Calado et Castiglioni (1996), une approche simplifiée est de définir le paramètre à une valeur constante de 0,5. Cette limite apparaît dans le diagramme en tant que courbe en trait pointillé, ce qui semble correspondre de manière adéquate les résultats expérimentaux, en particulier pour plaques de fusible avec une valeur plus élevée de α . Le même diagramme montre aussi que les courbes des plaques de fusibles A et D traversent cette limite au début de l'essai, en se référant à leur premier cycle de plastique. Les plaques correspondantes ont tendance à boucler plus facilement,

En général, les résultats indiquent que les fusibles avec des valeurs plus élevées de α fournissent des niveaux de performance plus élevés en termes de rigidité, résistance, dissipent l'énergie et le taux de détérioration. Néanmoins des valeurs proches de l'unité, et dont la force est similaire à celle de la poutre composite, provoquent plus de dégâts à l'extérieur du fusible, à défaut de concentrer la plasticité à l'intérieur de la section de fusible. Ce comportement contredit l'un des concepts sous-jacents des fusibles. Par conséquent, la valeur doit être limitée par une limite supérieure pour prévenir la propagation de la plasticité dans les parties irremplaçables.

6.4 MODÉLISATION NUMÉRIQUES DES ASSEMBLAGES SOUDÉS FUSEIS

6.4.1 hypothèses de modélisation

Un ensemble de modèles éléments finis numériques sont développés dans Abaqus dans le but de reproduire les résultats expérimentaux. Ces modèles supposent que tant la poutre et la poteau sont suffisamment rigides pour être considéré comme rigide, et en ce que la poutre composite présente une connexion complète de cisaillement. Etant donné que le comportement du fusible dépend principalement de la déformation élastique et des plaques en acier et aucune fissuration importante est observée sur les premiers essais, le béton est modélisé avec un comportement élastique, ce qui réduit considérablement les coûts de calcul (Espinha, 2011). La uniaxial relation contrainte-déformation pour l'acier adoptée est basée sur les résultats fournis par des essais de traction effectués avec des liens expérimentaux extraites des profilés en acier. Les propriétés de l'acier sont modélisés avec écrouissage linéaire et le critère de performance Von Mises,

6.4.2 évaluation des résultats

Figure. 6.9(A) et (b) illustrent les déformations plastiques mis au point sur le fusible en vertu de l'affaissement et les moments de dégrossissage, respectivement.

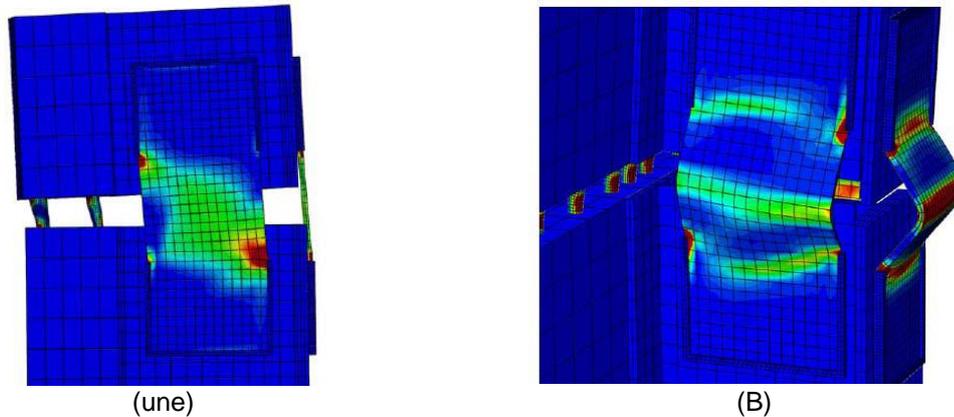


Figure. 6.9: Développement de déformations plastiques sur le fusible en (a) moment positif et (b) moment négatif

Les figures montrent la déformation plastique du fusible en fonction de la matière plastique équivalent tracé de contour de la souche. Ces parcelles illustrent la capacité du fusible à se concentrer dans les plasticité de ses plaques. L'historique des simulations numériques composés de déplacement de chargement plus en plus contrôlée (monotone), permettant la comparaison avec les enveloppes cycliques expérimentales.

En général, les modèles prédisent le comportement expérimental avec une précision relative, en particulier dans le domaine élastique. En ce qui concerne le moment maximum, un durcissement plus expressif est observée dans le modèle numérique, étant donné que le modèle d'éléments finis est chargé de façon monotone à partir de non-déformé et l'état intact et, par conséquent, ne pas reproduire la détérioration de la résistance des cycles précédents qui sont observés dans le groupe expérimental des tests. En ce qui concerne la rigidité concerne, le modèle d'éléments finis est plus rigide que celui testé expérimentalement. Cette supériorité de rigidité est plus expressif pour les plaques C, E et F, qui sont parmi les derniers à tester expérimentalement, ce qui suggère que la différence peut-être une conséquence de la perte d'élasticité de rigidité montré par ces liens, en raison de l'accumulation de dommages sur les pièces irremplaçables ,

Un autre aspect mis en évidence dans les résultats numériques est que les sections ne restent pas planes malgré le fait que l'axe neutre plastique mentait à proximité du centre de gravité des couches de barres d'armature. L'hypothèse de Bernoulli est pas tout à fait valable dans ce sens, ce qui complique le développement de modèles de conception analytiques.

6.5 REGLES DE CONCEPTION

Les conclusions des études analytiques et numériques sont maintenant résumés dans le guide de conception présenté ici pour une application pratique. Le guide de conception donne des recommandations sur la sélection des fusibles appropriés en fonction des paramètres les plus importants, comme la configuration de ossature, zone sismique, le spectre, et plus généralement la demande de la force et la déformation. La méthodologie de conception, décrite dans le guide de conception, est fondé sur les dispositions de 1993-1-1, EN1994-1-1 et EN1998-1-1. Certaines clauses de EN1998-1-1 sont réarrangées de façon appropriée pour couvrir l'utilisation des dispositifs par les dispositions du code normales. Il inclut également des détails structurels et les mesures de construction.

6.5.1 Pré-dimensionnement

6.5.1.1 procédure proposée

Il est plus complexe à concevoir des éléments pour résister aux actions sismiques. Leurs effets en termes de forces internes sont difficiles à prévoir parce que la gravité de l'action dépend des caractéristiques mécaniques des éléments. La conception des assemblage de continuité de poutre est donc une procédure assez itérative. À cet égard, la présente section vise à donner au concepteur des recommandations sur la pré-conception des dimensions des assemblage de continuité de poutre.

Tout d'abord, étant donné que les fusibles sont principalement utilisés pour résister aux charges latérales (leur positionnement doit être à proximité des zones de moment nul pour une combinaison fondamentale de la charge), la section transversale de la poutre composite doit être déterminé en fonction de l'état limite ultime combinaison fondamentale de la charge, en supposant un portique sans fusibles.

En second lieu, une conception sismique de la structure conventionnelle (sans les assemblage de continuité de poutre FUSEIS soudés) doit être réalisée avec un facteur Q approprié. Les moments internes résultant à l'endroit où seront placés les assemblage de continuité de poutre doivent alors être considérés comme des moments de conception pour les épissures. Avec ces valeurs, on peut aussi calculer les valeurs pré-conception de vérifier si elles sont acceptables ou non. La conception des assemblage de continuité de poutre doit être effectué de telle sorte que leur séquence de formation d'une rotule plastique accompagne approximativement la déformation due à l'action sismique de la structure. α^+

En troisième lieu, avec le moment de la conception des assemblage de continuité de poutre et en tenant compte de l'axe neutre plastique situé à proximité du centre de gravité de la barre d'armature de la couche supérieure et inférieure, la section transversale du fusible de la plaque de bride peut être calculée.

En quatrième lieu, la distance d'espace libre et la longueur sont déterminées pour permettre le développement de la rotation désirée sans provoquer de instabilité trop sévère sur les plaques de fusibles ou sur la barre d'armature, assurant que la connexion est ductile. L_0

Cinquièmement, à condition que la matière plastique reste à peu près l'axe neutre de l'emplacement considéré, la couche d'armature supérieure et inférieure ainsi que le moment accaparement ultime et le relâchement des assemblage de continuité de poutre est calculée simultanément à travers le modèle de résistance en détail dans 5.1.2. La zone de barres d'armature calculée doit être considérée comme la valeur limite inférieure. On peut utiliser des quantités plus élevées de barres d'armature à réaliser une conception plus conservatrice assurer leur permanence dans le régime élastique, aussi longtemps que la déformation dans la plaque de bride est supérieure à sa déformation élastique. Le réel et les valeurs peuvent alors être calculées. Il n'est pas recommandé que ces deux valeurs ont de fortes différences en raison de l'influence négative sur le comportement de la structure, puisque le schéma instant-rotation doit être aussi symétrique que possible. $\alpha^+ \alpha^-$

Sixièmement, avec les moments de fusible maximum, plusieurs aspects peuvent être déterminés: (a) la force maximale de cisaillement peut être calculée sur la base de considérations d'équilibre et en supposant une force de cisaillement constante le long de la poutre au cours de situations sismiques. La force de cisaillement permet la conception des plaques web, de sorte qu'ils résistent à la totalité du cisaillement. (B) La longueur et la zone nécessaire pour les plaques de renforcement web et de bride placés sur les zones de poutre renforcées peuvent être calculées pour assurer, d'une part, leur résistance aux actions imposées et, d'autre part, que la non renforcée parties de la poutre restent élastiques.

Enfin, le moment élastique et sa rotation correspondant (par conséquent, la rigidité du fusible) peuvent être calculés avec la méthode décrite dans 6.5.1.3. La relation constitutive hysteric du fusible est finalement obtenu et utilisé dans les deux analyses linéaires et non linéaires de la structure finale pour vérifier si elle vérifie les conditions de sécurité.

6.5.1.2 *Modèle de résistance*

Le moment maximal affaissement peut être calculé en fonction du schéma illustré Figure. 6.. Ici, deux hypothèses sont faites: (a) les plaques Web ne sont pas prises en compte et (b) le modèle suppose l'hypothèse de la section plane de Bernoulli. Cependant, les résultats du modèle numérique montrent que la déformation le long de la hauteur de la section de fusible est loin d'être linéaire qui abaisse et change même le signe sur le diagramme de contrainte normale réduisant le moment résistant mobilisé.

D'autre part, la prise en compte d'une distribution non linéaire des souches va à l'encontre de la philosophie de conception pratique, car elle complique considérablement le calcul de la résistance des fusibles.

À cette fin, et considérant que la réduction du moment résistant mobilisé peut quelque peu compenser l'exclusion de la résistance des plaques web, peut être considéré comme le modèle proposé comme une bonne approximation pour le maximum de fusible et calcul du moment minimum. Il convient de noter que Figure. 6. est valable pour des moments affaissement. Pour des moments de dégrossissage, la direction des forces et le moment doit être inversée.

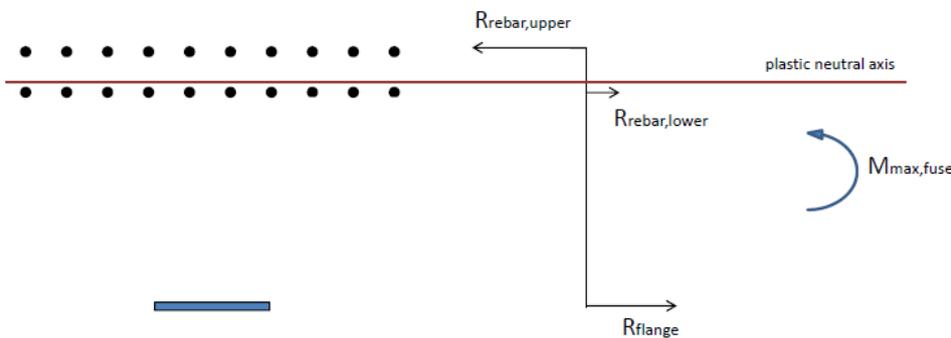


Figure. 6.10: Modèle pour calculer le moment positif maximal du fusible

Pour des moments positif:

Tout d'abord, à l'emplacement de l'axe neutre plastique fixe, la courbure finale de l'épissure est calculée en imposant la déformation à la rupture de l'acier sur la plaque de bride. La force axiale maximale présentée par la plaque à bride est, où est la surface en coupe transversale de l'élément et est la contrainte maximale à la traction de l'acier de la plaque à bride. $R_{flange} = f_{u,flange} \cdot AA_{f_{u,flange}}$

D'autre part, la contrainte dans la couche d'armature supérieure et inférieure peut être déterminée par le diagramme de déformation linéaire. Étant donné que la barre d'armature doit rester dans le régime élastique, les contraintes de barres d'armature peuvent être obtenus en multipliant leurs souches par le module d'élasticité. E

En troisième lieu, la zone de la couche des barres d'armature supérieure et inférieure est maintenant choisie pour satisfaire à la condition d'équilibre exprimée en Eq. (6.4). L'hypothèse retenue pour l'emplacement de l'axe neutre plastique est également implicitement validé par la satisfaction Eq. (6.4). Comme point de départ, deux fois la surface de la plaque de bride est appliquée à la surface de la couche d'armature supérieure. Ensuite, la zone de couche de barres d'armature inférieure est calculée pour atteindre l'équilibre.

$$\sum_i R_i = 0 \quad \text{Eq. (6.4)}$$

où la force est présentée par chaque élément. R_i

Quatrièmement, connaissant les forces de chaque composant est calculée à le moment final de fusible avec Eq. (6.5).

$$M_{max, fuse} = \sum_i R_i \cdot z_i \quad \text{Eq. (6.5)}$$

où est le bras de levier de chaque élément. z_i

Enfin, la rotation affaissement final peut être obtenue en multipliant la courbure finale de la jonction avec la longueur libre des plaques de fusible.

Pour des moments monopolisant:

Une attention particulière doit être accordée sur l'estimation de la contrainte de compression maximale de la bride en raison des effets de flambement. La dérivation de cette valeur peut être effectuée sur la base du modèle proposé par Gomes et Appleton (1992) qui est présenté dans Figure. 6.10. La résultante l'expression est donnée dans Eq. (6.6).

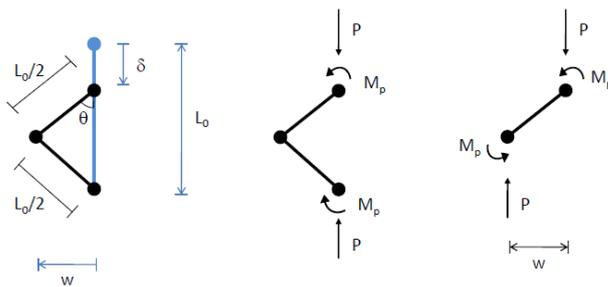


Figure. 6.10: mécanisme plastique

$$\sigma = \frac{2\sqrt{2}M_p}{AL_0} \frac{1}{\sqrt{\varepsilon}} \quad \text{Eq. (6.6)}$$

où est l'aire de la section transversale de la plaque de fusible, est la contrainte de compression maximale, est la longueur de instabilité libre, est le moment plastique de la plaque de bride et est la souche. La relation contrainte-déformation de l'acier du flasque sous compression est alors obtenu et illustré dans $A\sigma L_0 M_p \varepsilon$ Figure. 6.11.

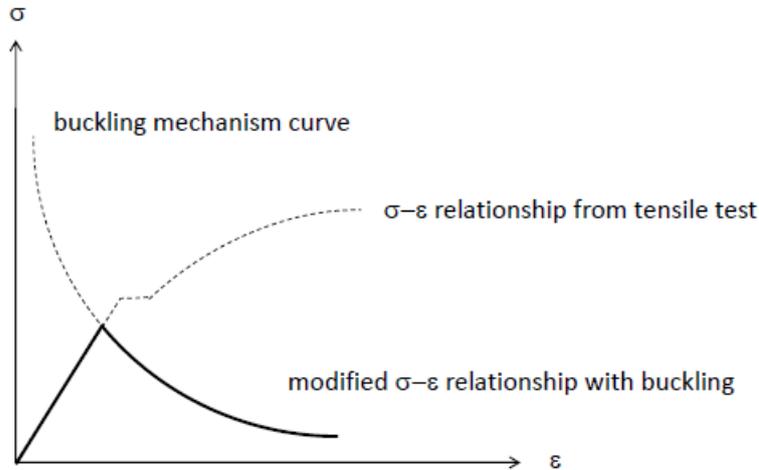


Figure. 6.11: Définition de la courbe modifiée par instabilité $\sigma - \varepsilon$

Pour simplifier l'estimation de la branche négative de la courbe hysteric de l'épissure, le présent document considère une contrainte de compression maximale de la plaque à bride égale à la contrainte élastique de l'acier. Cela implique que la contrainte de compression maximale est le minimum entre deux valeurs: la contrainte calculée par la courbe de mécanisme de déformation ou la contrainte élastique de l'acier.

La force de compression mobilisée est ensuite déterminée en multipliant la contrainte de compression obtenue par la surface de la plaque à bride. Enfin, le moment négatif est approximé par le produit de la force et la distance entre les centres de gravité de la plaque et la barre d'armature.

Force de cisaillement:

En ce qui concerne les plaques web, qui devraient résister uniquement au cisaillement, leur résistance au cisaillement devrait prendre en compte les effets de voilement par cisaillement, selon 5.2 de EN1993-1-5:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w h_w t_w f_{y,w}}{\sqrt{3}} \quad \text{Eq. (6.7)}$$

où h_w est la hauteur de la section transversale de la plaque d'âme, t_w est l'épaisseur de la section transversale de la plaque d'âme, $f_{y,w}$ est la limite d'élasticité de l'acier de bande, χ_w est le facteur de réduction de stabilité de cisaillement.

La valeur de χ_w est égale à 1,0 à condition que la condition suivante est valable:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{y,w}}} \quad \text{Eq. (6.8)}$$

où est un paramètre qui doit être pris comme 1.2, tel que recommandé par le code. Il convient de noter que l'équation est valable uniquement pour les plaques raidies. η

6.5.1.3 modèle Rigidité

La méthodologie pour calculer la raideur des assemblage de continuité de poutre de soudure fonde également sur le schéma de modèle de résistance. Le moment performance, la courbure et la première approximation de la rotation du performance peut être obtenu une fois que le centre de rigidité est connue, en supposant que le performance de la souche acier pour la plaque de bride.

La rotation du performance est ensuite réajusté avec un coefficient de prendre en compte la réduction de la rigidité détenue par déformations de cisaillement. La valeur résultante du coefficient, calibré sur la base des résultats de laboratoire présentés au chapitre 3, est 6,26.

Cette valeur a été calibré à partir d'un intervalle de dimensions de la plaque qui varie de 10X80 mm² à 12x150 mm². Il faut savoir que la prudence supplémentaire doit être payé quand on est la conception assemblage de continuité de poutre avec des dimensions au-delà de l'intervalle spécifié. Néanmoins, une analyse de sensibilité a également été réalisée pour vérifier la façon dont la variabilité de la valeur calibrée affecte le comportement global de la structure. Les effets observés de cet écart sur le comportement global de la structure étaient très petites et, par conséquent, peut être négligée.

6.5.2 Dimensionnement par analyse élastique linéaire

Les règles de conception visent à faire en sorte que cédant a lieu dans les fusibles avant tout céder ou non ailleurs. En ce sens, la conception des bâtiments avec FUSEIS soudé est basé sur l'hypothèse que les fusibles sont capables de dissiper l'énergie par la formation de mécanismes de pliage en plastique.

6.5.2.1 Simulation et valeur préliminaire du facteur de comportement

Un bâtiment avec FUSEIS soudé peut être simulée avec un modèle linéaire élastique en introduisant des ressorts de rotation appropriés aux deux extrémités les rayons du MRF. La raideur des ressorts doit être égale à ceux estimés en 5.1.3. Les forces internes résultant de l'analyse sont ensuite divisés par le facteur de comportement. Étant donné que seELU les fusibles sont censés avoir un comportement inélastique, le facteur dépend principalement des réserves de ductilité des fusibles et du type de structure et de la régularité. Quelques indications préliminaires sur le facteur de comportement est donnée ici, mais d'autres investigations avec l'analyse non linéaire devraient être menées pour estimer correctement sa valeur. Dans le cas général, lorsque les connexions poutre-poteau fournissent une stabilité suffisante sans induire de graves effets du second ordre, la valeur peut être considérée comme 4,0 et 5.0 pour le milieu de la classe de ductilité et de haut, respectivement. Dans les cas où la raideur globale de la structure est

très faible pour tenir compte des déplacements imposés, la structure doit être considérée comme un pendule inversé avec un facteur de comportement de 2,0.

6.5.2.2 Analyse et vérification de sécurité

analyse linéaire statique est réalisée sous charge morte et en direct et les éléments du portique principal sont conçus conformément aux dispositions de l'1993-1-1 à ELU et ELS. Le procédé classique pour le calcul des forces internes sous charge sismique consiste à effectuer une analyse de spectre de réponse multi-modal, où le nombre de modes de vibration considérés dans chaque direction est telle que la somme de la masse effective est au moins égale à 90% de la masse totale.

6.5.2.2.1 effets de second ordre

L'influence possible des effets de 2e ordre doit être contrôlé par la limitation du coefficient de sensibilité de glissement entre les étages en dessous des valeurs limites indiquées par le code. Coefficient est calculé à partir de l'Eq. (6.9) Pour chaque étage pour les deux directions x et y de l'immeuble.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \quad \text{Eq. (6.9)}$$

où est la charge totale de la gravité sur et au-dessus de l'étage considéré dans la situation de projet sismique, est le cisaillement sismique étages, est le déplacement entre les étages et est la hauteur de l'étage correspondant.

Les dispositions pertinentes du Code exigent des bâtiments afin de limiter leur coefficient de sensibilité de glissement entre les étages à, si les effets de second ordre sont ignorés. Si, les effets de second ordre peuvent approximativement être pris en compte en multipliant les effets de l'action sismique pertinents par un facteur égal. Si une seconde analyse d'ordre plus précis applique. Dans tous les cas, la valeur doit être inférieure à 0,3.

6.5.2.2.2 Limitation du drift entre les étages

Dans les analyses élastiques linéaires, les véritables déplacements induits par l'action sismique sont calculés sur la base des déformations élastiques de la structure du système par l'expression:

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Eq. (6.10)}$$

La drift entre les étages est défini comme la différence entre les déplacements latéraux moyenne en haut et en bas de l'étage considéré. Selon le type des éléments non-structurels (matériaux fragiles, ductile ou non relié) et la classe

d'importance de l'immeuble, la drift entre les étages est comparé aux valeurs correspondantes du code. d_r, d_r

6.5.2.2.3 vérifications des éléments dissipatifs

Le FUSEIS soudé doit être vérifiée pour résister aux forces internes et des moments de la combinaison sismique la plus défavorable et remplir les conditions suivantes: forces axiales, résistance au cisaillement et la capacité de moment.

Tout d'abord, il convient de vérifier que le moment plastique rempli de forces de résistance et de cisaillement ne sont pas diminuées par les forces de compression par Eq. (6.10):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,fuse,Rd}} \leq 0.15 \quad \text{Eq. (6.10)}$$

où est la force axiale de la conception et de la conception est la résistance axiale du FUSEIS soudé. $N_{Ed} N_{pl,fuse,Rd}$

La résistance au cisaillement doit être vérifiée avec des critères de conception en capacité, étant donné que les rotules en plastique sont développées aux deux extrémités des poutres de simultanément MRF. Notez que la résistance au cisaillement du FUSEIS soudé est supposé être conférée que par les plaques web.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,fuse,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.11)}$$

où est la force de cisaillement de la conception de la capacité, est le maximum développée par les fusibles, est la distance entre les fusibles d'un même poutre et la résistance est conférée par les plaques d'âme. $V_{CD,Ed} = 2M_{max,fuse} / L_{fuses,ij} M_{max,fuse} L_{fuses,ij} V_{pl,fuse,Rd}$

La capacité du moment est vérifiée comme suit:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{max,fuse}} \leq \frac{1}{\Omega} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.12)}$$

où est le moment de la conception, est le moment maximal du fusible et est le facteur surrésistance. $M_{Ed} M_{max,fuse} \Omega$

6.5.2.2.4 Comportement global dissipatif

Pour obtenir un comportement dissipatif global de la structure, il faut vérifier que les rapports maximaux sur toute la structure ne diffèrent pas de la valeur minimale de plus de 25%. $\Omega \Omega$

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (6.13)}$$

6.5.2.2.5 rotation des fusibles

Pour garantir que la rotation des fusibles ne dépasse pas la valeur maximale obtenue à partir des résultats expérimentaux, il a été décidé de limiter la rotation des fusibles à 3%. Étant donné que leur rotation peut être évalué directement par la drift de intersotry, il en résulte sur l'imposition d'une drift de 3% de entre étages.

6.5.2.2.6 Vérifications des éléments non dissipatifs

Les éléments non dissipatifs (poteaux, poutres composites en cours et renforcés) sont capacité conçue pour des valeurs accrues de forces internes par rapport à ceux issus des analyses avec la combinaison sismique le plus défavorable, de sorte que la première de la rupture de la FUSEIS soudé .

Tous les éléments doivent prendre en compte les actions de conception en capacité suivantes:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.14)}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.15)}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.16)}$$

où et sont respectivement les forces axiales, les forces de cisaillement et des moments de flexion en raison des actions non-sismiques inclus dans la combinaison d'actions pour la situation de la conception sismique. Et sont respectivement les forces axiales, les forces de cisaillement et des moments de flexion en raison de l'action sismique de calcul. est le facteur surrésistance minimum pour tous FUSEIS soudés dans le bâtiment, voir $N_{Ed,G} M_{Ed,G} V_{Ed,G} N_{Ed,E} M_{Ed,E} V_{Ed,E} \Omega = \min \Omega_i = \min \{M_{max, fuse, i} / M_{Ed, i}\}$ Eq. (6.13). est le facteur surrésistance la matière, voir $\gamma_{ov} = 1.25$ Eq. (6.1).

6.5.3 Dimensionnement par analyse non linéaire (Pushover)

Le modèle structurel utilisé pour l'analyse élastique doit être étendue pour inclure la réponse des éléments structurels au-delà de l'état élastique et estimer les mécanismes plastiques attendu et la distribution des dommages.

Les propriétés d'articulation des éléments non dissipatifs sont calculés conformément aux dispositions de codes pertinents (par exemple FEMA-356). Propriétés de rotule en plastique pour les poutres de courant doivent être de type flexion (rotule M3), tandis que dans les poteaux de l'interaction entre les moments de flexion et les forces axiales (rotules P-M3) doit être pris en compte.

6.6 ANALYSES SUR UN BÂTIMENT 3D

Dans ce chapitre, les équations, les propriétés des éléments, des recommandations de conception, des contrôles critiques et facteur de comportement proposé, inclus dans le guide de conception, sont vérifiées par des analyses numériques sur des portiques 3D avec assemblage de continuité de poutre FUSEIS soudés en utilisant le SAP2000 logiciel.

6.6.1 Description des portiques examinés

6.6.1.1 Géométrie

L'étude de cas présenté ci-après est basé sur une construction composite de 8 étages, ses vues latérales sont illustrés dans Figure. 6.12(A) et (b) et son point de vue en plan Figure. 6.13. La structure est simulée à l'aide d'un modèle 3D, mais avec des degrés de plan Y de la liberté.

Il se compose d'un portique entièrement instant fixe rigide avec trois travées 8 m dans les deux directions x et y. La hauteur de chaque étage est constante et égale à 4 m et des connexions rigides sont considérés pour la fondation. Figure. 6.14 présente les dimensions de la dalle composite assigné qui modélisation de son action composite avec les poutres de structure est expliqué dans 6.6.1.4. Les éléments et les matériaux utilisés sont les suivants:

Dans la direction Y - instant portique résistant

- IPE450 poutres composites (nuance d'acier S275 et C25 / 30, le béton A500 NR)
- HEA200 poutres composites (nuance d'acier S355 et C25 / 30, A500 béton NR)
- résister à des charges verticales seulement
- Les poteaux avec acier S355 (moment fort d'inertie)

Dans la direction X (non étudié) - contreventements

- poutres IPE500 (grade acier S355)
- Les poteaux avec acier S355 (moment d'inertie faible)
- 2UPN120 et 140/15 / contreventements avec nuance d'acier S355

Les fusibles soudés sont placés 0,75 m des joints poutre-poteau tandis que les poutres renforcées couvrent jusqu'à 1,5 m à partir des mêmes articulations. Les dispositifs dissipatifs ont nuance d'acier inférieure (S235) que le reste de l'élément structurel. Table 6.7 résumer les dimensions des fusibles mis en œuvre.

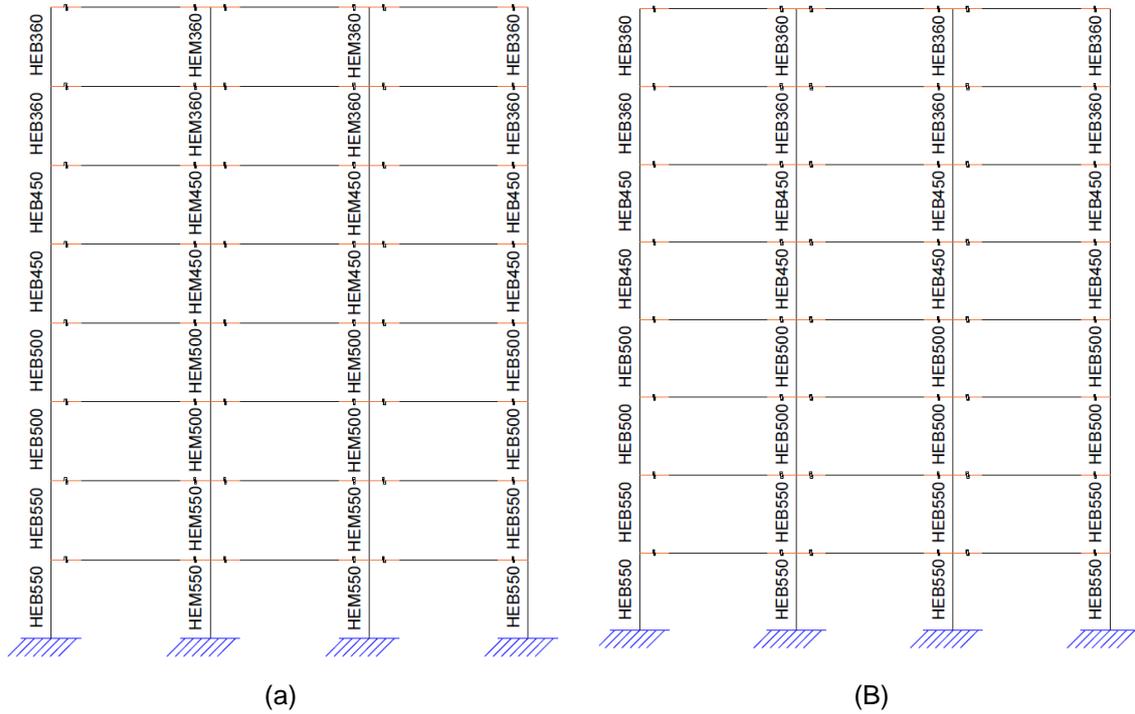


Figure. 6.12: Vue latérale du bâtiment modélisé: (a) des portiques internes et (b) des portiques externes. Les zones de poutre renforcée sont mis en évidence en orange dans laquelle on peut observer les marques qui représentent le FUSEIS soudé.

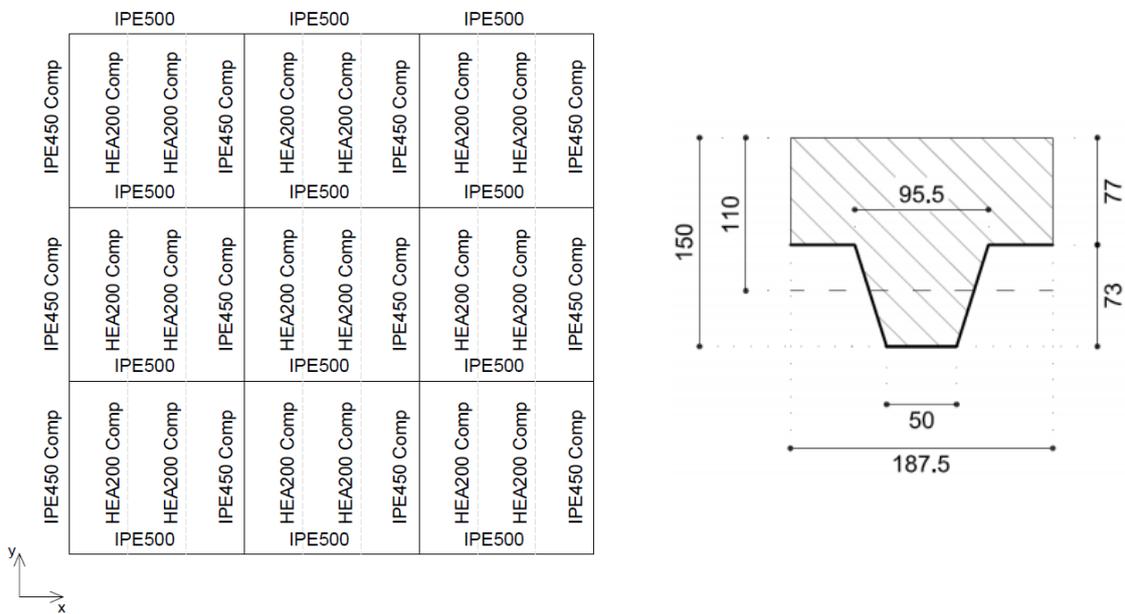


Figure. 6.13: Vue en plan du bâtiment modélisé (les zones de la poutre renforcée et FUSEIS soudé ne sont pas représentés)

Figure. 6.14: Représentation schématique de la dalle composite

Table 6.7: plaques de fusibles et dimensions de barres d'armature

Sol	FUSE dimensions de la plaque formant bride		barres d'armature supérieure	barres d'armature inférieure	FUSE dimensions de la plaque d'âme	
	b_f (Mm)	t_f (Mm)	(Mm)	(Mm)	h_w (Mm)	t_w (Mm)
1 à 4	170	12	12Φ16	8Φ10	170	8
5 à 6	170	dix	12Φ16	8Φ12	170	8
7 à 8	170	8	12Φ16	12Φ12	170	8

6.6.1.2 Charges

Les charges sont quantifiés selon EN1991-1-1, 1993-1-1 et EN1994-1-1 qui comprennent la charge permanente de la structure, des charges superposées, les surcharges, les cloisons mobiles et le périmètre des parois.

Table 6.8: Quantification des charges de gravité appliquées

classe de charge	Type de charge	Valeur
Poids mort	dalle composite d'une feuille de profil	2,75 kN / m
surcharges	Services, planchers surélevés et décellulation	0.70 / 1,00 kN / m ² ¹
	murs de périmètre	4,00 kN / m

¹ 0,70 kN / m² pour les planchers intermédiaires et 1,00 kN / m² pour le toit

surcharges	Bureau (classe B)	3,00 kN / m ²
	Les cloisons mobiles	0,80 kN / m ²

En ce qui concerne les actions sismiques, celles-ci peuvent être quantifiées par EN1998-1-1 avec les paramètres associés donnés dans **Table 6.9**.

Table 6.9: Quantification de l'action sismique

facteur d'importance (Classe II)	= 1,00 γ_i
accélération du sol	agr = 0,30 g
Le type de sol	C
Smax	1.15
TB	0,20 sec
TC	0,60 sec
TD	2,00 sec

6.6.1.3 Combinaisons de charges

Suite à la direction de EN1990-1-1, le contrôle de sécurité d'un bâtiment pour Ultimate états limites devrait être fait à la fois persistante combinaison fondamentale et sismique qui sont données par les équations 6.10 et 6.12b de EN1990-1-1, respectivement. En outre, la masse totale de la structure de quantifier les actions sismiques devraient être déterminées avec l'équation de 3,17 EN1998-1-1. **Table 6** donne tous les coefficients utilisés pour les combinaisons de charge.

Table 6.10: Coefficients utilisés pour les combinaisons de charges

Coefficient	Valeur
γ_G	1.35
γ_Q	1.50
Ψ_2 Bureau (classe B)	0,30
Ψ_2 Toit	0.00
φ étages corrélés	0,80
φ Toit	1.00

6.6.1.4 Simulation

La structure est modélisée avec des éléments de type de ossature, où la masse distribuée de chaque étage est concentrée dans son centre de gravité. Cette approche simplifie les calcELU du modèle et est considéré comme une approximation acceptable en raison de plusieurs facteurs: (a) la structure présente une géométrie très régulière (doublement symétrique en plan et pas de variation le

² Le toit est considéré comme accessible et, selon le paragraphe 6.3.4.1 (2) de EN1991-1-1, ce qui a la même valeur de charge en direct que les étages de service.

long de sa hauteur), (b) la masse de chaque étage est bien distribuée qui ne tient pas compte de la nécessité de vérifier modes sismiques verticaux et (c) la rigidité dans le plan de la dalle composite est suffisamment élevée pour examiner un comportement diaphragmatique pour chaque étage.

Le programme SAP2000 offre une grande variété de profilés en acier commerciaux à utiliser dans les éléments de portique. Toutefois, afin de modéliser le comportement composite entre la dalle et les poutres IPE500 ou HEA200, il était nécessaire de définir leur section transversale dans le concepteur section transversale disponible dans le programme. Deux types de section sont définis ici pour représenter des poutres situées sur le décheteur / l'affaissement des zones de moment. Sur les zones de moment, où le relâchement du béton peut être considéré comme non fissuré, seul le béton au-dessus de la tôle d'acier profilé est considéré avec une largeur effective déterminée par le paragraphe 5.4.1.2 (5) de EN1994-1-1. D'autre part, sur les zones de moment négatif, la fissuration peut être vérifiée sur le béton et donc, les barres d'armature sont considérées à la place. Avec l'introduction du FUSEIS soudé, les poutres dans les zones de moment monopolisant sont renforcées avec des plaques en acier web supplémentaires et de la bride. Une représentation schématique de l'accaparement modélisé et l'affaissement de la zone de moment sections transversales sont présentés dans le Figure. 6.15(A) et (b).

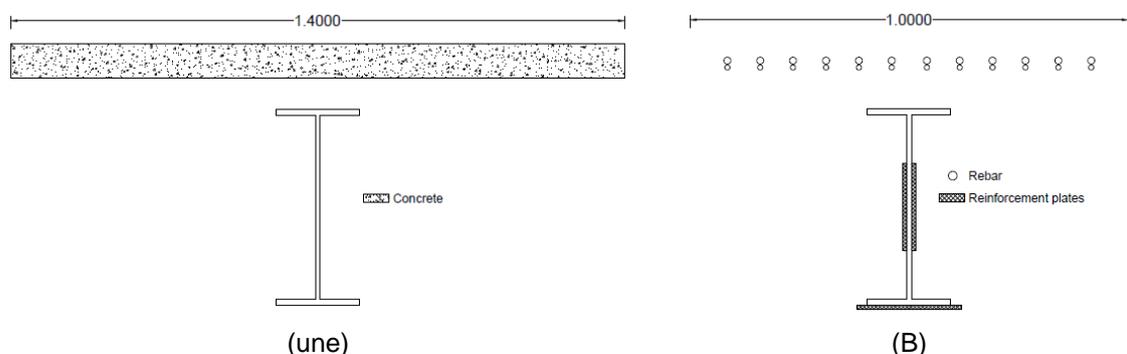


Figure. 6.15: Représentation schématique en coupe transversale en moment (a) positif et (b) négatif

Pour l'analyse élastique linéaire, les fusibles soudés sont simulés par des liens de support où il y a la possibilité d'affecter la rigidité en rotation. La raideur de rotation est déterminée en appliquant la méthode décrite dans 5.1.3 avec les composants illustrés sur Figure. 6.16.



Figure. 6.16: Représentation schématique en coupe transversale de la FUSEIS soudée pour calculer la résistance et la rigidité

6.6.2 Analyse élastique linéaire

6.6.2.1 analyse par spectre de réponse

analyse du spectre de réponse multimodale est effectuée et les résultats sont résumés dans le Table 6.10. Les trois premiers modes, qui sont de translation dans la direction Y, activés plus de 90% de la masse.

Table 6.10: rapports de masse participante et périodes

Mode	Période (s)	Ratio de masse	Cumul MR
1	1,942	0,775	0,775
2	0,629	0,108	0,883
3	0,344	0,046	0,929

Selon EN1998-1-1 pour une période supérieure à la limite inférieure de la gamme de conception horizontale doit être vérifiée avec T_D Eq. (6.17):

$$S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \text{Eq. (6.17)}$$

où est l'accélération du spectre de conception, est le facteur de comportement fixé égal à 4 et le reste des paramètres sont expliqués dans $S_d(T)$ Table 6.9. Étant donné que la valeur d'accélération du spectre de conception résultant est inférieur à la limite inférieure définie par le coefficient en raison de la période haute de la structure, cela est considéré comme la valeur limite inférieure, ce qui signifie que le SIFM suivantes sont régies par la même valeur que bien. Le cisaillement de base total, la charge verticale, leur rapport et le facteur limite inférieure sont donnés dans le $\beta V_{tot} P_{tot}$ Table 6.11.

Table 6.11: Contrôle de la limite inférieure du spectre de conception horizontale

V (kN)	P (kN)	V / P	Borne inférieure
1463,36	25256,26	0,058	0,060

6.6.2.2 conception sismique

6.6.2.2.1 Limitation du drift entre les étages

Considérant que le bâtiment comporte des éléments ductiles non structurales, la limitation du glissement entre les étages est vérifiée par l'équation suivante:

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 4 = 0.03 \text{ m} \quad \text{Eq. (6.18)}$$

où est un facteur de réduction des déplacements de conception en raison de la classe importance du bâtiment (dans ce cas des bâtiments ordinaires) et est la hauteur de l'étage. $v = 0.5h$ Table 6.12 donne les résultats de l'analyse dans laquelle le chèque est vérifié pour toutes les étages. La drift maximale vérifiée par l'analyse, qui peut être récupéré en éliminant le coefficient de la troisième valeur de plancher et en divisant le résultat par la hauteur de la surface, est de 1,45%, et donc en dessous de la rotation de fusible maximale établie. $v d_r \cdot v$

Table 6.12: Limitation du drift entre les étages

Sol	$d_r \cdot v$	$0.0075 \cdot h$	Vérification
0	0,0000	0,03	VRAI
1	0,0138	0,03	VRAI
2	0,0260	0,03	VRAI
3	0,0289	0,03	VRAI
4	0,0271	0,03	VRAI
5	0,0245	0,03	VRAI
6	0,0204	0,03	VRAI
7	0,0167	0,03	VRAI
8	0,0100	0,03	VRAI

6.6.2.2.2 effets de second ordre

La limitation des effets de 2e ordre est supposé que la base de la conception ici pour les poteaux et les poutres. La vérification est faite par Eq. (6.9). Bien que le coefficient de sensibilité est supérieure à 0,2 au 3ème étage, la valeur ne dépasse pas le maximum imposée par le code (0,3). Cependant, d'autres études avec l'analyse de jeu d'enfant non linéaire doit être effectué.

Table 6.13: effets de second ordre

Sol	Θ_y	$\Theta_y < 0,1$	$\Theta_x < 0,2$
1	0,115	FAUX	VRAI
2	0,199	FAUX	VRAI
3	0,208	FAUX	FAUX
4	0,181	FAUX	VRAI
5	0,144	FAUX	VRAI
6	0,101	FAUX	VRAI
7	0,066	VRAI	VRAI
8	0,030	VRAI	VRAI

6.6.2.2.3 Vérification de la FUSEIS soudé

Le FUSEIS soudé sont conçus sur la base des moments agissant de poutre composite de la structure classique, mais en tenant compte également des valeurs de α^+ et α^- . Table 6.14 donne la vérification des fusibles à chaque étage et leur valeur respective surrésistance, $\Omega = M_{max}/M_{ed}$. Table 6.15 présente les valeurs de α^+ et α^- pour chaque type de fusible et Table 6.16 montre la vérification des forces de cisaillement.

Table 6.14: Contrôle des moments de flexion

Sol	concept ion Med	MRD monopolisant	MRD affaissement	monopolisant d'utilisation	Utilisation d'affaissement	Ω monopolisant	Ω affaissement
1	173,65	272,77	423,38	0,64	0,41	1,57	2,44
2	217,32	272,77	423,38	0,80	0,51	1,26	1,95
3	219,41	272,77	423,38	0,80	0,52	1,24	1,93
4	207,02	272,77	423,38	0,76	0,49	1,32	2,05
5	182,59	226,91	365,06	0,80	0,50	1,24	2,00
6	161,81	226,92	365,06	0,71	0,44	1,40	2,26
7	117,99	162,73	292,83	0,73	0,40	1,38	2,48
8	72,99	162,73	292,83	0,45	0,25	2,23	4,01

Table 6.15: Les valeurs de α^+ et α^-

Sol	α^- (poutre) $M_{pl} = 511 \text{ kNm}$	α^+ (poutre) $M_{pl} = 841 \text{ Nm}$
170 x 12	0,5338	0,5034
170 x 10	0,4441	0,4341
170 x 8	0,3185	0,3482

Table 6.16: Contrôle des forces de cisaillement

Sol	capacité Ved	gravité Ved	conception Ved	Vrd	Usage
1	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
2	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
3	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
4	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
5	91,07	42,30	133,37	184,52	0,72
6	91,07	42,30	133,37	184,52	0,72
7	70,09	42,30	112,39	184,52	0,61
8	70,09	42,30	112,39	184,52	0,61

6.6.2.2.4 Comportement global dissipatif

Hors du dernier étage, le rapport donne une valeur de 1,26 pour les moments monopolisant. Bien qu'un peu plus de la valeur spéculé, il est encore possible de conclure que la structure présente un assez bon comportement dissipatif. $\max \Omega / \min \Omega$

6.6.2.2.5 La vérification des éléments non dissipatifs

Les poutres renforcées et leur durée ont été conçus pour résister au plein développement des rotules en plastique des fusibles et, par conséquent, ils vérifient le contrôle de sécurité pour l'action sismique imposée. Étant donné que les poteaux sont basées sur la structure classique, ils sont la sécurité vérifiée (Table 6.17). Les actions de poteau imposées sont estimées par Eq. (6.14) à Eq. (6.16). Aucune interaction flexion-cisaillement sont considérés parce que le rapport de la force de cisaillement appliquée à la résistance au cisaillement plastique des poteaux sont inférieures à 0,5.

Table 6.17: vérification de la résistance des éléments non dissipatifs

Poteau	Ped (kN)	Vz, ed (kN)	Vy, ed (kN)	Mx, ed (kNm)	Mon, ed (kNm)	Mny, rd (kNm)	MnX, rd (kNm)	Usage
HEM360	315,60	144,81	27,45	54,92	344,82	1771,10	689,41	0,12
HEM450	687,35	195,19	29,38	58,97	439,36	2247,51	688,35	0,12

HEM500	1059,66	238,04	29,44	59,27	490,85	2518,37	685,86	0,12
HEM550	1431,29	267,31	16h15	44,35	1089,44	2816,22	687,64	0,21

6.6.3 analyse statique non linéaire (Pushover)

6.6.3.1 Évaluation du comportement non linéaire de la structure

analyse de statique non linéaire (pushover) est réalisée pour vérifier le mécanisme de l'effondrement et de vérifier le coefficient de comportement utilisé dans l'analyse linéaire. Les résultats présentés ci-après sont en conformité avec le mode fondamental de vibration et uniforme la distribution de la force d'accélération, à la fois, y compris les effets P-delta.

L'affectation des rotules en plastique pour les dispositifs non dissipatifs déjà explicité au point 5.3. En ce qui concerne le FUSEIS soudé, rotules plastiques non linéaires de type flexion M3 sont affectés, leurs propriétés étant déterminées à partir des résultats d'étalonnage et des enquêtes expérimentales d'analyse (également expliqué dans le présent document). Un diagramme moment-rotation est présenté pour une épaisseur de la poutre FUSEIS soudé Figure. 6.17. Il convient de noter que la courbe de type pivot hysteric ont été choisis pour les rotules en plastique.

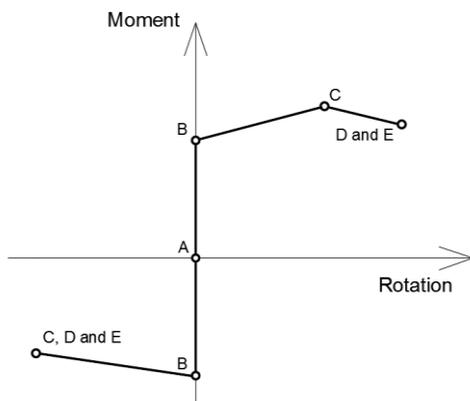


Figure. 6.17: Représentation schématique d'une rotule FUSEIS soudé schéma instant-rotation

Table 6.18: 170 x 10 plaque à bride propriétés de rotule à fusibles. SF - facteur d'échelle

Point	Moment SF	Rotation SF
E	-0.750	-10.453
D	-0.750	-10.453
C	-0.750	-10.453
B	-1.000	-1.000
A	0.000	0.000
B	1.000	1.000
C	1.595	10.453
D	1.276	13.501
E	1.276	13.501
Yield Moment for SF	228.93 kN	- hogging and sagging
Yield Rotation for SF	0.0037 rad	- hogging and sagging

Ces rotules présentent une rotation maximale de 38 à 40 mrad, ce qui est au-dessus de la rotation minimum spéculé dans le code. Les critères de sécurité pour évaluer le point de performance ont été définis en fonction Table 6.19 qui sont d'environ 10, 60 et 80 pour cent de rotation finale du raccord de poutre.

Table 6.19: Les valeurs des critères de sécurité

Niveau de sécurité	Occupation immédiate (IO)	Life Safety (LS)	Réduire la prévention (CP)
Rotule rotation SF	-1/1	-6/6	-8/8

Une courbe de pushover en utilisant les propriétés de liaison est effectuée aussi bien pour évaluer en outre la courbe de pushover obtenue avec le procédé de la rotule en matière plastique. Les propriétés de liaison équivalentes à celles présentées à l'approche de la rotule sont données dans Figure. 6.18 et Table 6.20. Il convient de noter que la branche descendante positive est essentielle pour reproduire la réduction des forces après l'effondrement des fusibles alors que le négatif peut imiter un peu la réduction des forces en raison des effets de flambement.

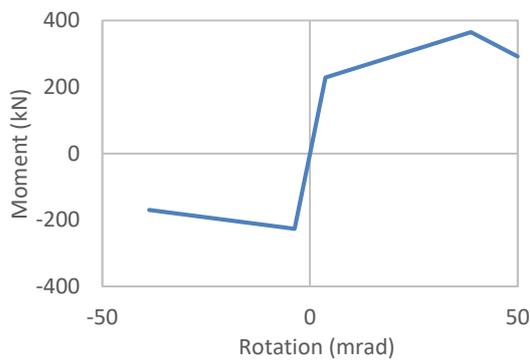


Figure. 6.18: Représentation schématique d'une liaison soudée FUSEIS diagramme instant-rotation

Table 6.20: 170 x 10 plaque à bride propriétés de liaison de fusible.

Point	Rotation (rad)	Moment (kNm)
1	-0.0387	-170.187
2	-0.0037	-226.916
3	0.0000	0.0000
4	0.0037	228.9388
5	0.0387	365.0577
6	0.0500	292.0461
Stiffness for linear analysis cases		61816 kNm/rad

Les courbes de Pushover résultant basées sur l'approche de lien sont présentés dans Figure. 6.19.

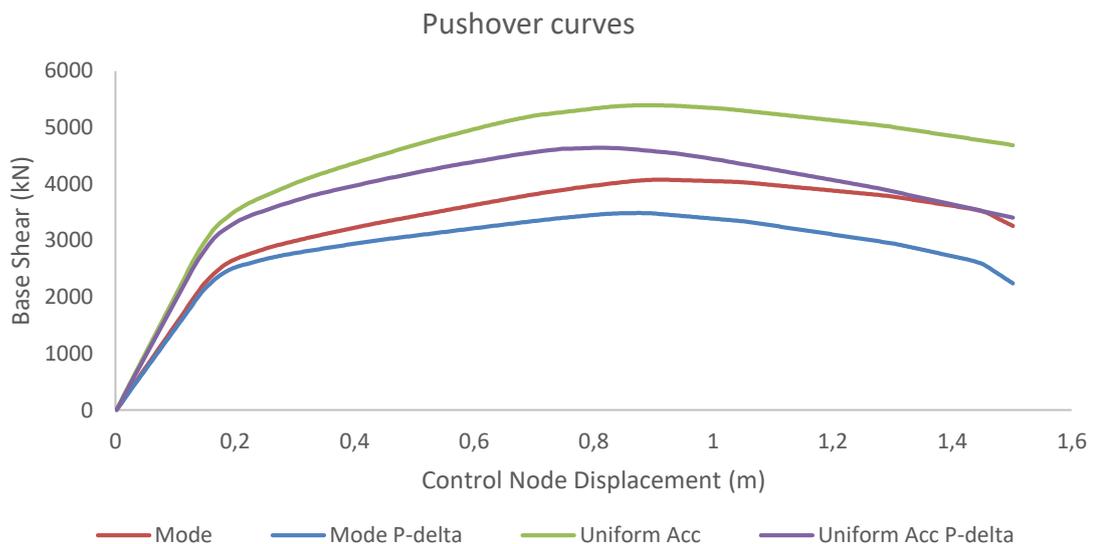


Figure. 6.19: Les courbes de Pushover de l'approche « lien »

La courbe considérant première répartition de la force de mode avec des effets P-delta est en outre étudié ici. Le point de performance associé et la séquence de

formation d'une rotule en matière plastique sont illustrés. Ces résultats seront ensuite comparés aux résultats obtenus à partir de l'analyse élastique linéaire. Le point de performance est calculée selon la méthode N2 spéculé en Eurocode 8. Le déplacement résultant, sa période et mobilisé facteur de comportement (estimé avec une méthode telle que proposée par POLIMI3) Sont représentés en Table 6.21 tandis que le non-idéalisée et idéalisée (1ère itération et au point de performance) courbes de Pushover du seul degré équivalent de la structure de la liberté sont illustrés dans Figure. 6.20.

Table 6.21: caractéristiques du point de performance

déplacement du point de performances (m)	période correspondante T * (s)	coefficient de comportement q Mobilisé au point de la performance
0,345	2,048	2,155

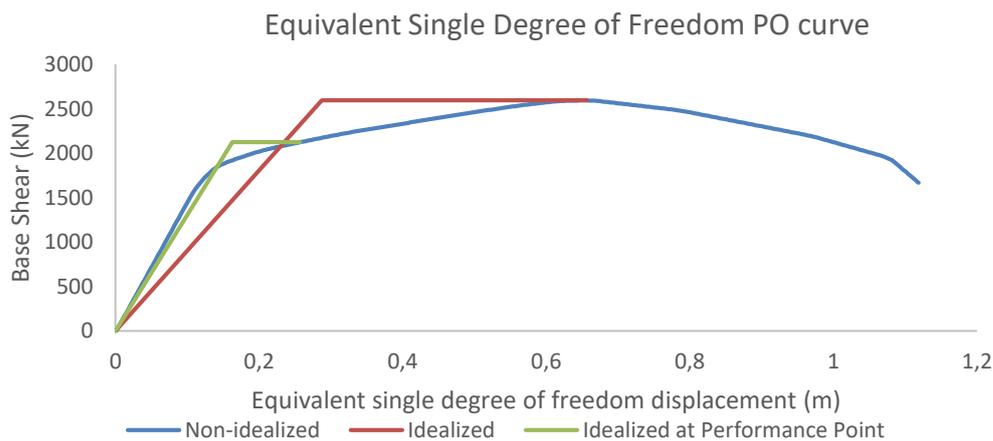


Figure. 6.20: courbes 1DDL equivalent

Figure. 6.21 montre que les courbes de Pushover obtenues à la fois l'analyse (lien et la rotule) sont en correspondance presque parfaite. Par conséquent, la séquence de formation d'une rotule en matière plastique, en particulier l'une au point de performance, peut-être obtenu directement à partir de la courbe pushover de rotule en matière plastique.

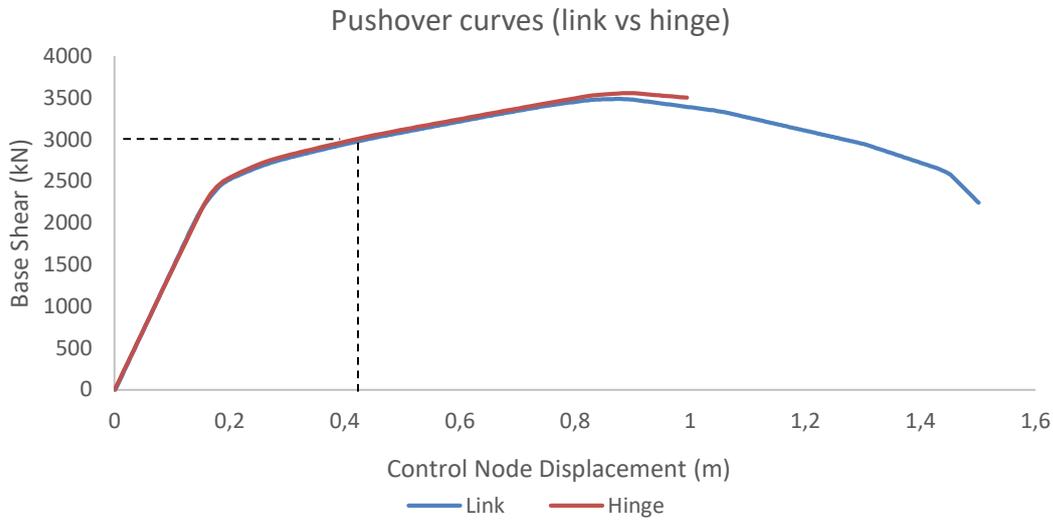


Figure. 6.21: Comparaison entre les courbes Pushover obtenus par les deux approches

La distribution de rotule plastique au premier performance, au point de la performance et à la première effondrement de rotule pour le jeu d'enfant est donnée dans Figure. 6.22(A) à (c). Tout d'abord le performance a eu lieu à un FUSEIS soudé placé sur le portique intérieur en raison de la mobilisation des moments plus élevés. Il est possible d'observer que les assemblage de continuité de poutre protégés efficacement les éléments non structurels de performance au cours de toute la procédure d'application de force.

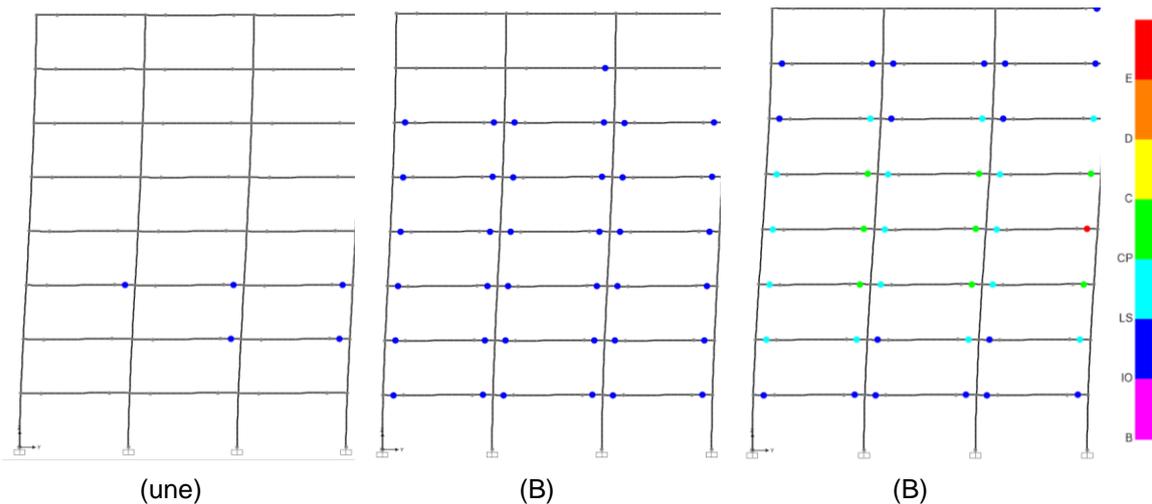


Figure. 6.22: Séquence de développement de rotules plastiques (a) première rotule, (b) au point de performance et (c) un premier effondrement de la rotule

Figure. 6.23 montre que le point de performance est situé dans la région entre occupation immédiate et la sécurité de la vie qui indique un peu la possibilité de

réutiliser le bâtiment en effectuant les réparations nécessaires uniquement (en remplaçant les assemblage de continuité de poutre dans ce cas) après le tremblement de terre.

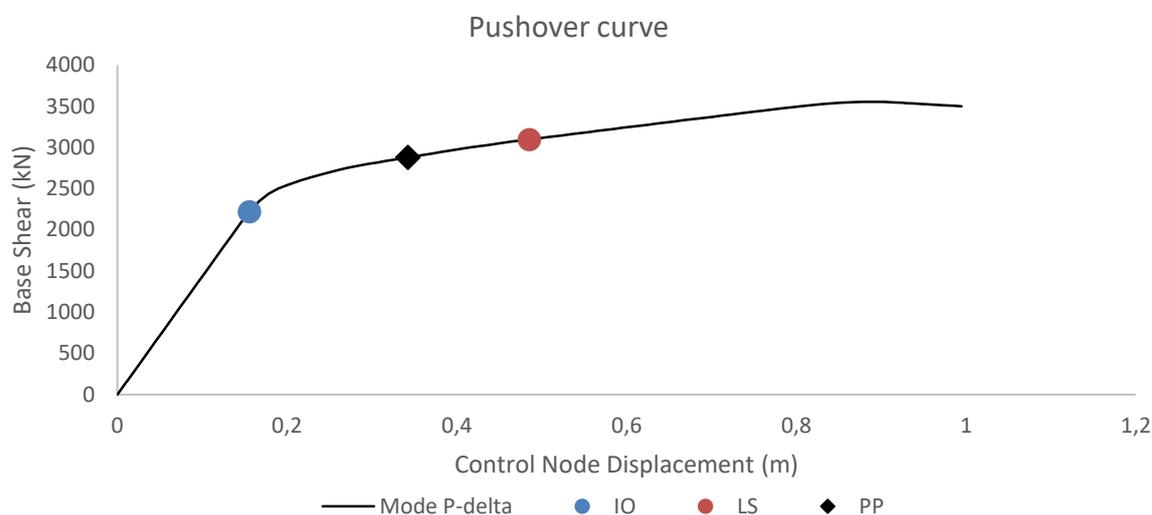


Figure. 6.23: Évaluation du point de performance

6.6.3.2 Le drift entre les étages au point de performance

La drift au point entre les étages de performance pour chaque étage est présenté dans **Table 6.22**. Les valeurs montrent que la drift maximale est de 2,15%, ce qui est inférieur au maximum établi en 6.5.2.2.5.

Table 6.22: Le drift entre les étages au point de performance

Sol	d (m)	dr (m)	h (m)	la drift (%)
1	0,025	0,025	4,000	0,625
2	0,084	0,059	4,000	1,470
3	0,164	0,080	4,000	1,993
4	0,249	0,086	4,000	2,148
5	0,329	0,080	4,000	2,000
6	0,392	0,063	4,000	1,575
7	0,432	0,040	4,000	0,998
8	0,450	0,018	4,000	0,440

6.6.3.3 L'évaluation du facteur de comportement

L'approche proposée par POLIMI⁴, Pour évaluer les bases des facteurs de comportement sur les informations de la courbe de pushover de la structure. Il considère plus de vingt méthodes différentes pour définir les deux variables

⁴ Les méthodes présentées dans l'annexe A

nécessaires pour calculer le facteur de comportement: le surrésistance (Ω) et le facteur de ductilité (μ) (voir Eq. (6.19)).

$$q = \mu \cdot \Omega \quad \text{Eq. (6.19)}$$

Ici, cinq des vingt méthodes, plus sont choisis afin de vérifier si le facteur de comportement appliqué à l'analyse élastique linéaire est acceptable. Ces cinq méthodes ont été considérées comme celles qui conviennent le mieux la structure proposée. Table 6.23 donne le facteur de comportement estimé par chacune des cinq méthodes.

Table 6.23: L'évaluation des facteurs de comportement

Méthode	q
1	3,81
4	4,63
5	4.40
6	3,43
7	3.26
Moyenne	3,91

Les valeurs varient entre 3,26 à 4,63, avec une valeur moyenne de 3,91. Le facteur de comportement appliqué est acceptable parce que sa valeur situe à l'intérieur de l'intervalle calculé. Toutefois, il convient de noter que l'intervalle prévu est seulement une estimation approximative du facteur de comportement puisque seELU les cinq méthodes les mieux adaptées ont été utilisés. devrait être fait une étude plus précise compte tenu de toutes les méthodes. Néanmoins, on peut toujours effectuer une conception conservatrice en utilisant un facteur de comportement plus faible.

6.7 REMARQUES FINALES

L'étude ci-dessus présente la force latérale innovante résistant MRF avec assemblage de continuité de poutre FUSEIS soudés et illustre leur application réussie sur les bâtiments en acier et composites dans des régions sismiques. Un certain nombre d'analyses expérimentales et numériques ont été réalisées pour évaluer sa performance et de déterminer les paramètres critiques pour leur conception. Accent a été mis sur le processus de conception sismique, assistée par analyse par éléments finis non linéaire statique d'une structure encadrée représentative. Mettre l'accent sur les comportements globaux, certaines des propriétés structurelles importantes comme les matériaux, les éléments, les connexions, la stabilité globale et locale et dynamique des effets P-delta ont été pris en considération. L'étude a révélé quelques-unes des caractéristiques importantes

de la performance globale du système, les observations suivantes méritent d'être soulignées:

- a) Le système présente un très bon comportement sous charge sismique: relativement forte et rigide avec une grande capacité d'absorption d'énergie.
- b) Parce que l'objectif principal est d'avoir les fusibles qui travaillent dans le régime plastique, ils sont plus utiles dans les bâtiments de faible hauteur. Pour les bâtiments de grande hauteur avec une grande flexibilité, le paramètre d'administration dans sa conception est le coefficient de sensibilité ou de la valeur de glissement entre les étages qui peut conduire à une solution overdesigned en termes de résistance. Si tel est le cas et veiller à ce que le paramètre ne va pas au-dessous d'une certaine limite, les assemblage de continuité de poutre peut être trop résistant et, par conséquent, leur Cédant sera empêché. α
- c) déformations inélastiques sont strictement limitées aux fusibles dissipatifs qui empêchent la propagation des dégâts dans le reste des éléments de structure. Les fusibles sont facilement fabriqués, installés et enlevés, car ils sont petits et avec un simple détail. Par une sélection appropriée de leurs sections, plastification séquentielle et contrôlée du fusible sont possibles.
- d) Code des règles de conception pertinentes pour la conception sismique des portiques avec FUSEIS soudés, y compris des recommandations pratiques sur la sélection des fusibles et des vérifications appropriées éléments, ont été formulées dans un Guide de conception. Les détails de structure et des mesures ont également été définies de construction.

En conclusion, on peut noter que la présente recherche, conformément à la tendance internationale en ingénierie sismique, introduit des systèmes « intelligents » qui sont capables de dissiper l'énergie d'entrée sismique et peuvent être facilement réparées ou remplacées, le cas échéant. L'adoption de systèmes FUSEIS soudés améliore les MRF avantages bien connus de l'acier dans des conditions sismiques et fournit de meilleures solutions en termes d'économie et de sécurité.

Les fusibles innovants peuvent être appliqués aux bâtiments en acier à plusieurs étages et remplacer les systèmes conventionnels utilisés dans le monde entier (tels que les portiques contreventés concentriques et excentriques, etc.) en combinant la ductilité et la transparence architecturale avec rigidité. L'application du système offre une conception plus précise et moins coûteuse d'un bâtiment. La qualité de l'acier des fusibles dissipatifs peut être contrôlé et donc leur résistance peut être calibrée en évitant surrésistance excessive. De plus, leur remplacement facile après le tremblement de terre empêche le remplacement total des principaux éléments de structure.

6.8 REFERENCES

- [1] Agatino, M.R. (1995), "Criteri di collasso e modelli di danneggiamento per dettagli strutturale in acciaio soggetti a carichi ciclici", MSc Thesis, Politecnico di Milano. (in Italian)
- [2] BS EN 10002-1:2001: Tensile testing of metallic materials. Méthode of test at ambient temperature
- [3] Calado, L. and Castiglioni, C.A. (1996), "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research", Proceedings of 11th WCEE, Acapulco, Mexico, August.
- [4] Calado L, Proença JM, Espinha M, Castiglioni CA, Vayas I. "Hysteretic behaviour of dissipative devices for seismic resistant steel portiques (FUSEIS 2)". Proceedings of the 7th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas – STESSA2012; 2012.
- [5] Calado L, Proença JM, Espinha M and Castiglioni CA. "Hysteretic behavior of dissipative welded fuses for earthquake resistant composite steel and concrete portiques." *Steel and Composite Structures* 14, no. 6 (2013): 547-569.
- [6] Castiglioni, C.A. and Pucinotti, R. (2009), "Failure criteria and cumulative damage models for steel components under cyclic loading", *J. Constr. Steel Res.*, 65(4), 751-765.
- [7] ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- [8] EN1990, Eurocode 0: Basis of structural design. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2002.
- [9] EN1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2002.
- [10] EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- [11] EN1993-1-5, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2004.
- [12] EN1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
- [13] EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
- [14] EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- [15] Espinha, M. (2011), "Hysteretic behaviour of dissipative welded devices for earthquake resistant steel portiques", MSc Thesis, Instituto Superior Técnico, Technical University of Lisbon.
- [16] Gomes, A. and Appleton, J. (1997), "Non lineaire cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling", *Eng. Struct.*, 19(10), 822-826.
- [17] Krawinkler, H. (2009), "Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components", *Proceedings of the 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, San Francisco, US, October.

6.9 ANNEX A

Estimation du facteur de comportement selon POLIMI

Méthode 1

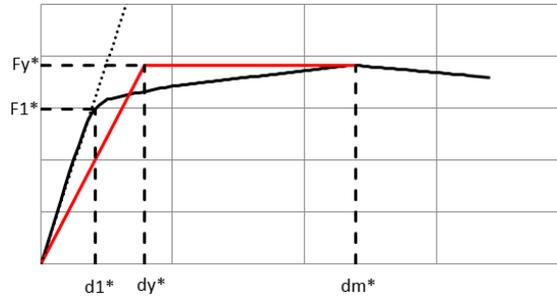


Fig. A.1: Estimation du facteur de comportement selon POLIMI - Méthode 1

Méthode 4 and 5

Méthode 4: $\Omega = F_y^* / F_1^*$ Méthode 5: $\Omega = 0.95F_y^* / F_1^*$

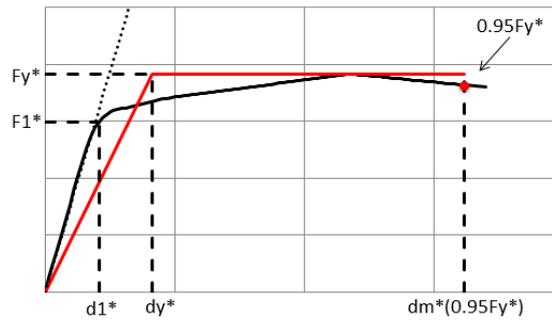


Fig. A.2: Estimation du facteur de comportement selon POLIMI - Méthode 4 and 5

Méthode 6 and 7

Méthode 6: $\Omega = F_y^* / F_1^*$ Méthode 7: $\Omega = 0.95F_y^* / F_1^*$

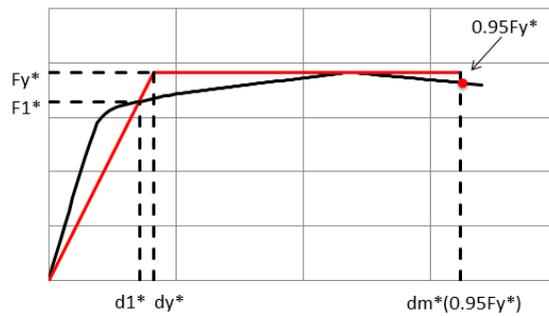


Fig. A.3: Estimation du facteur de comportement selon POLIMI - Méthode 6 and 7

7 TRONÇON D'EXCENTREMENT SISMIQUE (« LIEN SISMIQUE ») BOULONNÉ REMPLAÇABLE

7.1 INTRODUCTION

La philosophie de conception sismique conventionnelle est basée sur la réponse dissipatif, qui accepte implicitement les dommages de la structure sous le tremblement de terre de conception et entraîne des pertes économiques importantes. La réparation de la structure est souvent entravée par les drifts permanentes (résiduels) de la structure. Afin de réduire les coûts de réparation et les temps d'arrêt d'une structure touchée par un tremblement de terre, et par conséquent d'obtenir une approche de conception plus rationnelle dans le contexte du développement durable, les concepts des éléments dissipatifs amovibles et la capacité de re-centrage de la structure ont été employés. Ces concepts sont mis en oeuvre dans une structure dual, obtenue en combinant l'acier portiques contreventés excentriquement (EBF) avec des liaisons boulonnées amovibles avec des portiques de moment résistant (MRF). Les liens boulonnés sont destinés à fournir la capacité de dissipation d'énergie et d'être facilement remplaçable, tandis que les MRF plus souples fourniraient la capacité de re-centrage nécessaire à la structure. Recentrer dual portiques (D contreventement excentrique-EBF) avec des liens boulonnés remplaçables ont déjà été étudiées et développées par l'Université Politehnica Timisoara (UPT) dans le portique de plusieurs projets de recherche.

7.2 DESCRIPTION DU SYSTÈME DE LIENS REMPLAÇABLE BOULONNÉ

7.2.1 Principes des systèmes duals à recentrement

La plupart des structures destinées à des codes modernes éprouverait des déformations inélastiques même sous l'action sismique modérée, avec des déplacements permanents (résiduels) après un tremblement de terre. La réparation est difficile dans ces cas. Solutions assurant l'auto-centrage de la structure existent, mais sont exigeants sur le plan technique (brins post-tension, des dispositifs en alliage à mémoire de forme, etc.). Une autre solution est celle qui fournit une capacité de recentrage (par opposition à l'auto-centrage), à travers des éléments dissipatifs amovibles et deux (flexible rigide) configuration structurelle.

systèmes structurels qui visent à réduire les dommages structurels en isolant des déformations plastiques dans amovibles ou des fusibles « réparables », et ont la capacité de revenir à la forme initiale non déformée après un tremblement de terre ont reçu beaucoup d'attention.

Comme proposé par Stratan et Dubina [1-2], afin de fournir la capacité de recentrage d'une structure avec des portiques contreventés excentriquement avec les éléments dissipatifs amovibles, il a été suggéré d'utiliser des configurations de structure dual,

obtenue par combinaison de EBF et moment résistant portiques). (MRF Si les MRF plus flexibles sont maintenus élastiques (un moyen possible de favoriser est de réaliser des éléments de l'acier à haute résistance), ils fournissent la force de rappel nécessaire de recentrer la structure lors du retrait des liens amovibles endommagés. Un système dual idéalisé constitué de deux ressorts élastiques montés en parallèle est représenté sur la Figure. 7.1une. Afin de fournir la capacité de recentrage, le sous-système souple doit être maintenue dans la plage élastique à la hauteur des déplacements au cours de laquelle le sous-système rigide atteint sa capacité maximale de déformation plastique. Cependant, un système dual conventionnel qui satisfait cette condition ne sera pas revenir à la position initiale des déformations suivant dans la gamme inélastique, même si des déplacements permanents δ_{pD} dans le système dual sont plus petites que celles qui seraient obtenues dans un système rigide seul δ_{pr} (Figure. 7.1b). Les déformations permanentes peuvent être éliminés si le sous-système rigide est réalisé pour être amovible. Lors du déchargement du système dual, il y a un δ_{pD} de déplacement permanent, et correspondant forces résiduelles dans les sous-systèmes flexible (FPF) et rigides (FPR). Une fois que les éléments sont démontés dissipatifs amovibles, la rigidité et la solidité du système est assurée par le seul sous-système flexible ($F_{pr} = 0$). Si le sous-système flexible est encore dans le domaine élastique, il retourne le système à la position initiale, ce qui implique des déformations permanentes zéro (Figure. 7.1c).

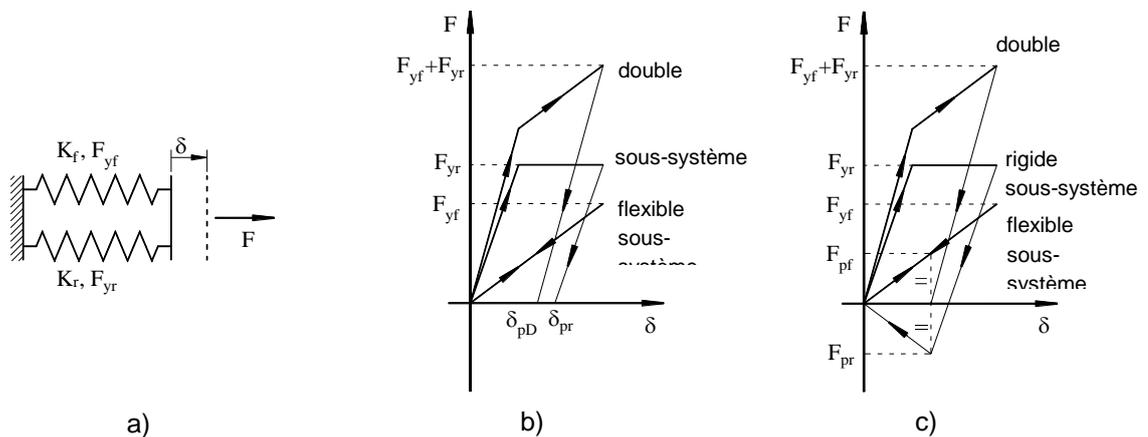


Figure. 7.1: Modèle simplifié d'un système à dual généralisé (a), et des déformations permanentes dans un système dual classique (b) et dans un système dual avec les éléments dissipatifs amovibles (c)

7.2.2 Description des systèmes D-EBF

L'application du concept des éléments dissipatifs amovibles à EBF, où les liens agissent comme des zones dissipatives, est présentée dans Figure. 7.2. Le lien de connexion de poutre est réalisé par une plaque d'extrémité à fleur et les boulons de serrage à friction à haute résistance. Le principal avantage sur les autres dispositifs

dissipatifs est que les liens amovibles peuvent être conçus en utilisant des méthodes facilement accessibles aux ingénieurs de structure et peuvent être fabriquées et montées en utilisant des procédures standard pour la profession.

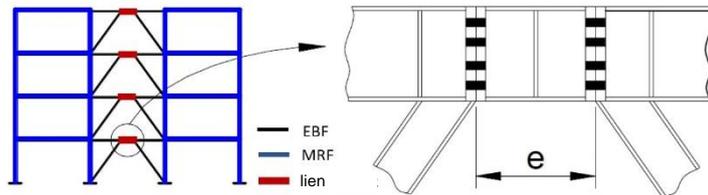


Figure. 7.2: Concept de lien Remplaçable

Le recentrage du système est obtenue en concevant la structure de portique dual, combinant EBF et MRF. La réponse élastique du sous-système flexible (MRF) fournit les forces de rappel, une fois les liens endommagés lors d'un tremblement de terre sont enlevés. Pour que ce principe soit efficace le sous-système souple doit rester dans le domaine élastique.

La solution a été validée expérimentalement en utilisant des tests de composants et de systèmes. Un programme expérimental a été réalisé à UPT, CEMSIG Research Center, pour déterminer la performance cyclique des liens boulonnés isolés [1-2] et une autre au laboratoire européen pour l'évaluation des structures (ELSA) du Centre commun de recherche (CCR) à Ispra, Italie, pour valider la faisabilité de la solution proposée par une campagne de test pseudo-dynamique d'un modèle à grande échelle d'une structure à dual EBF [3].

7.3 INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES SUR LE SYSTÈME A LIENS BOULONNÉS REMPLAÇABLES

7.3.1 études expérimentales sur les liens individuels

7.3.1.1 Montage expérimental et essais de liens boulonnés

Un programme expérimental a été réalisé à UPT, CEMSIG Research Center, pour déterminer la performance cyclique des liens boulonnés [1-2], pour lequel le dispositif expérimental de isolé lien est uniquement présenté dans Figure. 7.3.

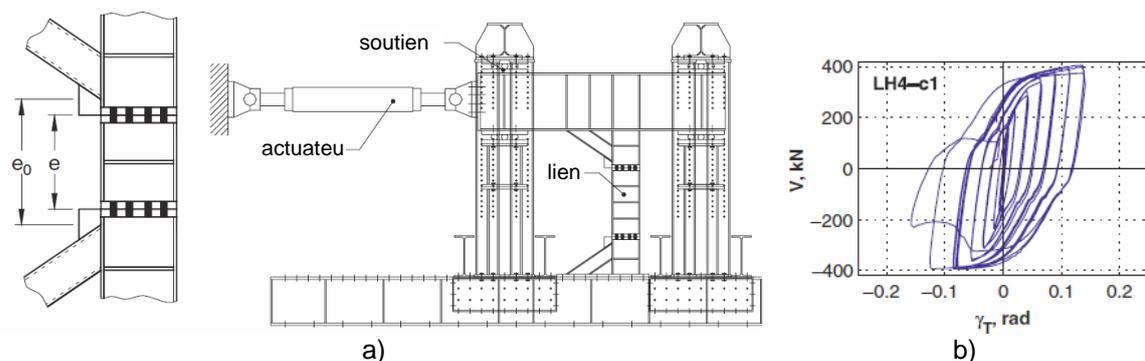


Figure. 7.3: a) spécimens mis en place et b) relation déformation-force totale $V-\gamma_t$ pour spécimen

LH4-c1 [1].

Le lien amovible a été fabriqué à partir d'un profil IPE240 d'acier S235, tandis que le reste de la structure - d'acier S355. Quatre longueurs de liaison ont été envisagées: $e_0 = 400$ (désigné par 4), 500 (désigné par 5), 600 (désigné par 6) et 700 (noté avec 7) mm, « rares » (L) et « treillis » (H) l'espacement des raidisseurs, et tous les liens ont été classés comme courts selon les AISC [4] et EN1998-1-1 [5]. Au cours de ce programme expérimental, les petits liens de section de hauteur ont été étudiés, les mêmes que ceux du projet DUAREM (Hauteur de section 240 mm). La procédure de chargement complet ECCS 1985 [6] a ensuite été appliquée, consistant en une monotone essais (m) et deux cyclique (c1 et c2) pour chaque échantillon. Pendant ce temps, pour les futures enquêtes sur les liens, AISC [4] a un protocole de chargement dédié qui est recommandé.

La stratégie adoptée pour la conception des connexions plaque de fin d'flush était de fournir suffisamment sur résistance de la connexion sur la résistance au cisaillement de la liaison. Une réduction de la rigidité initiale totale de la liaison vissée par rapport à la solution classique, en raison à la fois de la semi-rigide plaque d'extrémité et de glissement dans la connexion, a été observée. Par conséquent, il a été conclu que soit la modélisation explicite du comportement de connexion semi-rigide ou examen de la rigidité de la liaison équivalente est nécessaire pour l'analyse globale des portiques avec des liens boulonnés.

7.3.1.2 Comportement des liens

Table 7.1 montre que la charge cyclique réduit de 40% à 70% de la capacité de rotation, avec la réduction maximale pour des liaisons courtes. augmentation de la capacité de rotation légèrement pour les liaisons plus courtes, à l'exception des spécimens LL4 et LH4.

Table 7.1: déformation ultime γ_{Tu} , en radians

Spécimen	LL7	LL6	LL5	FSM4	LH7	LH6	LH5	LH4
m	0,155	0,273	0,360	0,395	0,235	0,278	0,345	0,420
c1	0,097	0,129	0,106	0,101	0,114	0,143	0,170	0,126
c1	0,092	0,133	0,156	0,112	0,109	0,136	0,182	0,125

Le comportement des longs liens a été fortement influencée par la réponse de la connexion boulonnée (voir Figure. 7.4a), caractérisé par un fil de réduction progressive de la résistance due à des boulons d'entraînement et une réponse cyclique pincement. Ce dernier effet de réduire l'énergie dissipée dans le groupe des cycles d'amplitude constante. boulon plein préchargement réduit partiellement cet effet. Réponse courte liens a été contrôlée par le cisaillement de la bande de liaison (voir Figure. 7.4b), caractérisé par le durcissement importante et la capacité de dissipation d'énergie, mais une dégradation plus rapide de la résistance après le déchirement de la bande. espacement contrefort avait une importance maximale

pour les liaisons courtes. Leur effet est de limiter le voilement local plastique de la bande, ce qui augmente la capacité de force maximale et de déformation, et fournir une réponse cyclique plus stable. Cependant, après la réalisation de la déformation finale, la rupture des spécimens LH4 a été plus rapide en comparaison avec des liens de LL4.

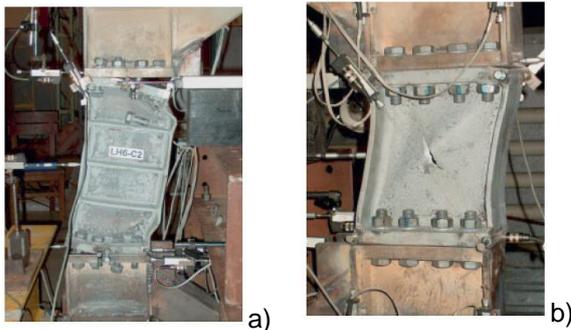


Figure. 7.4 Rupture par dégradation de la connexion au niveau du spécimen LH6-c2 (a) et voilement plastique de l'échantillon LL4-c1 (b) [1].

Par conséquent, le choix de la longueur du lien est d'une grande importance, car en cas de longueurs plus longues ($e < 1,6 \text{ Mpa}$, lien / V_p , lien, où M_p , lien est la résistance au moment de la liaison et V_p , lien est la résistance au cisaillement de la liaison) est difficile à dimensionner une connexion de bout plaque de chasse élastique qui pourrait être endommagée et rendre la procédure de remplacement plus problématique, par opposition à l'aide des liens très courts ($e < 0,8 M_p$, lien / V_p , lien), comme ce fut le cas de les deux tests du CCR et UPT.

De tests disponibles, des liens boulonnés spécimens rares de raidisseurs ont montré une capacité de déformation stable d'au moins 0,09 rad, tandis que ceux avec une raidisseurs proches ont montré la capacité de déformation stable d'au moins 0,11 rad. Dans le cas de spécimens LH5, avec une longueur $e = 0,8 M_p$, lien / V_p , lien, la capacité de déformation ultime atteint une valeur d'au moins 0,17 rad.

7.3.2 études expérimentales sur des portiques duals avec des liens boulonnés remplaçables

7.3.2.1 Programme expérimental, configuration et échantillon

La validation de la solution proposée a été réalisée grâce à une campagne de test pseudo-dynamique d'un modèle à grande échelle d'une structure à dual EBF au Laboratoire européen pour l'évaluation des structures (ELSA) du Centre commun de recherche (CCR) à Ispra, Italie du 7e PC projet SERIES DUAREM (« validation expérimentale pleine échelle du portique dual avec contreventement excentrique liens amovibles »).

L'éprouvette en en présentésFigure. 7.5. Il y a 2 EBF centrales et 4 sur MRF direction de test qui représentent le système de résistance aux charges latérales.

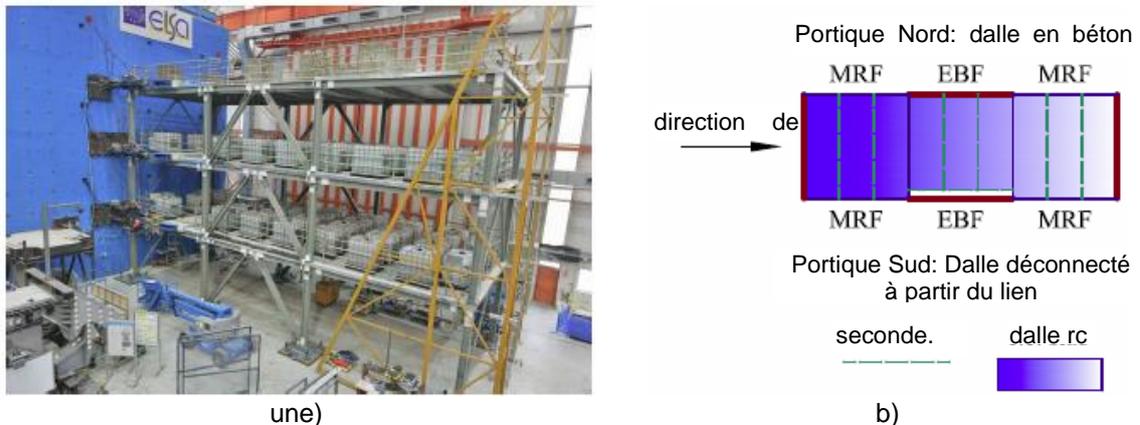


Figure. 7.5 specimen: a) vue 3D; b) vue en plan [3].

éléments de structure en acier ont été conçus en acier S355, à deux exceptions près. acier de qualité S460 a été utilisé pour les poteaux et des liens ont été conçus de qualité en acier S235.

La séquence de test sur la maquette dans l'installation de mur de réaction de ELSA a consisté en essais pseudo-dynamiques (Psd), ainsi que des tests de remplacement monotones et lien [3].

Un enregistrement des mouvements du sol a été choisie (à partir de sept sélectionné en comparant le spectre de réponse élastique utilisé dans la conception) à utiliser dans les essais pseudo-dynamiques afin d'évaluer les performances structurelles de la structure d'essai, appliqué à plusieurs niveaux d'entrée (voir Table 7.2 où a_g est l'accélération de crête de référence de masse et a_{gr} représente l'accélération maximale du sol à un niveau de tremblement de terre spécifique):

Table 7.2: états limites et facteurs d'échelle correspondants pour l'input sismique.

état limite	A effectué des tests Psd	Période de retour, années	Probabilité de dépassement	a_g / a_{gr}	a_g / g	Autres essais monotones
INTEGRITE	FO1, FO2, FO3	-	-	0,062	0,020	
Limitation des dommages	DL	95	10% / 10 ans	0.59	0,191	
Dommages importants	Dakota du Sud	475	10% / 50 ans	1.00	0,324	PO1
près Collapse	Caroline du Nord	2475	2% / 50 ans	1,72	0,557	PO2, PO3

Le programme d'essais a été complété par deux essais de remplacement de lien:

- Le premier remplacement de liaison (LR1) - après le test de DL, où les liens ont été retirés de la structure en dévissant les boulons;

- remplacement deuxième lien (LR2) - après le test PO1, où les liens ont été éliminés par oxycoupage avec une torche;

7.3.2.2 Résultats de test

FO essais ont été effectués afin d'évaluer la réponse élastique de la structure de chaque nouvel ensemble de liens, avant la principale DL, des essais SD et NC PSD, l'enregistrement sismique sélectionné étant mis à l'échelle pour avoir la PGA de 0,02 g. Au cours de ces essais, la structure manifeste une réponse élastique.

DL essai a été effectué, afin de simuler un tremblement de terre modéré, ce qui provoque des dommages structuraux modérée, l'enregistrement sismique sélectionné étant mis à l'échelle pour avoir la PGA de 0.191g. SD essai a été réalisé afin de simuler un tremblement de terre plus fort, causant des dommages structuraux plus larges, l'enregistrement sismique sélectionné étant mis à l'échelle pour avoir la PGA de 0.324g. Au cours de ces essais, aucun performance n'a été observée dans les éléments extérieurs et des liens faibles à modérées déformations plastiques maximales se sont produites dans des liens. fissures mineures à modérées ont été observées dans la dalle de béton (voirFigure. 7.6). La structure exposée faible déplacement haut résiduel. bas aussi drift inter étages résiduels ont été observés.

PO1 essai (test monotone pushover jusqu'à ce qu'un déplacement supplémentaire de 55 mm) à partir de la fin de la position de test SD est nécessaire. Cela a été fait pour obtenir de plus grands déplacements résiduels qui ont été nécessaires afin de valider la faisabilité du processus de suppression de lien et re-centrage de la structure. Au cours de ce test, aucun performance n'a été observée dans les éléments extérieurs liens. déformations plastiques maximales plus élevées produites dans les relations (voirFigure. 7.6). fissures plus visibles ont été observés dans la dalle de béton (voirFigure. 7.6). Après ce test, la structure importante plus le déplacement présentait résiduel haut. Grandes drifts inter-étage résiduelle qui ont été observées.

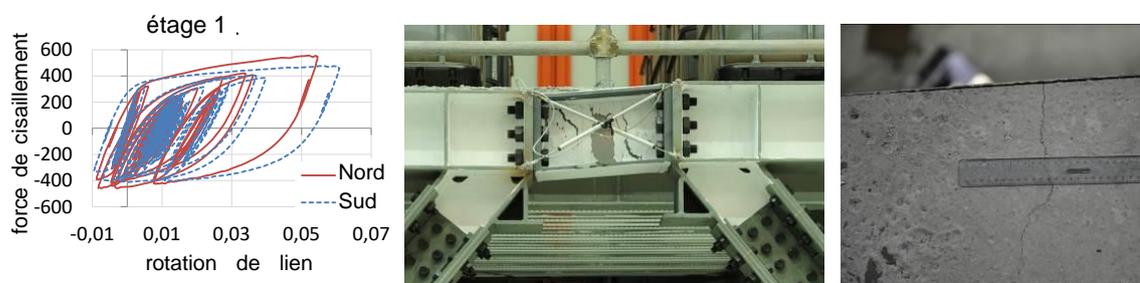


Figure. 7.6 résultats des tests PO1 [3]

Car après le test DL la structure montre une faible déplacement supérieure résiduelle et faibles drifts résiduelles ont été observées, la décision a été de supprimer la première série de liens endommagés, en retirant les boulons, à un

niveau de base de niveau, à partir du niveau inférieur à la une partie supérieure. La faible valeur du déplacement haut résiduel de la fin de l'essai de DL a diminué après l'élimination des maillons endommagés. Une nouvelle série de liens inutilisés a ensuite été monté dans la structure.

Car après le test de PO1 la structure exposée importante déplacement supérieure résiduelle plus grande et les drifts résiduelles plus importantes ont été observées, la décision a été de supprimer la deuxième série de liens endommagés, en coupant la flamme à la fois sur le web et les brides des liens, du haut étage vers le bas. La valeur du déplacement résiduel haut de la fin du test de PO1 a été dé-froissée après l'élimination des liens endommagés. Une nouvelle série de liens inutilisés a ensuite été monté dans la structure.

essai NC a été proposé afin de simuler un tremblement de terre beaucoup plus forte et d'obtenir des dommages importants dans toute la structure, la capacité recentrement étant perdue en raison de céder à d'autres éléments en dehors des liens, l'enregistrement sismique sélectionné étant appliqué avec un facteur d'échelle 0,557. Ce test a été arrêté prématurément parce que la capacité d'actionneur disponible (1000 kN par ossature à chaque étage) ne suffit pas pour l'emporter avec la torsion nulle imposée à chaque étage.

Un autre test pushover cyclique (PO2) avec des amplitudes de déplacement maximal de 150 mm a également été proposé, après la libération des vérins de la force de l'essai NC et après un test de pushover cyclique final (PO3) avec une amplitude maximale de déplacement de 400 mm. Les trois derniers essais ont apporté une vaste comportement plastique sur toute la structure (voirFigure. 7.7).

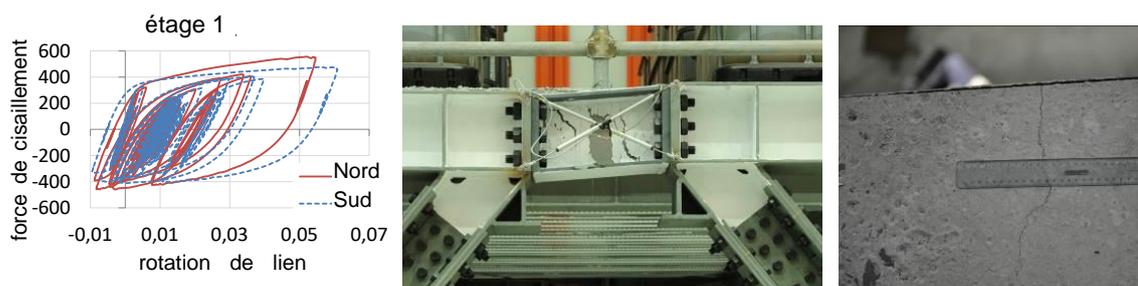


Figure. 7.7 État de l'échantillon après le dernier test [3]

La demande de liaison maximale après le test PO1 est de 0,075 rad (voirTable 7.3), Plus petit que le critère acceptable pour cet état limite adoptée par FEMA356 [7], qui est de 0,11 rad.

Table 7.3: demandes des liens, (Déformation en radians)

Tester	DL	Dakota du Sud	PO1
rotation maximale du lien [rad]	0,032	0,061	0,075
rotation de la liaison résiduelle [rad]	0,014	0,022	0,066

Après l'essai de DL, la structure présente un faible déplacement supérieur résiduelle de 5 mm (0,05%), le déplacement maximum étant supérieur à 32 mm. En outre, un faible drift inter-étages résiduel d'un montant maximum de 3 mm (moins de 0,1%) a été observé. À la fin de la procédure LR1, un très faible drift résiduelle ($H / 5250$ pour les deux ossatures) qui est inférieure à la tolérance de montage ($H / 300$) a été observée, la structure étant presque recentrée.

Après l'achèvement de l'essai PO1, la structure présente une cylindrée supérieure résiduelle nettement plus grande de 45 mm (0,43%), le déplacement maximum étant supérieur de 68 mm. Augmenter le drift inter-étages résiduel d'un montant maximum de 18 mm (0,5%) a été observé. À la fin de la procédure LR2, un petit drift résiduelle ($H / 5250$ pour l'ossature sud et $H / 1750$ pour l'ossature nord) qui est inférieure à la tolérance de l'érection a été observée.

7.4 RÈGLES DE CONCEPTION

7.4.1 Procédure de conception

La conception structurale des deux structures, obtenues en combinant l'acier portiques de manière excentrique avec des liens contreventement boulonnés amovibles et portiques résistants à des moments, peut être effectuée en utilisant l'approche basée sur le code général (voir le chapitre 7.4.1.1), Mais certains critères supplémentaires (voir les chapitres **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** à 7.4.1.6) Doivent être pris en considération.

Un organigramme qui illustre brièvement est montré la conception de D-EBF en Figure. 7.8.

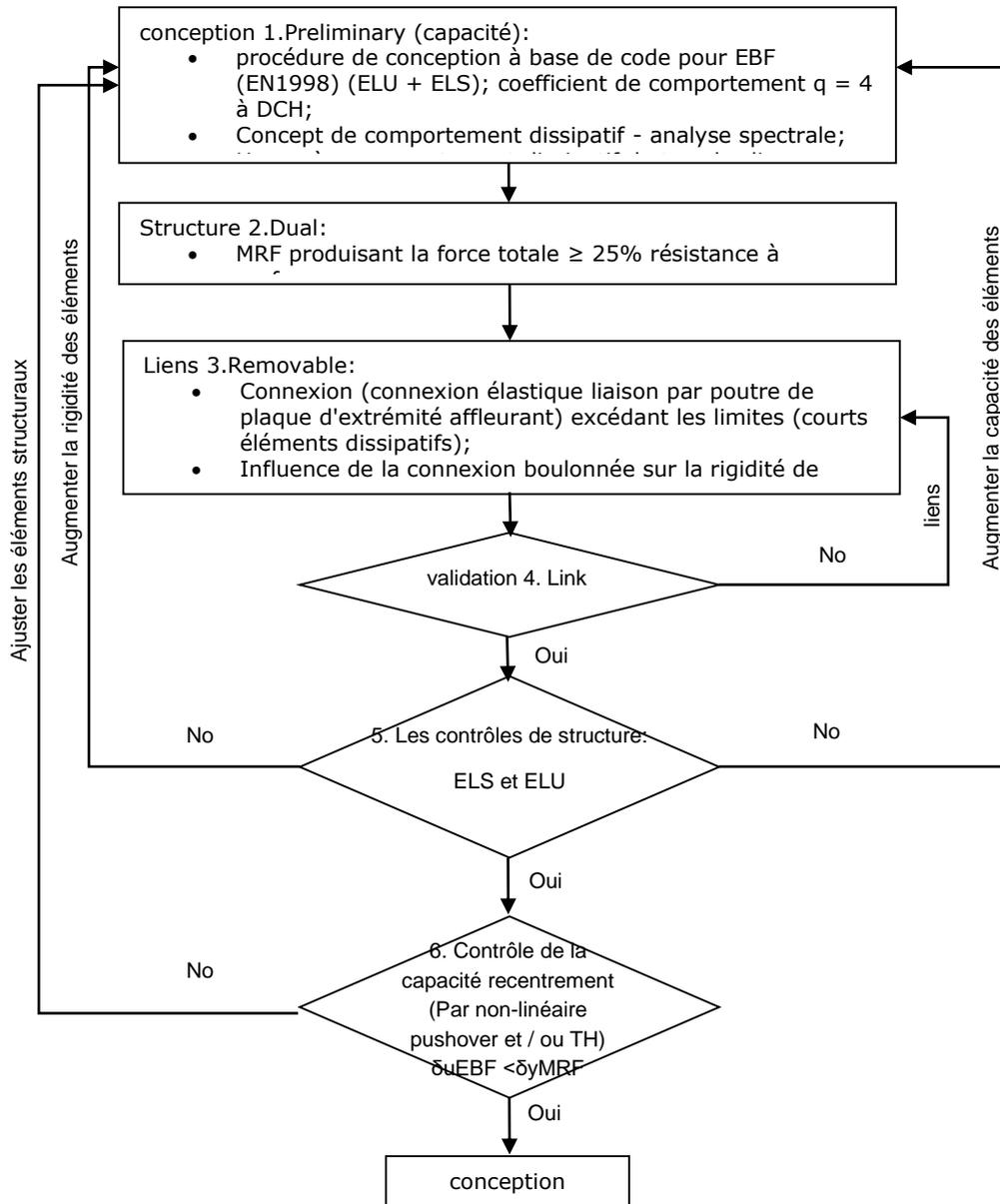


Figure. 7.8 organigramme de conception pour EBF avec liens amovibles et de capacité de recentrage [3]

7.4.1.1 Règles générales

Les charges gravitationnelles et l'action sismique doivent être pris en compte. Des masses doivent être calculées à partir de $1,0 \cdot \text{Morte} + 0,3 \cdot \text{combinaison de la charge mobile}$. La capacité des éléments de structure doit être déterminée en utilisant EN1993-1 [8] à l'état limite ultime et flexions doivent être vérifiées à l'état limite d'entretien, l'utilisation persistante des combinaisons de charge de la situation. peut être réalisée Une conception de capacité, selon EN1998-1 [5], pour concevoir des portiques de résistance de moment (où poutres agissent comme des éléments de dissipation de dissipation d'énergie par flexion) et des portiques de manière

excentrique contreventés (où liaisons courtes agissent comme des éléments de dissipation de dissipation d'énergie par cisaillement) . Le concept de comportement dissipatif est recommandé. Un comportement dissipative globale de la structure doit être réalisée, en vérifiant que les valeurs individuelles des rapports Ω_i pour chaque liaison courte pour ne pas dépasser la valeur minimale Ω par plus de 25% [5].

Les forces internes sous sollicitations sismiques sont déterminées en utilisant l'analyse de spectre de réponse, où le nombre de modes de vibration considérés dans chaque direction est telle que la somme de la masse effective est au moins égale à 90% de la masse totale. La capacité des éléments de structure doit être vérifiée à l'ELU et drift doit être vérifiée au ELS, en utilisant des combinaisons de charge de la situation sismique.

imperfections globales et locales devraient être pris en compte et l'importance des effets de second ordre doivent être vérifiés.

7.4.1.2 Système dual

Le plus faible, plus souple, sous-système (MRF) devrait fournir une résistance minimale de la structure. Par conséquent, la dualité de la structure doit être vérifiée en vérifiant que les MRF devraient être capables de résister à au moins 25% de la force sismique totale [9-11]:

$$F_y^{MRF} \geq 0.25 (F_y^{MRF} + F_y^{EBF}) \quad \text{Eq. (7.1)}$$

$$F_y^{EBF} = \frac{L}{H} V_{p,link} \quad \text{Eq. (7.2)}$$

$$F_y^{MRF} = \frac{4M_{pl,b}}{H} \quad \text{Eq. (7.3)}$$

où: F_y^{MRF} est la limite d'élasticité de MRF, F_y^{EBF} est la limite d'élasticité de EBF, L est la durée de ossature, H est la hauteur de l'étage de ossature, V_p , le lien est la résistance au cisaillement de la liaison et $M_{pl, b}$ est le moment plastique de la poutre

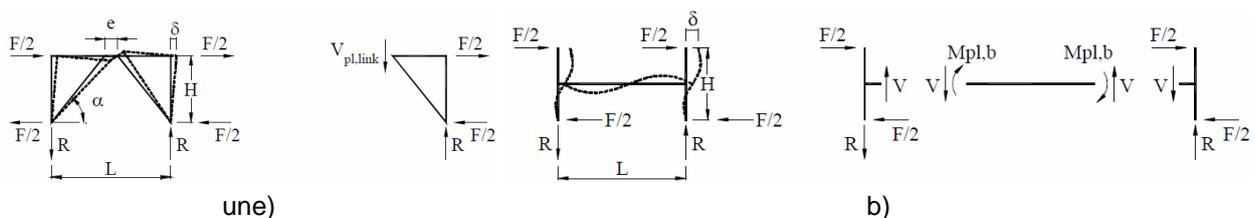


Figure. 7.9: Base d'une seule étage) EBF et b) des composants MRF [11].

7.4.1.3 liens amovibles

Les liens doivent être conçus comme amovibles et remplaçables (boulonnés). Cela peut être fait en utilisant une connexion de liaison par poutre plaque d'extrémité de rinçage qui doit être maintenu élastique. Cela signifie que la liaison doit avoir une force de cisaillement de conception $V_{j, Ed}$ et moment fléchissant $M_{j, Ed}$ correspondant à un lien durci complètement et a abouti à la souche, calculé comme suit:

$$V_{j,Ed} = \gamma_{sh} \gamma_{ov} V_{p,link} \quad \text{Eq. (7.4)}$$

$$M_{j,Ed} = \frac{V_{j,Ed} e}{2} \quad \text{Eq. (7.5)}$$

où γ_{ov} est de 1,25 et γ_{sh} est adopté comme 1,8 pour DCH (en accord avec les résultats du projet DUAREM) et 1,5 pour DCM.

Afin d'obtenir la connexion sur résistance, très courts éléments dissipatifs ont été adoptés (avec la longueur e aussi petit que $0.8M_{p, lien} / V_{p, lien}$, où $M_{p, lien}$ est la résistance au moment de la liaison et $V_{p, lien}$ est le cisaillement la résistance de la liaison).

Il est considéré que la connexion boulonnée n'a aucune influence sur la rigidité de la liaison globale en raison de préchargement des boulons.

7.4.1.4 capacité de recentrement

La question des déformations permanentes (résiduel) de la structure après un tremblement de terre préjudiciable, ce qui peut conduire à des difficultés dans le remplacement des liens amovibles, peut être résolu en réalisant une structure en dual une, en combinant avec EBF MRF. Si les MRF plus flexibles sont maintenus élastiques (un moyen possible de favoriser c'est de réaliser certains éléments de l'acier à haute résistance) et les déformations plastiques sont limitées aux seELU éléments dissipatifs amovibles, les MRF fourniraient la force de rappel nécessaire de re-centre la structure lors du retrait de liens amovibles endommagés.

Afin de vérifier la capacité de recentrage des portiques contreventés excentriquement avec des structures de liens amovibles, le déplacement final des EBF (δ_{uEBF}) à l'état limite ultime (ELU) (correspondant à la capacité de déformation plastique de la liaison) doit être inférieure à celle du obtenir le déplacement des centres de tri (δ_{yMRF}), ce qui signifie le performance en MRF est empêchée jusqu'à l'atteinte de la capacité de déformation ultime dans les EBF avec des liaisons amovibles. Cela peut être fait analytiquement, en utilisant les formules ci-dessous [11]:

$$\delta_u^{EBF} = \delta_y^{EBF} + \delta_{pl}^{EBF} = \frac{F_y^{EBF}}{K^{EBF}} + \frac{e}{L} \frac{H}{e} \gamma_{pl,u} < \delta_y^{MRF} = \frac{F_y^{MRF}}{K^{MRF}} \quad \text{Eq. (7.6)}$$

$$K^{EBF} = \frac{K_{link}^{EBF} K_{br}^{EBF}}{K_{link}^{EBF} + K_{br}^{EBF}} \quad \text{Eq. (7.7)}$$

$$K_{link}^{EBF} = \frac{L}{H^2} (L - e) \frac{G A_s}{e} \quad \text{Eq. (7.8)}$$

$$K_{br}^{EBF} = 2 \frac{E A}{I_{br}} \cos^2 \alpha \quad \text{Eq. (7.9)}$$

$$K^{MRF} = \frac{4}{H^2 \left(\frac{L}{6 E I_b} + \frac{H}{12 E I_c} \right)} \quad \text{Eq. (7.10)}$$

où δ_y^{EBF} est le déplacement élastique de l'EBF, δ_{pl}^{EBF} est le déplacement plastique du EBF, K^{EBF} est la raideur de EBF, E, L et H sont illustrées dans Figure. 7.9, $\gamma_{pl,u}$ est la capacité de déformation plastique de la liaison, K^{MRF} est la rigidité MRF, K_{link}^{EBF} est la rigidité de la liaison, K_{br}^{EBF} est la raideur des diagonales, G est le module de cisaillement, A_s est le lien aire de cisaillement, E est le module d'Young, A est diagonale aire de section transversale, LBR est l' α longueur d'diagonale est l'angle d'diagonale.

Cette méthode d'analyse doit être utilisée comme un pré-dimensionnement de la capacité de recentrage et est recommandé pour les structures de faible hauteur, où la déformation latérale de la structure est dominée par une réponse de type cisaillement. Il pourrait également être utilisé comme pré-conception pour les bâtiments de hauteur moyenne et de grande hauteur (où un comportement de flexion globale peut se produire en élévation), mais re-centrage est fortement recommandé de vérifier par jeu d'enfant et / ou des analyses d'étage du temps .

Parce que l'utilisation des formules est une approche approximative et simplifiée, statique non linéaire et / ou des analyses dynamiques sont recommandés pour toutes les structures afin de vérifier la capacité de re-centrage. Modélisation pour ce type d'analyses est présenté dans les chapitres 7.4.2 et 7.4.3.

7.4.1.5 Appropriée coefficient de comportement

La nécessité d'avoir des liens très courts (aussi court que $e = 0.8M_p$, lien / V_p , lien) en raison de l'utilisation d'une connexion boulonnée non dissipatif rinçage plaque d'extrémité (voir le chapitre 7.4.1.3) Conduit à de plus grandes exigences de déformation dans les liens sous le mouvement sismique de calcul. En conséquence, EBF portiques avec des liens très courts ne parviennent pas à répondre aux exigences de performance à l'ELU quand ils sont conçus pour un facteur de comportement $q = 6$ à DCH. Afin de réduire ces exigences et d'obtenir un

performance acceptable est nécessaire de limiter le facteur q comportement à 4 à DCH. En cas de DCM un facteur de comportement de 2,5 est recommandé.

7.4.1.6 Vérification du lien

Toutes les exigences de conception supplémentaires présentées ci-dessus conduisent à la nécessité de courts liens amovibles préqualification (validation) [12]. Comme il n'y a qu'un nombre limité de tests expérimentaux sur des liaisons courtes boulonnées impliquant ce type de connexion (plaque-end de chasse) et la section de liaison (section I avec une hauteur de 240 mm), lors de l'utilisation d'autres types de sections et les connexions, il est recommandé de confirmer la liens performances grâce à la validation expérimentale et / ou des tests numériques.

7.4.2 Modélisation pour l'analyse non linéaire statique (pushover)

Afin d'effectuer une analyse pushover, le comportement non-linéaire doit être défini, tant pour les matériaux utilisés, ainsi que pour les éléments de structure.

Attendus (sur la base γ_{ov}) les propriétés des matériaux doivent être utilisés pour les éléments dissipatifs et propriétés nominales des matériaux pour des éléments non dissipatifs.

rotules plastiques non linéaires de type M3 de flexion doivent être attribuées aux extrémités des poutres de MRF et de flexion avec le type de force axiale P-M3 aux extrémités des poteaux et des poutres EBF. Pour des diagonales, des rotules en plastique non linéaires de type P axial peuvent être utilisées, étant associé au milieu de barres. Ces propriétés peuvent être calculées selon ASCE41-13 [13].

L'étalonnage du modèle numérique de D-EBF avec des liens remplaçables, en fonction des résultats expérimentaux de programme DUAREM, a été réalisée, en obtenant un bon match en termes de comportement global et Étage (voir Figure. 7.).

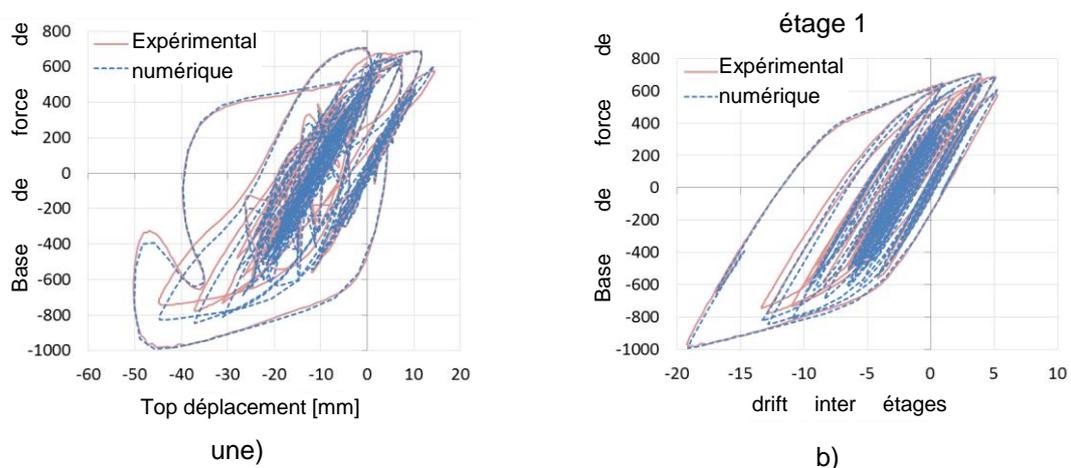


Figure. 7.10: Comportement global et d'étage.

Afin de tenir compte du comportement non linéaire à maillons en cisaillement (V2), des éléments de liaison en matière plastique multi-linéaires doivent être définis,

avec un comportement non linéaire de cisaillement, décrit par la courbe de squelette suivante (Figure. 7.10):

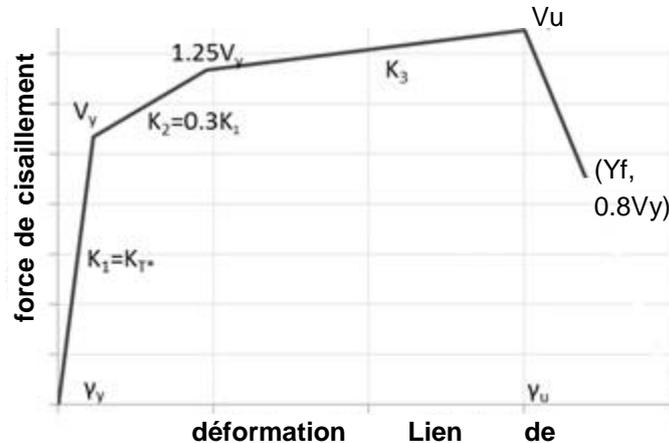


Figure. 7.10: comportement non linéaire des liens cisailés

où: K_1 est la rigidité initiale (élastique) de la liaison (représentant cisaillement et rigidité à la flexion), V_y est la résistance au cisaillement des liens (V_p , lien), V_u est considéré comme $1.8V_y$ en cas de DCH et $1.5V_y$ en cas de DCM, γ_u est la rotation finale de cisaillement considéré $0,15$ rad pour DCH et $0,1$ rad pour DCH et γ_f a été considéré pour $0,17$ rad DCH et $0,11$ rad.

Les éléments de lien avec les propriétés ci-dessus doivent être affectées entre les joints de fin de tous les maillons boulonnés et les liens courts barres doivent être articulés aux extrémités.

analyse pushover doit être effectuée dans le contrôle de déplacement, jusqu'à atteindre un déplacement contrôlé à la partie supérieure des structures. charges Tout d'abord, gravitationnelles (de la combinaison de charge $1,0 \cdot$ Morte + $0,3 \cdot$ en direct) Doit être appliqué dans le contrôle de la force et d'autre part, des forces latérales dans le portique d'une distribution modale agissent sur les ossatures analysées dans le contrôle de déplacement.

7.4.3 Modélisation pour l'analyse dynamique non-linéaire (time history)

De même que dans le cas de l'analyse du jeu d'enfant, le comportement non-linéaire doit être défini, tant pour les matériaux utilisés, ainsi que pour les éléments de structure lors de l'exécution dynamique non linéaire (time-étage) analyse.

éléments de liaison en plastique multi-linéaires, définis pour l'analyse de jeu d'enfant pour tenir compte du comportement non linéaire en cisaillement des liaisons courtes, devraient être modifiés pour inclure de façon appropriée le comportement hystérétique. Une boucle d'hystérésis « lisse », tel que décrit par Sivaselvan et Reinhorn [14-15] a été utilisé avec succès lors de l'étalonnage des résultats expérimentaux de projet DUAREM, en utilisant l'analyse de l'étage du temps (voir Figure. 7.11). Il a été formulé avec des règles de rigidité et de la dégradation de la force et le pincement. Vingt-deux paramètres doivent être définis afin de

caractériser pleinement cette courbe de réponse. Il y a deux groupes de paramètres: les paramètres communs, liés à la courbe du poteau vertébrale, puis des paramètres spécifiques pour les règles hystérèse. L'ensemble des paramètres pour les règles d'hystérèse utilisées dans le cas de l'étalonnage mentionnée ci-dessus sont présentés ci-dessous.

Table 7.4: Exemple de paramètres pour le comportement hystérétique de la boucle « lissée »

paramètre spécifique	Valeur
Rigidité paramètre dégradants	20
paramètre de dégradation de la résistance à base-Ductilité	0,001
paramètre hystérèse de dégradation de la résistance à base d'énergie	0,001
paramètre de lissage de la transition élastique performance	0,5
Paramètre pour la forme de déchargement	0,2
paramètre de longueur de glissement	0
Slip paramètre de netteté	100
Paramètre pour le niveau moment moyenne de glissement	0
Exposant du ressort de treillisture de fente	dix
paramètre de courbure de treillisture de Gap	1000
Gap coefficient de rigidité de treillisture	1

Lien étage 1

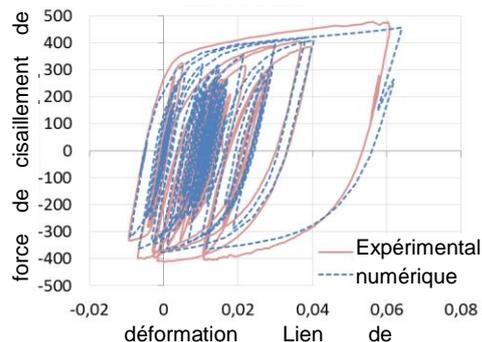


Figure. 7.11: Cisaillement du lien - calibrage numérique.

7.5 ANALYSE DES PORTIQUES 2D

Application de la procédure de conception décrite au chapitre 7.4 sur une structure d'étude de cas est illustré dans ce qui suit. Au départ, les portiques ont été conçus par l'analyse élastique à l'ELU et ELS. analyses statiques suivies pour enquêter sur Non lineaire leur comportement au-delà de la plage élastique.

7.5.1 Description des portiques examinés

7.5.1.1 Géométrie et hypothèses

L'étude de cas présentée ci-après consiste à concevoir et à analyser deux de quatre étages et 2 bâtiments de huit étages. La vue en plan commun pour les bâtiments est présenté dans Figure. 7.12 une. Le nombre de baies dans les deux directions est de 3, avec une longueur de portée de 8m. La hauteur de chaque étage est de 4 m. La charge latérale principale système de résistance est composé de quatre MRF et deux EBF sur le sens transversal et deux MRF et deux EBF sur la direction

longitudinale. Les portiques marginaux sur la direction transversale sont constitués de ossatures duals d'acier, en combinant deux images résistant à des moments (MRF) (qui fournissent la capacité de recentrage nécessaire à la structure, assurant après un tremblement de terre les forces de rappel) avec une armature centrale embase excentrée (EBF) avec des liens boulonnés remplaçables (qui sont destinées à fournir la capacité de dissipation d'énergie et d'être facilement remplaçable) (Figure. 7.12avant JC). Ce sont les portiques d'avion qui seront plus conçus et analysés. Tous les autres portiques sont des charges gravitationnelles résister aux systèmes (avec articulées composites poutres acier-béton HE200A). Les principales poutres, des poteaux et des diagonales sont fabriquées en profilés en I européennes (IPE, HEA, HEB et type HEM), tandis que les liaisons amovibles sont constitués de profilés en I soudés. Le matériau utilisé pour les éléments de structure en acier est S355.

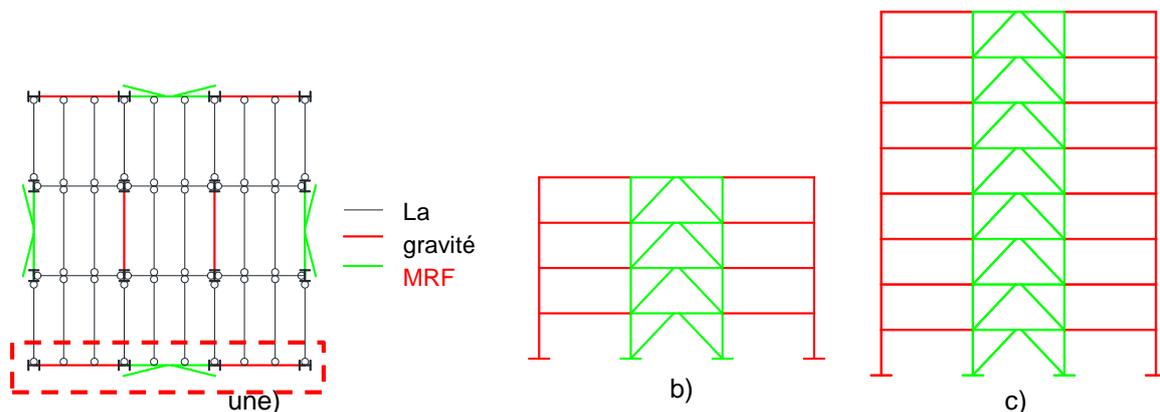


Figure. 7.12: Description des structures: a) configuration en plan, b) élévation de 4 étages et c) 8 étages.

Table 7.5 comprend les hypothèses de la pesanteur et aux charges sismiques. Les charges de gravité ont été appliquées comme des charges réparties uniformes sur les poutres secondaires et réduits à des charges concentrées sur les principaux portiques. La charge morte prend en compte la dalle composite et tôle d'acier, ce qui $2,75 \text{ kN} / \text{m}^2$. Il ont été considérés comme des charges superposées des services, des plafonds et des planchers surélevés de $0,7 \text{ kN} / \text{m}^2$ au sol intermédiaire et $1,0 \text{ kN} / \text{m}^2$ au dernier étage. Une charge $4,0 \text{ kN} / \text{m}^2$ permanent a été prise en compte pour les murs de périmètre. La charge en direct prend en compte la destination des bâtiments (bureaux - classe B) et des cloisons mobiles, ce qui $3,8 \text{ kN} / \text{m}^2$. Toutes les charges gravitationnelles assignées aux ossatures analysées correspondent à la moitié de la baie (4 m). Deux cas de conception sont pris en compte: modérée (considérant DCM) et haute (en considérant DCH) cas de sismicité. (Figure. 7.13).

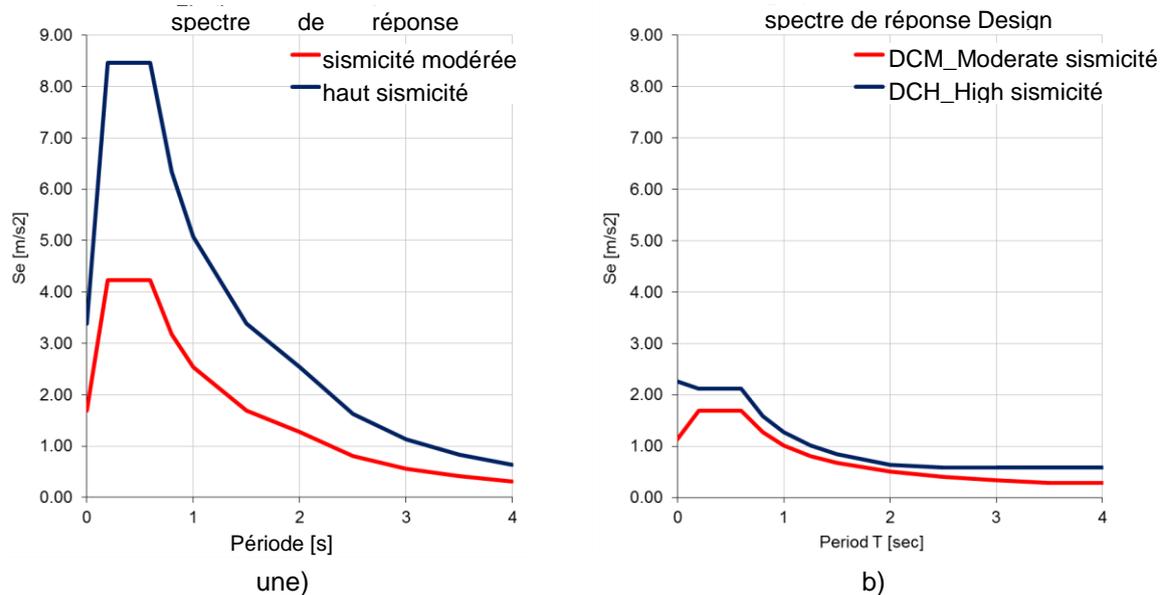


Figure. 7.13: Les spectres de réponse pour deux cas de sismicité: a) élastique et b) la conception.

Un facteur de comportement $q = 4$ a été adopté pour DCH (voir le chapitre 7.4.1.5).

En cas de DCM un facteur de comportement de 2,5 a été considéré.

Table 7.5: détails de chargement

Les charges verticales	
les poids mort (+ dalle composite en tôle d'acier)	2,75 kN / m ²
surcharges (services, plafond, plancher surélevé)	0,7 kN / m ² - planchers intermédiaires 1,0 kN / m ² - dernier étage
murs de périmètre	4,0 kN / m ²
Surcharges - (classe de bureau B + cloison mobile)	3,00 + 0,800 = 3,8 kN / m ²
• conception DCH:	
spectres de réponse élastique	Type 1
accélération du sol pic	$agR = 0,3 \text{ g}$
Classe d'importance II	= 1.0 (yi bâtiments ordinaires)
Type de sol	C (TB = 0,2 s, TC = 0,60 s)
facteur de comportement proposé q (DCH)	4
Rapport d'amortissement	5%
coefficient de combinaison sismique pour la valeur quasi-permanente des actions variables	$\psi_2 = 0,30$
• conception DCM:	
spectres de réponse élastique	Type 1
accélération du sol pic	$agR = 0,15 \text{ g}$
Classe d'importance II	= 1.0 (yi bâtiments ordinaires)
Type de sol	C (TB = 0,2 s, TC = 0,60 s)
facteur de comportement proposé q (DCM)	2,5
Rapport d'amortissement	5%
coefficient de combinaison sismique pour la valeur quasi-permanente des actions variables	$\psi_2 = 0,30$

7.5.1.2 Modélisation pour l'analyse élastique linéaire

La modélisation, l'analyse et la conception des bâtiments, a été réalisée avec le programme d'éléments finis SAP2000 [16]. Le modèle structurel est un modèle 2D linéaire élastique.

diaphragmes rigides ont été assignés à chaque niveau pour tenir compte de l'effet des dalles en béton armé.

Les masses structurelles (en tonnes) considérées de la moitié de la baie totale de la structure (12m) ont été affectés dans des noeuds structurels des portiques, puisque seELU les portiques marginaux résistent aux charges latérales (Figure. 7.14).

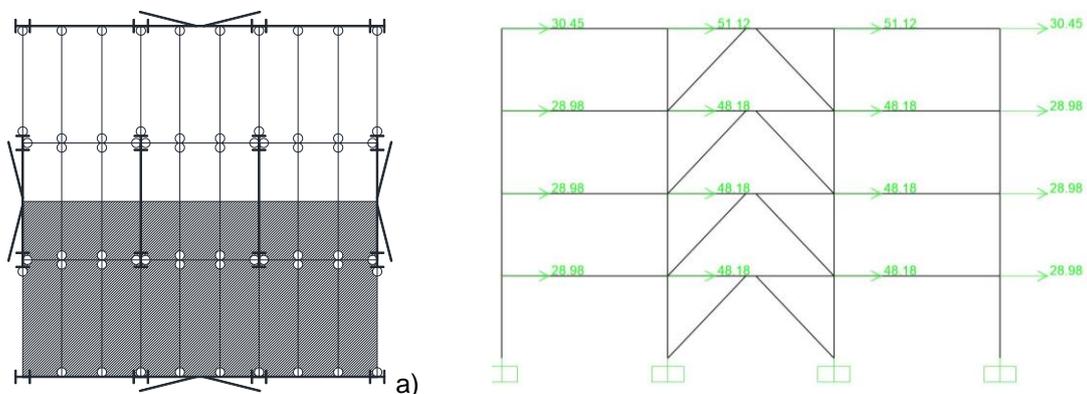


Figure. 7.14: Masses structurelles: a) considéré à partir de la moitié de la structure b) affectés à des noeuds de structure de modèle 2D.

7.5.2 situation de design permanente

7.5.2.1 État limite ultime

Les MRF ont été conçus sur base d'un état limite ultime (ELU) combinaison de charge $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$, où G sont des charges permanentes (mort de charge) et Q sont des charges variables (charge en direct). IPE330 sections ont été obtenues pour les poutres, les sections HE160B pour les poteaux des bâtiments de 4 étages et sections HE200B pour les poteaux des bâtiments de 8 étages.

7.5.2.2 Etat limite de service

Les déflexions poutres ont été contrôlés à partir de la combinaison de la charge fondamentale $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q$. Ils ont dû être augmenté à IPE360 d'avoir débattements moins de $L / 350$ (22.86mm).

7.5.3 Analyse spectrale

analyse du spectre de réponse multimodale a été effectuée et les résultats sont résumés dans le Table 7.6. Les deux premiers modes, pour les bâtiments de 4 étages et les trois premiers modes, pour les bâtiments de 8 étages, activés plus de 90% de la masse.

La force de cisaillement à la base de la conception des ossatures analysées est représenté sur la Table 7.6. Il peut être observé que la structure de 8 étages a une force de cisaillement à la base de conception similaire à la structure de 4 étages. Même si la structure de 8 étages a à peu près deux fois la masse de l'une de 4 étages, plus grande période fondamentale de vibration de l'ancienne conduit à une accélération spectrale de conception plus petite.

Table 7.6: résultats d'analyse par spectre de réponse

Portique	ag	force de cisaillement de base de conception, Vb [kN]	Non Mode	Période (s)	Participant rapport massique (%)	Total (%)
4-st.	0,30 g	2935,45	1	0,517	78,89	95,09
			2	0,193	16,2	
	0,15g	1754,12	1	0,576	79,32	94,89
			2	0,213	15,57	
8-st.	0,30 g	3082,59	1	1,126	71,58	94,85
			2	0,385	17,76	
			3	0,221	5,51	
	0,15g	2064,79	1	1,246	72,56	94,91
			2	0,437	17,25	
			3	0,253	5,1	

7.5.4 imperfections globales et effets de second ordre

imperfections globales ont été prises en compte dans l'analyse structurale, selon 1993-1-1, par des forces latérales équivalentes H_i , de la combinaison $1,35 \cdot \text{morte} + 1,5 \cdot \text{Live}$. Ces forces ont été calculées en fonction des charges de gravité totale et l'imperfection globale initiale ϕ , niveau par niveau, et pris en compte dans toutes les combinaisons de charge plus loin. De petites forces équivalentes latérales ont été obtenues, de 8,7 kN pour les niveaux actuels et 8,9 kN pour le niveau du toit. Effets de second ordre ne sont pas pris en compte dans la conception, car le coefficient de sensibilité de drift inter-étages θ a été calculé selon EN1998-1-1 et jugé inférieur à 0,1.

7.5.5 conception sismique

7.5.5.1 État limite ultime - éléments dissipatifs

liens de cisaillement sont les éléments dissipatifs du système. Ils sont conçus de classe 1 I-sections soudées ($h \times b \times t_f \times t_w$).

Afin d'obtenir la connexion sur résistance, très courts éléments dissipatifs ont été adoptées (voir le chapitre 7.4.1.3). Par conséquent, des liens ont des longueurs de

0,5 m dans le cas des bâtiments de 4 étages et de 0,9 m dans le cas des bâtiments de 8 étages.

Liens sections ont été obtenus à partir de ce qui suit régissant la combinaison de charges sismiques: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot AEd$ (où DAE est l'action sismique) et sont présentés dans les tableaux suivants:

Table 7.7: portique 4 étages - éléments dissipatifs

Portique	ag	Étage	La section de liaison	Ω_i	min Ω_i	Ω
4 étages	0,3g	1	350x190x18x9	2,28	2.13	2,67
		2	350x190x18x9	2,42		
		3	290x190x16x8	2,23		
		4	230x140x16x6	2,16		
	0,15g	1	350x130x18x6	1,59	1,59	2,00
		2	350x130x18x6	1,70		
		3	290x140x16x6	1,77		
		4	230x120x16x5	1,92		

Table 7.8: portique 8 étages éléments dissipatifs

Portique	ag	Étage	La section de liaison	Ω_i	min Ω_i	Ω
8 étages	0,3g	1	490x260x20x8	2,44	1,96	2,45
		2	490x260x20x8	2,41		
		3	440x230x20x7	2,09		
		4	440x230x20x7	2,31		
		5	390x200x20x6	1,96		
		6	390x200x20x6	2,29		
		7	330x210x16x5	2,25		
		8	250x190x14x4	1,97		
	0,15g	1	440x230x20x7	2,34	1,93	2,41
		2	440x230x20x7	2,27		
		3	390x220x18x6	1,93		
		4	390x220x18x6	2,19		
		5	350x220x18x6	2,24		
		6	330x210x16x5	2,08		
		7	290x210x16x5	2,23		
		8	210x190x14x4	2,15		

Pour chaque bâtiment, un comportement dissipatif homogène a été assurée entre les liens (25%). La sur-résistance structurale a été calculé comme [5]:

$$\Omega = \Gamma_{ov} \Omega_i \text{ équation. (7.10)}$$

$$\Omega_i = \gamma_{sh} \frac{V_{p,link,j}}{V_{Ed,j}} \text{ Eq. (7.11)}$$

où: γ_{ov} est de 1,25 et γ_{sh} a été adopté pour 1,8 DCH (résultats selon le projet DUAREM [1]) et 1,5 pour DCM.

7.5.5.2 État limite ultime - éléments non dissipatifs

poteaux EBF, diagonales et les poutres sont les éléments non dissipatifs du système et ont été conçues à partir de la charge sismique combinaison qui offre plus de résistance (Ω) à ces éléments par rapport à celles dissipatifs: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + \Omega \cdot Aed$. Les sections sont présentées ci-dessous:

Table 7.9: portique 4 étages - éléments non dissipatifs

Portique	ag	Étage	Diagonales	poutres	poteaux
4 étages	0,3g	1	HE280B	HE360A	HE320B
		2	HE280B	HE360A	HE320B
		3	HE240B	HE300A	HE300B
		4	HE200B	HE240A	HE300B
	0,15g	1	HE240B	HE360A	HE260B
		2	HE220B	HE360A	HE260B
		3	HE220B	HE300A	HE240B
		4	HE180B	HE240A	HE240B

Table 7.10: portique 8 étages éléments non dissipatifs

Portique	ag	Étage	Diagonales	poutres	poteaux
8 étages	0,3g	1	HE320B	HE500A	HE340M
		2	HE320B	HE500A	HE340M
		3	HE300B	HE450A	HE300M
		4	HE280B	HE450A	HE300M
		5	HE280B	HE400A	HE300B
		6	HE260B	HE400A	HE300B
		7	HE240B	HE340A	HE280B
		8	HE200B	HE260A	HE280B
	0,15g	1	HE260B	HE450A	HE300M
		2	HE260B	HE450A	HE300M
		3	HE260B	HE400A	HE280M
		4	HE240B	HE400A	HE280M
		5	HE220B	HE360A	HE280B
		6	HE220B	HE340A	HE280B

		7	HE200B	HE300A	HE260B
		8	HE180B	HE220A	HE260B

7.5.5.3 Etat limite de service (limitation du drift inter-étage)

Considérant que les bâtiments ont ductiles éléments non structuraux ci-après 7.12) est vérifié.

$$d_r \quad v \leq 0.0075 \quad h = 0.0075 \quad 4000 = 30mm \quad \text{Eq. (7.12)}$$

Où d_r est la conception drift inter-étages, $v = 0,5$ est un facteur de réduction des déplacements de conception en raison de la classe importance du bâtiment (bâtiments ordinaires) et h est la hauteur de l'étage. Table 7.10 comprend les résultats de l'analyse; le chèque est vérifié pour toutes les étages avec des valeurs beaucoup plus faibles que la 30mm de valeur limite.

Table 7.10: Limitation du drift inter étages

Portique	Ag	Drift [mm]
4-st.	0,3g	11,26
	0,15g	14,62
8-st.	0,3g	15.3
	0,15g	7,83

7.5.5.4 configurations duale

La dualité des structures ont été vérifiées en vérifiant que les MRF devraient pouvoir résister à au moins 25% de la force sismique totale (voir le chapitre **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.**).

Afin d'avoir deux portiques, les poutres ont été augmentées de MRF comme suit:

Table 7.11: portique 4 étages MRF poutres

Portique	Étage	Sections
4 étages	1	IPE400
	2	IPE400
	3	IPE360
	4	IPE360

Table 7.12: 8 étages portique poutres de MRF

Portique	ag	Étage	Sections
8 étages	0,3g	1	IPE450
		2	IPE450
		3	IPE400
		4	IPE400
		5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360

	0,15g	8	IPE360
		1	IPE400
		2	IPE400
		3	IPE360
		4	IPE360
		5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
		8	IPE360

7.5.5.5 Faible poteau de poutre de forte

Les poteaux de tous les bâtiments ont été augmentés afin de satisfaire à la condition « faible poteau poutre fort »:

$$\Sigma MR_c \geq 1.3 \Sigma MR_b E_q \quad (7.13)$$

où: ΣMR_c est la somme des poteaux supérieure et inférieure moment résistant et ΣMR_b est le moment résistant de la poutre MRF.

Les dernières sections du poteau MRF de conception élastique sont les suivantes:

Table 7.13: portique 4 étages MRF poteaux

Portique	Étage	Sections
4 étages	1	HE240B
	2	HE240B
	3	HE220B
	4	HE220B

Table 7.14: 8 étages portique poteaux MRF

Portique	ag	Étage	Sections
8 étages	0,3g	1	HE260B
		2	HE260B
		3	HE240B
		4	HE240B
		5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
		8	HE220B
	0,15g	1	HE240B
		2	HE240B
		3	HE220B
		4	HE220B

		5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
		8	HE220B

Les sections de portique après la conception élastique sont les suivantes:

Table 7.15: sections de portique de 4 étages

ag	Étage	Liens	Diagonales	poutres	poteaux	poutres MRF	poteaux MRF
0,3g	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE300B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE300B	IPE360	HE220B
0,15g	1	350x130x18x6	HE240B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
	2	350x130x18x6	HE220B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
	3	290x140x16x6	HE220B	HE300A	HE240B	IPE360	HE220B
	4	230x120x16x5	HE180B	HE240A	HE240B	IPE360	HE220B

Table 7.16: 8 étages sections de portique

ag	Étage	Liens	Diagonales	poutres	poteaux	poutres MRF	poteaux MRF
0,3g	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE280B	IPE360	HE220B
0,15g	1	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	2	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	3	390x220x18x6	HE260B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
	4	390x220x18x6	HE240B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
	5	350x220x18x6	HE220B	HE360A	HE280B	IPE360	HE220B
	6	330x210x16x5	HE220B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	7	290x210x16x5	HE200B	HE300A	HE260B	IPE360	HE220B
	8	210x190x14x4	HE180B	HE220A	HE260B	IPE360	HE220B

7.5.6 Non - analyse statique linéaire (Pushover)

Parce que la hauteur des portiques d'études de cas est relativement faible, les bâtiments étant régulier en plan et en élévation et les modes plus élevés de

vibrations ne touchent pas la réponse structurelle, l'évaluation de la performance sismique a été adoptée en utilisant une analyse non linéaire statique (jeu d'enfant).

7.5.6.1 modélisation de ossatures pour l'analyse statique non linéaire

Les analyses statiques ont été effectuées pour Non linéaire vérifier la capacité de re-centrage, à l'aide SAP2000.

Pushover analyses (PO) ont été effectuées sur les deux 4 étages et portiques 8 étages, compte tenu des distributions des forces latérales modales. effets P-Delta ont également été inclus dans les analyses de PO.

Une poteau se penchant a été modélisé afin de tenir compte des charges gravitationnelles agissant sur des portiques de gravité intérieur (Figure. 7.15).

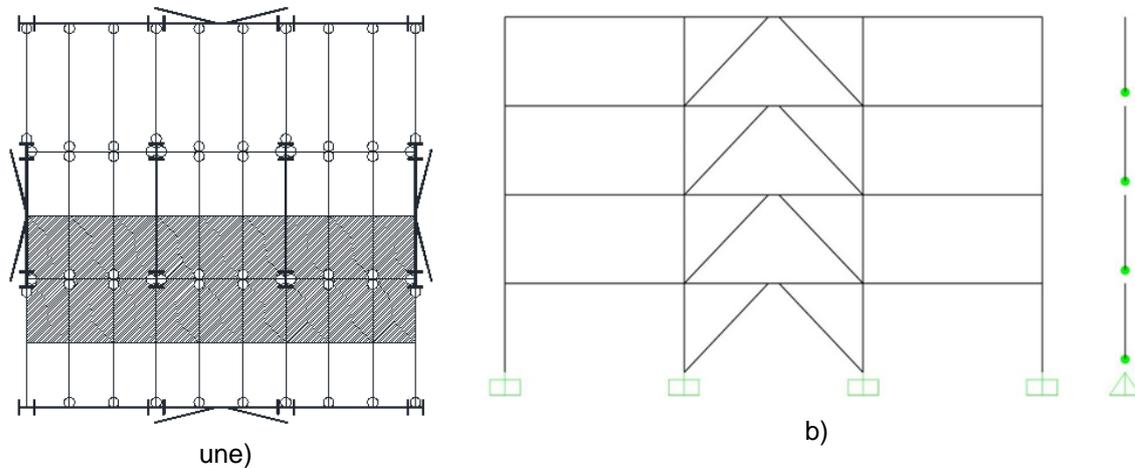


Figure. 7.15: Approche poteau penché: a) des charges gravitationnelles sur le portique intérieur et b) modélisation du poteau penché.

les propriétés des matériaux attendus ont été utilisés pour des éléments dissipatifs, sur la base $\gamma_{ov} = 1,25$ et les propriétés des matériaux nominales des éléments non dissipatifs.

rotules plastiques non linéaire de type de pliage M3 ont été assignés aux extrémités des poutres de MRF et de flexion avec le type de force axiale P-M3 aux extrémités des poteaux et des poutres EBF. Pour des diagonales, des rotules en plastique non linéaires de type P ont été utilisés axial, étant affecté au milieu de barres. Ces propriétés ont été calculées selon ASCE41-13 [13].

Afin de tenir compte des liens courts de comportement non linéaire en cisaillement (V2), éléments en plastique multilinéaire Lien ont été définis, avec un comportement non linéaire sur 2 direction, présenté ci-dessous:

Table 7.17: Liens - propriétés non linéaires pour portique de 4 étages

Portique	ag	Étage	K1 [KN / m]	Vy [KN]
4 étages	0,3g	1	433680	612
		2	433680	612
		3	310683	449

		4	174867	263
	0,15g	1	289798	408
		2	289798	408
		3	232550	337
		4	146315	219

Table 7.18: Liens - propriétés non linéaires pour portique 8 étages

Portique	ag	Étage	$K1$ [KN / m]	Vy [KN]
8 étages	0,3g	1	255735	771
		2	255735	771
		3	191066	603
		4	191066	603
		5	151086	455
		6	151086	455
		7	115904	322
		8	65865	193
	0,15g	1	179466	603
		2	179466	603
		3	140361	457
		4	140361	457
		5	146401	408
		6	114501	322
		7	97069	281
		8	50887	161

2-Joint éléments lien avec les propriétés ci-dessus ont été utilisés entre les joints de fin de chaque lien et, en parallèle, des barres de liens courts ont été modélisés pour tenir compte uniquement pour la rigidité axiale (articulé aux extrémités).

7.5.6.2 les résultats d'analyse pushover

Après avoir exécuté le bon de commande des analyses sur des portiques élastiques conçus, dans le cas des bâtiments de 4 étages et 8 étages, à DCH, Cédant a été observée dans les centres de tri avant la réalisation de la capacité de déformation ultime dans les EBF avec des liens amovibles. Par conséquent, certaines sections ont été remplacés comme suit: pour le portique de 4 étages, les poteaux de EBF ont été augmentées et pour le portique de 8 étages, MRF ont été fabriqués en acier S690.

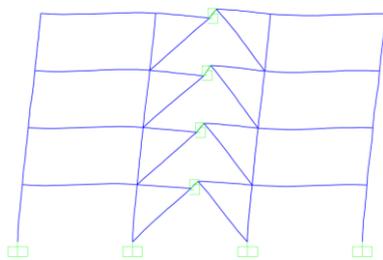
Les nouvelles images obtenues ont été re-vérifié pour toutes les conditions de conception élastique (combinaisons fondamentales, des combinaisons sismiques,

dualité, poutre faible - forte poteau) et les sections finales de 4 ossatures et 8 étages au DCH sont les suivantes:

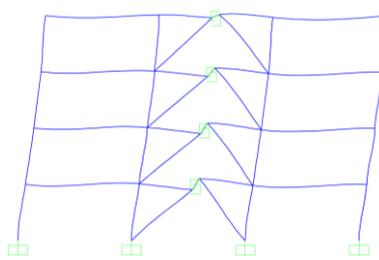
Table 7.19: sections finales de portique à DCH

Portique	Étage	Liens	Diagonales	poutres	poteaux	poutres MRF	poteaux MRF
4 étages	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE280B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE280B	IPE360	HE220B
8 étages	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE240B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE240B	IPE360	HE220B

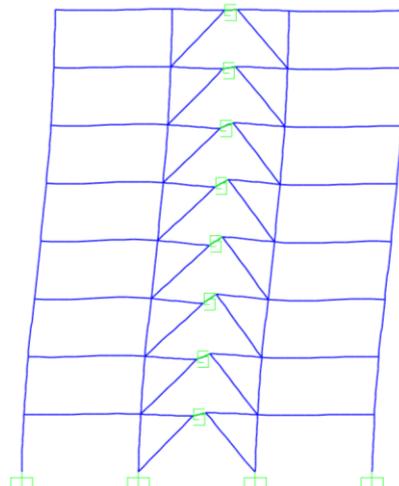
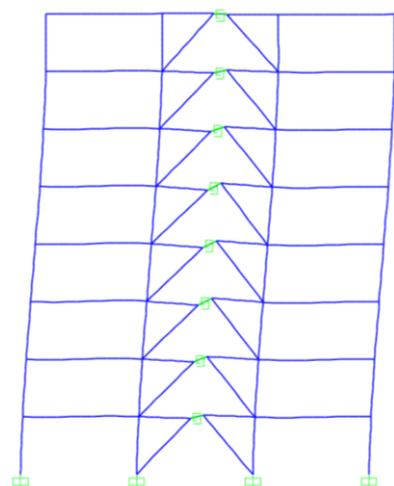
Plus loin, on constate qu'aucun performance apparaît avant d'atteindre 0,15 rad en liens à DCH et 0,1 rad au DCM (Figure. 7.16).



a) 0,15 rad - 3ème lien étage



b) 0,1 rad - lien 2ème étage



c) 0,15 rad - 5ème lien étage

d) 0,1 rad - 3ème lien étage

Figure. 7.16: Ossatures déformée sous PO avec une distribution modale: a) quatre étages à DCH, b) quatre étages au DCM, c) 8 étages au DCH et d) 8 étages au DCM.

Il a été observé que de la plastification dans tous les autres éléments de structure apparaît avant d'atteindre 0,15 rad en liens à DCH et 0,1 rad au DCM. Pour les ossatures DCH, lorsque la rotation de la liaison maximale atteint 0,15 rad, le mécanisme de plastique plein est atteint avec des rotations en plastique dans les autres liens variant entre 0,102 rad et 0,128 rad pour portique 4 étages et entre 0,066 rad et 0,149 rad pour portique 8 étages. Pour les portiques DCM, lorsque la rotation de la liaison de pointe atteint 0,1 rad, d'autres liens montrent de-formations comprises entre 0,061 et 0,094 rad rad pour le portique de 4 étages et entre 0,024 et 0,095 rad rad pour le portique de 8 étages.

Les courbes de Pushover pour tous les portiques sont présentés dans Figure. 7.17.

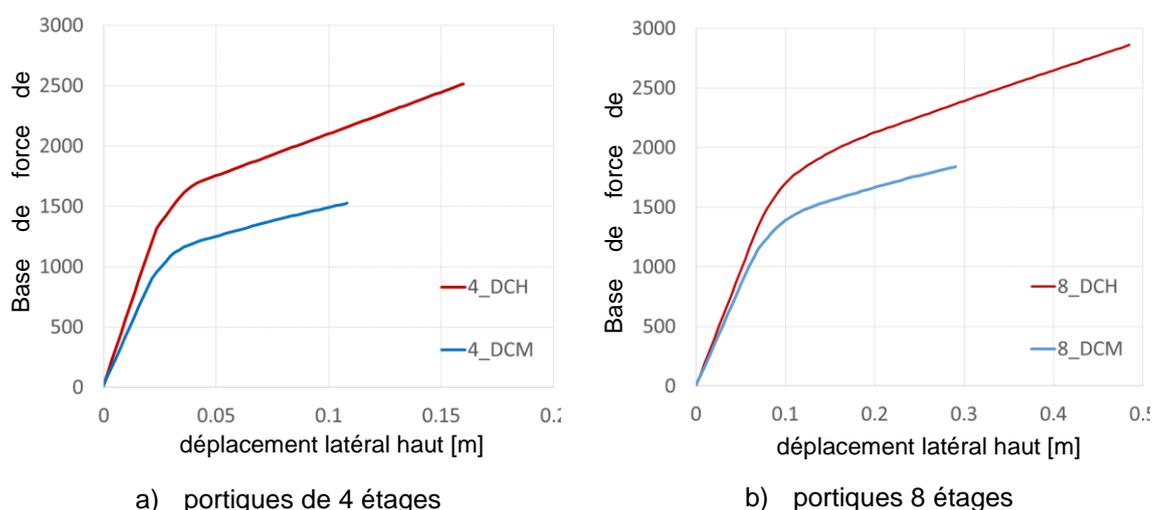


Figure. 7.17: Courbes de Pushover.

Les portiques conçus en supposant DCH, ont une plus grande capacité et une ductilité que ceux conçus en supposant DCM. Les portiques 8 étages sont plus ductile que les portiques de 4 étages et ont été conçus pour résister aux forces sismiques similaires (dans la même classe de ductilité) (voir le chapitre 7.5.3).

Les courbes sont représentées jusqu'à ce que la capacité maximale (lorsque les liens atteignent leur déformation ultime de cisaillement), parce que la convergence n'a pas été atteint pour les déplacements plus importants.

L'objectif de ne pas avoir céder dans les centres de tri avant la réalisation de la déformation SD dans les maillons amovibles (0,14 rad) des EBF est accomplie, ce qui représente l'exigence de conception de base pour les portiques dual avec les éléments dissipatifs amovibles. MRF assurent le recentrage de l'échantillon jusqu'à ce que la déformation ultime liens (0,15 rad).

7.5.6.3 évaluation de la performance sismique

performance sismique des portiques étudiés a été évaluée selon la méthode N2 [17], avec l'idéalisation bilinéaire du seul degré équivalent de système de liberté pour correspondre à la rigidité initiale du système (approche P100 [10]).

La performance structurale a été évaluée pour les états limites indiquées Table 7.2 (DL, SD et NC) et illustré dans Figure. 7.18. déplacements cibles (dT) ont été calculés pour chaque état de fin de course et les rotations de liaison correspondants sont présentés ci-dessous.

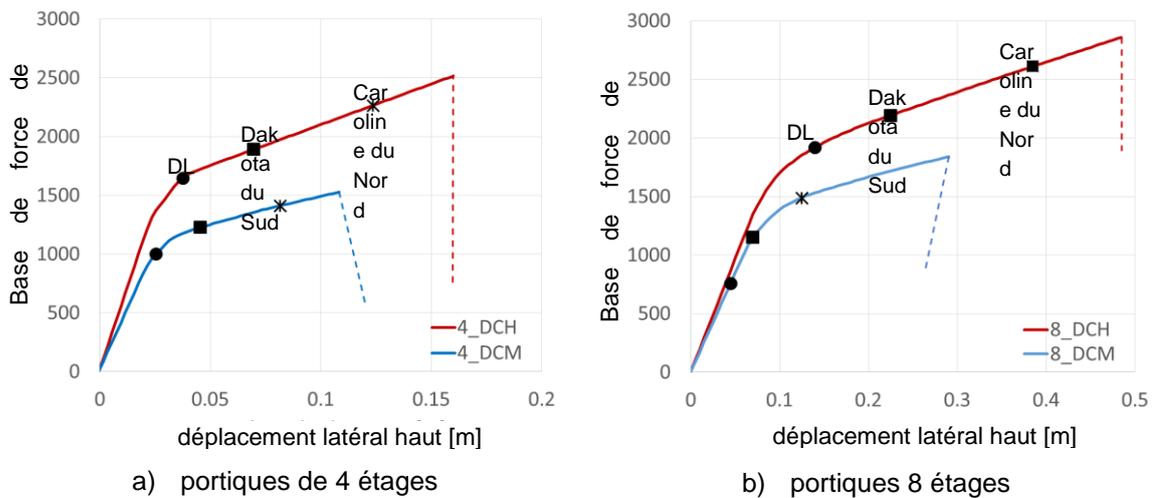


Figure. 7.18: Évaluation de la performance sismique.

Table 7.20: Évaluation de la performance du portique de 4 étages.

classe Ductilité	limite d'État	Dt [mm]	rotation de lien à Dt [rad]	Accepted rotation [rad]	déplacement haut [mm] correspondant
DCH	DL	36,8	0,016	0,005	23,5
	Dakota du Sud	69,7	0,053	0,14	151,5
	Caroline du Nord	127,4	0,115	0,16	-
DCM	DL	26,5	0,009	0,003	19,5
	Dakota du Sud	46,3	0,037	0,09	99,5
	Caroline du Nord	81,3	0,074	0,11	-

Table 7.21: Évaluation de la performance du portique the8 étages.

classe Ductilité	limite d'État	Dt [mm]	rotation de lien à Dt [rad]	Accepted rotation [rad]	déplacement haut [mm] correspondant
DCH	DL	107,3	0,031	0,005	59,9
	Dakota du Sud	182,2	0,062	0,14	404,9

	Caroline du Nord	313,3	0,109	0,16	-
DCM	DL	41,9	0,003	0,003	44,9
	Dakota du Sud	71,2	0,009	0,09	259,9
	Caroline du Nord	122,4	0,036	0,11	-

Les objectifs de performance sont atteints aux états limites et SD NC. Bien que les objectifs de performance ne sont pas satisfaits pour DL en utilisant l'approche N2, l'objectif de ne pas avoir cédé dans les centres de tri avant la réalisation de la déformation SD dans les maillons amovibles (0,14 rad) des EBF est accomplie, ce qui représente l'exigence de conception de base pour dual portiques avec les éléments dissipatifs amovibles. MRF assurent le recentrage de l'échantillon jusqu'à ce que la déformation ultime liens (0,15 rad).

7.5.6.4 Retrait de liens et recentrement des portiques

En ce qui concerne la suppression du lien et re-centrage des portiques, mis en scène l'analyse de la construction non linéaire statique de SAP2000 a été utilisé sur le portique de 4 étages, à DCH. Les étapes de l'analyse sont les suivants: d'une part le portique est chargé avec des forces gravitationnelles, et ensuite avec des forces latérales (jusqu'à atteindre la déformation ultime en liens), puis il est déchargé, d'autre part les liens sont supprimés étage par étage, à partir du premier niveau au début [18]. Après l'élimination du dernier maillon, la structure revient à sa position initiale (voir Figure. 7.19).

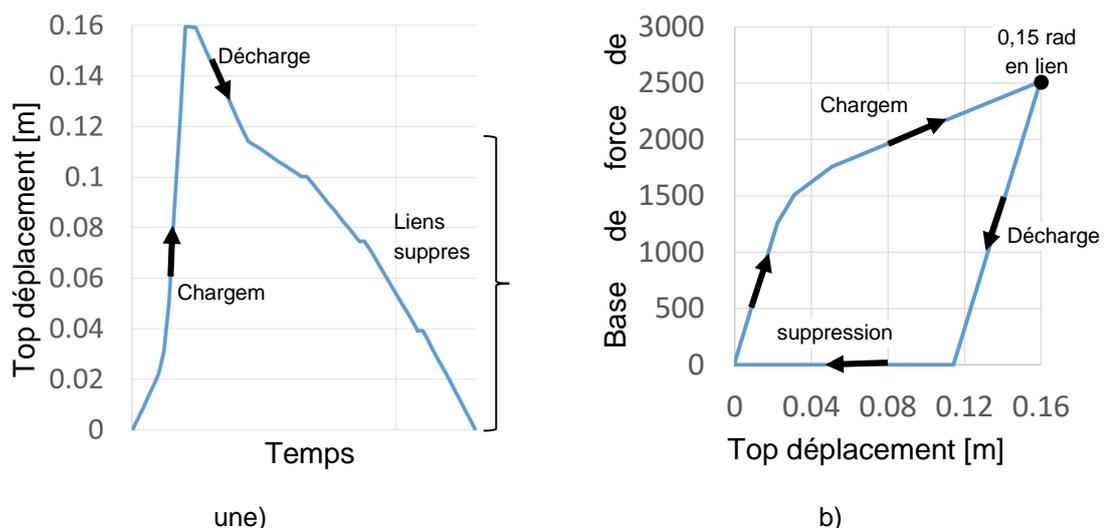


Figure. 7.19: Re-centrage de l'ossature après le retrait de la liaison: a) le déplacement en haut fonction du temps et b) la force de cisaillement à la base en fonction du déplacement en haut.

La façon techniquement plus facile de libérer les forces dans les liens est par oxycoupage le web et les brides de la liaison [19] si grandes drifts permanentes se

ou par déboulonnage autrement, sur un étage par la base de l'étage [20], comme le prouve la procédure adoptée pour la structure de test dans le projet DUAREM.

La procédure est similaire pour les 3 autres portiques d'étude de cas.

7.6 CONCLUSIONS

Recentrer structure duales contreventées avec des liens de manière excentrique remplaçables représentent une solution efficace pour réduire les coûts de réparation en raison de dommages structurels connus lors d'un fort tremblement de terre. Une procédure de conception est proposée, qui utilise quelques contrôles supplémentaires à plus conventionnels.

La structure à dual embasée excentriquement a montré une excellente performance aux tremblements de terre et ELS ELU au sein de programme expérimental. Les petites déformations permanentes ont été enregistrées pour les deux niveaux d'intensité sismiques, qui sont dans les limites de tolérances de montage définies dans la norme EN 1090. Ce problème se produit principalement en raison de la grande rigidité post-élastique du système, fournis par les centres de tri. De petites déformations permanentes signifie effectivement que la structure est auto-centrage dans une certaine mesure.

Une procédure de conception est présentée et fournit des recommandations pour recentrant dual EBF avec des liens remplaçables. De plus aux spécifications du code actuel pour la conception de ce système, les dispositions de conception spécifiques sont recommandées afin d'assurer la capacité de re-centrage et la dualité des portiques d'étude de cas.

validation courte liens amovibles est nécessaire. Comme il n'y a qu'un nombre limité de tests expérimentaux sur des liaisons courtes boulonnées impliquant ce type de connexion (plaque-end de chasse) et la section de liaison (section I avec une hauteur de 240 mm), lors de l'utilisation d'autres types de sections et les connexions, il est recommandé de confirmer la liens performances grâce à la validation expérimentale et / ou des tests numériques basés sur des études paramétriques.

Analyses statiques et non linéaires / ou dynamiques sont recommandés afin de vérifier la capacité de re-centrage du système. performance sismique des portiques étudiés a été évaluée selon la méthode N2. Les objectifs de performance sont atteints aux états limites et SD NC. Bien que les objectifs de performance ne sont pas satisfaits pour DL en utilisant l'approche N2, l'objectif de ne pas avoir cédé dans les centres de tri avant la réalisation de la déformation SD dans les maillons amovibles (0,14 rad) des EBF est accomplie, ce qui représente l'exigence de conception de base pour dual portiques avec les éléments dissipatifs amovibles.

7.7 DOMAINE D'APPLICATION

EBF re-centrage dual avec des liens boulonnés remplaçables peuvent être appliquées aux bâtiments en acier à plusieurs étages afin de réduire les coûts de réparation et les temps d'arrêt d'une structure à la suite d'un fort tremblement de terre, La réponse élastique du sous-système flexible (MRF) fournissant les forces de rappel, une fois les liens endommagés lors d'un tremblement de terre sont enlevés.

8 PANNEAU REMPLAÇABLE CISAILLÉ

8.1 INTRODUCTION

Dans le portique du programme de recherche européen ESVAD-CT-2008-00032 « dissipatifs Dispositifs pour portiques d'acier résistant aux secousses sismiques » un système dissipatifs innovants, appelés panneaux remplaçables cisailés ont été introduits et les guides de conception pertinents développés. rapport présente les résultats des enquêtes sur la performance sismique du système, introduit les procédures de conception des structures en acier, dans lequel le système est utilisé comme système résistant aux secousses sismiques amovible et procède à la conception de plusieurs études de cas.

8.2 DESCRIPTION DES PANNEAUX REMPLAÇABLES CISAILLÉS

8.2.1 Principes de systèmes duals à recentrement

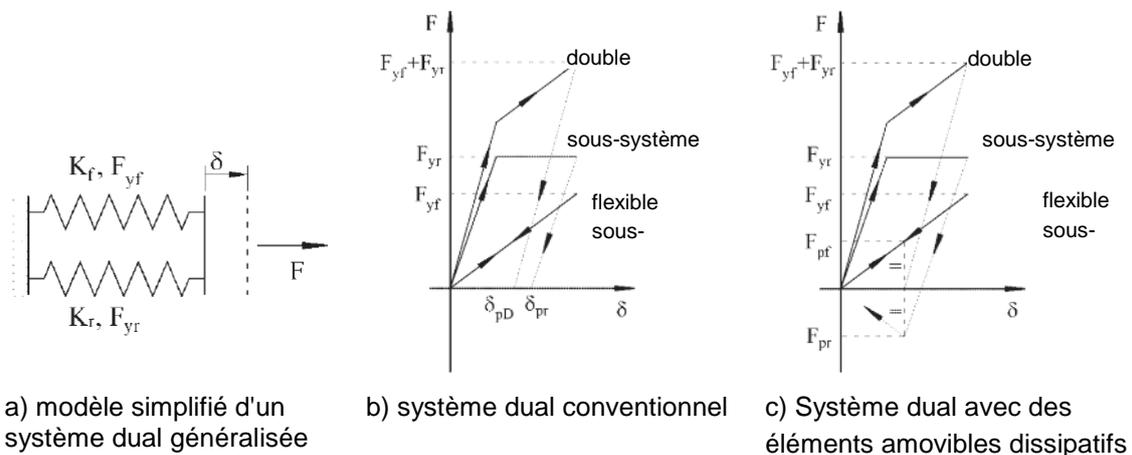
La plupart des structures destinées à des codes modernes éprouverait des déformations inélastiques même sous l'action sismique modérée, avec des déplacements permanents (résiduels) après un tremblement de terre. La réparation est difficile dans ces cas. Solutions assurant l'auto-centrage de la structure existent, mais sont exigeants sur le plan technique (brins post-tension, des dispositifs en alliage à mémoire de forme, etc.). Une autre solution est celle qui fournit une capacité de recentrage (par opposition à l'auto-centrage), à travers des éléments dissipatifs amovibles et deux (flexible rigide) configuration structurelle.

systèmes structurels qui visent à réduire les dommages structurels en isolant des déformations plastiques à fusibles amovibles ou « réparables », et ont la capacité de revenir à la forme initiale non déformée après un tremblement de terre, ont reçu beaucoup d'attention.

Comme proposé par Stratan et Dubina [1], Afin de fournir la capacité de recentrage d'une structure à éléments amovibles dissipatifs, il a été proposé d'utiliser deux configurations structurelles, obtenues par combinaison d'un moment résistant portiques (MRF) avec des panneaux remplaçables cisailés. Si les MRF plus souples sont maintenus élastiques, ils fourniraient la force de rappel nécessaire de recentrer la structure lors du retrait des panneaux amovibles endommagés. Une façon de favoriser est de réaliser les panneaux de cisaillement pour l'acier à faible performance résistance.

Un système dual idéalisé constitué de deux ressorts élastiques montés en parallèle est représenté sur la Figure. 8.1une. Afin de fournir la capacité de recentrage, le sous-système souple doit être maintenue dans la plage élastique à la hauteur des déplacements au cours de laquelle le sous-système rigide atteint sa capacité maximale de déformation plastique. Cependant, un système dual conventionnel qui satisfait cette condition ne sera pas revenir à la position initiale des déformations

suivant dans la gamme inélastique, même si des déplacements permanents δ_{pD} dans le système dual sont plus petites que celles qui seraient obtenues dans un système rigide seul δ_{pr} (Figure. 8.1b). Les déformations permanentes peuvent être éliminées si le sous-système rigide (dissipative) est réalisée pour être amovible. Lors du déchargement du système dual, il y a un δ_{pD} de déplacement permanent, et correspondant forces résiduelles dans les sous-systèmes flexible (FPF) et rigides (FPR). Une fois que les éléments sont démontés dissipatifs amovibles, la rigidité et la solidité du système est assurée par le seul sous-système flexible ($F_{pr} = 0$). Si le sous-système flexible est encore dans le domaine élastique, il retourne le système à la position initiale, ce qui implique des déformations permanentes zéro (Figure. 8.1c).



a) modèle simplifié d'un système dual généralisée

b) système dual conventionnel

c) Système dual avec des éléments amovibles dissipatifs

Figure. 8.1: déformations permanentes

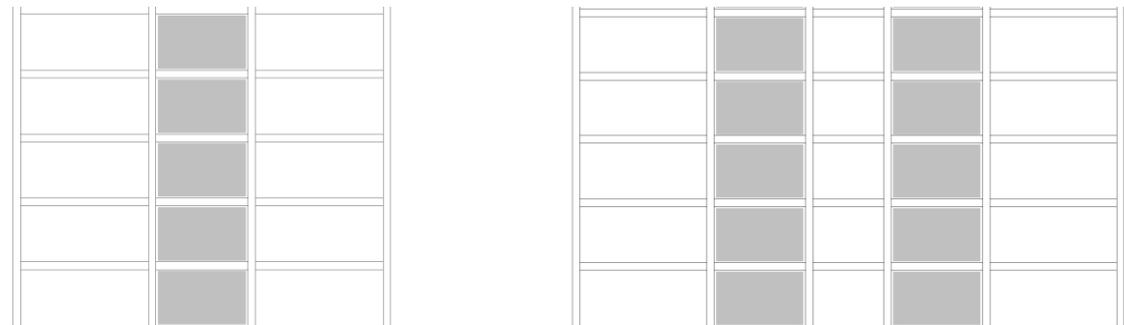
8.2.2 Description du système

Structures avec panneaux remplaçables cisailés sont des systèmes de charge latérale résistants efficaces et peuvent agir comme une alternative aux systèmes traditionnels. En fonction de leur élancement, les panneaux de cisaillement peuvent céder sous cisaillement appliqué avant boucle ou boucle peut presque tout élastique.

Les principaux avantages des panneaux de cisaillement minces se composent de l'économie en poids d'acier en raison de parois plus minces, le temps de construction rapide et plus facile retrofit [2]. En outre, avec un design approprié et détaillant, les systèmes peuvent être classés comme des systèmes ductiles. structures de code conçu avec des panneaux remplaçables cisailés sont également capables de répondre à des limitations de drift lorsqu'ils sont soumis à des mouvements du sol qui se rapprochent de la conception à secousses [3]. Cependant, il y a des préoccupations au sujet de la réponse sismique des systèmes parce qu'ils boucle pendant les premières étapes de chargement latéral et donc la réponse du système se caractérise par un comportement cyclique pincé. L'effet de

pincement diminue la zone des boucles d'hystérésis et, par conséquent, diminue l'absorption d'énergie. Afin de réduire le pincement et d'augmenter l'absorption d'énergie, les panneaux peuvent être combinés avec des portiques qui ont des connexions de moment rigides entre les éléments de rive. L'action du portique résultant fournit une rigidité autour du drift du zéro étage [4].

Un système à dual ossature comprennent soit singulier avec des panneaux de cisaillement (Figure. 8.2a) ou un couplage systèmes avec des portiques en parallèle (instantFigure. 8.2b). Pour de grandes baies, panneau de cisaillement singulier à l'intérieur des résultats de portique instant dans un grand rapport longueur sur hauteur (L / h) qui peut faire le panneau de cisaillement soit excessivement flexible. Un système couplé est un système à dual spécificité, dans lequel un poutre de couplage relie deux travées du panneau de cisaillement.



a) Système simple

b) Système Couplé

Figure. 8.2: systèmes à deux zones avec des panneaux de cisaillement

Le système innovant est un système particulier, qui consiste à insérer 2 panneaux de cisaillement à l'intérieur de portiques rigides, visant à fournir une rigidité latérale supplémentaire (Figure. 8.3). Les panneaux de cisaillement sont bordés par des éléments verticaux supplémentaires (chandeliers) ayant des connexions simples au niveau de leurs extrémités aux poutres. La poutre du côté des panneaux agissent comme un lien court, moyen ou long, en fonction de la largeur du panneau et la baie.

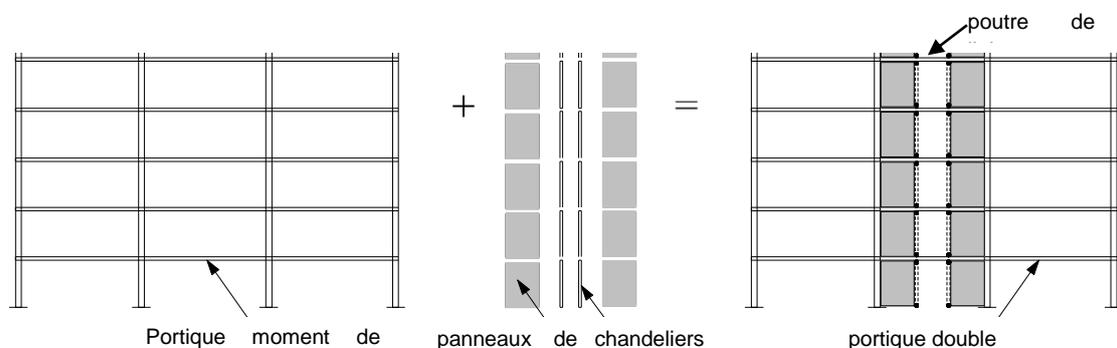


Figure. 8.3: Portiques duals avec des panneaux remplaçables cisailés

Pendant les tremblements de terre sévères, les panneaux boucle en cisaillement et le performance en développant un champ de tension diagonale, ainsi que des

déformations plastiques dans les extrémités de la poutre.

De tels systèmes peuvent être appliqués pour les nouvelles constructions et aussi pour améliorer la résistance latérale des constructions existantes. Ces systèmes ont une bonne réponse sismique, grande capacité de dissipation et de petites drifts résiduelles. Leur utilisation peut également améliorer la rigidité et renversement de réduire la demande de force axiale sur les éléments verticaux limites de panneau (de VBE).

Un aspect important de ce système est lié à la réduction des déplacements résiduels après un tremblement de terre de manière à réduire le coût de l'intervention. déplacements résiduels ou permanents sont considérés comme nuisibles parce qu'ils suggèrent des dommages structurels. La réparation des éléments structuraux endommagés peuvent être techniquement tasking voire impossible; néanmoins, le processus est cher. Si les dégâts sont localisés dans des éléments facilement remplaçables, la réparation est plus facile et moins coûteux. En outre, le recentrage de la structure permet de remplacer facilement endommagés ou éléments « sacrifice ». Le comportement particulier du système qui les rend appropriés pour ces applications [5], [6].

Cette solution a été partiellement validée par des tests expérimentaux. Un programme expérimental a été développé au sein du laboratoire des structures en acier à l'Université Politehnica Timisoara ([7], [8]) Afin de valider la solution technique et obtenir des points de référence pour l'étalonnage des modèles numériques pour des structures en acier avec des panneaux de cisaillement.

8.3 INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES SUR PANNEAUX CISAILLES

8.3.1 Modèles expérimentaux et montage de test

Quatre spécimens ont été conçus et construits. Les liens ont été isolés à partir des deuxième et troisième étages d'une structure de référence de six étages (Figure. 8.4une).

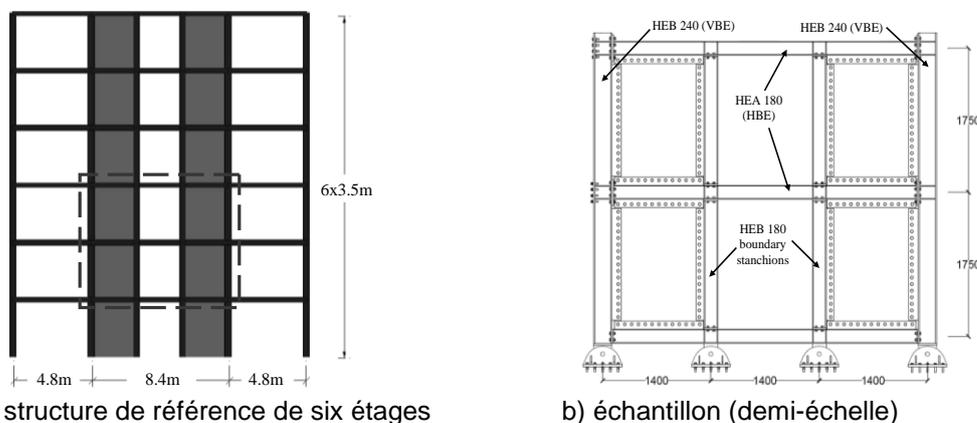


Figure. 8.4: Construction de l'échantillon demi-échelle

Rosée à des limitations de laboratoire, les liens moitié à l'échelle. Cette mise à l'échelle a donné lieu à des liens d'images qui étaient de 3500 mm de haut et 4200 mm à l'échelle entre les éléments centrales (Figure. 8.4b). L'épaisseur des panneaux de cisaillement a été considéré comme 2 mm. Le rapport d'aspect du panneau de cisaillement, L / h , était de 0,8, tandis que le facteur d'élanement L / t_w était 595. Il peut être noté que le système de construction est composé d'un portique résistant aux moments, deux panneaux de cisaillement qui sont fixées aux poutres, et deux montants supplémentaires qui sont placés en tant que éléments de délimitation verticales. Chaque spécimen a été installé dans le portique de la réaction comme le montre la Figure. 8.5.

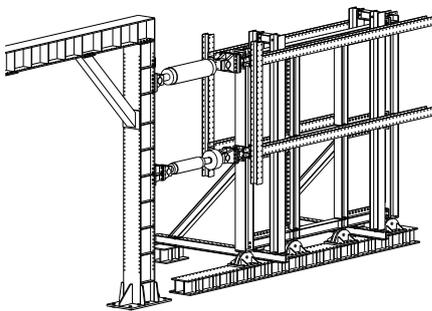
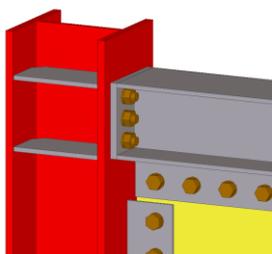


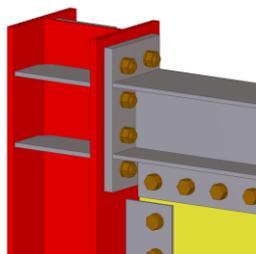
Figure. 8.5: Set-up test

Le portique de la réaction a été contreventés pour réduire le en déformations planes. Au premier et deuxième niveaux de l'étage, les poutres de guidage ont été installés pour permettre un déplacement du plan des liens. Un système de contreventement latéral a été utilisé pour empêcher la rupture de déformations planes des poutres de guidage.

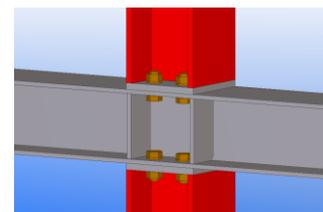
ont été utilisés deux types de plaque d'extrémité boulonné connexions HBE-VBE pour étudier l'influence du type de connexion sur le comportement global du portique. Le premier type est une plaque d'extrémité affleure l'assemblage vissé (Figure. 8.6a), tandis que la seconde est une plaque d'extrémité étendue assemblage vissé (Figure. 8.6b). Figure. 8.6c représente la connexion entre les montants et la poutre.



a) poutre-poteau semi-rigide (SR)



b) poutre-poteau rigide (R)



c) étau-poutre

Figure. 8.6: Type de connexions utilisés dans des portiques expérimentaux

Selon EN1993-1-8 [9] Classification, cette connexion peut être classée comme une connexion nominale articulée. La connexion de bout poutre-poteau plaque affleure la force semi-rigide et partielle ($M_j, R_d = 0.53M_b, R_d$) (en outre noté que SR semi-rigide), et la connexion de la plaque d'extrémité prolongée est rigide et la résistance partielle, mais avec une capacité pratiquement égale à celle de la poutre connectée ($M_j, R_d = 0.96M_b, R_d$), (en outre désigné par R rigide) (Figure. 8.7).

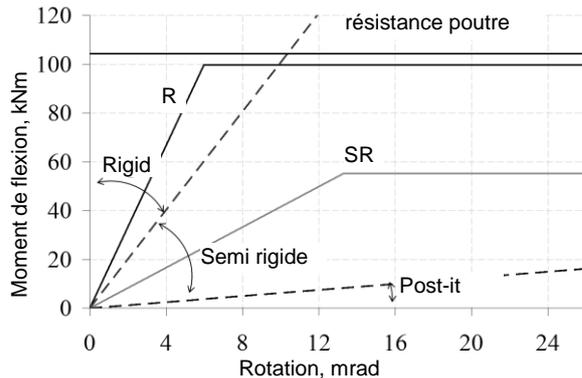
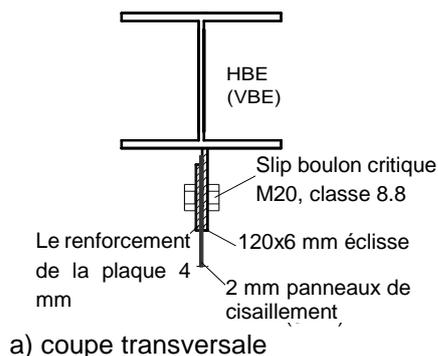


Figure. 8.7: Classification des connexions pour les assemblages de portique [9]

Les panneaux ont été boulonnés aux éléments des limites à tous les bords à l'aide de 6 mm d'épaisseur, éclisses 120 mm de large et 8,8 M20 glissement de qualité des boulons critiques (Figure. 8.8). Les connexions boulonnées sont plus appropriées que ceux soudés en raison des difficultés d'exécution et de contrôle de la qualité du site de soudage. De plus, avec des connexions boulonnées, la suppression des panneaux endommagés est plus facile. Souder les panneaux ensemble peut être une solution, mais les auteurs ne considèrent pas cela comme pratique, par rapport à la connexion boulonnée en raison des conditions mentionnées ci-dessus. Pour augmenter la capacité de support des panneaux, et, par conséquent, de réduire le nombre de boulons, des plaques supplémentaires ont été soudées à la face des panneaux afin d'éviter une panne de palier. Ainsi, les panneaux 2 mm ont 4 mm des plaques supplémentaires, soudés avec soudure de métaux sous gaz actif. L'intensité du courant de soudage est adapté pour empêcher le matériau du panneau mince de brûler.



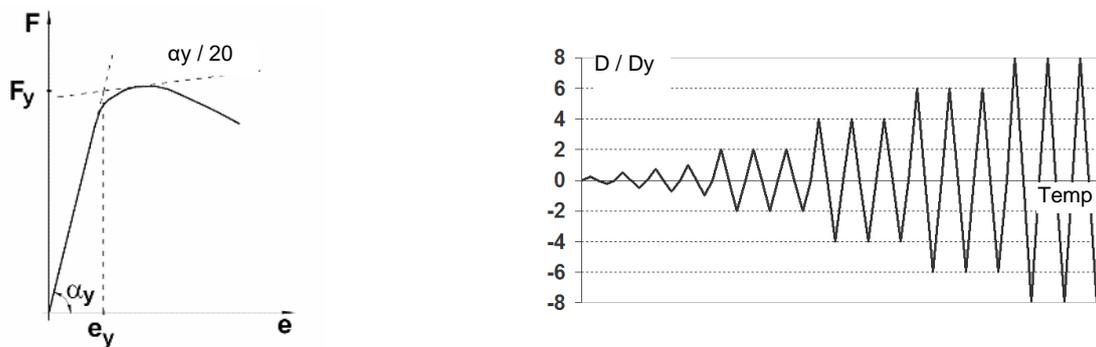
a) coupe transversale

b) Vue de face

Figure. 8.8: Connexion entre les panneaux de cisaillement et des éléments de rive

8.3.2 Protocole de chargement

test cyclique quasi-statique a été effectuée conformément aux recommandations ECCS [10]. Un test monotone a été effectuée pour obtenir la force par rapport à la courbe de déplacement (Figure. 8.9une). En utilisant cette courbe, le déplacement qui donne D_y , a été obtenu par l'intersection d'une tangente ayant 20% de la pente de la rigidité initiale à la force maximale de la ligne de rigidité initiale, voir [8]. Le déplacement cédant est ensuite utilisée pour établir une charge cyclique, qui consiste à générer quatre cycles successifs pour l' $\pm 0.25D_y$, $\pm 0.5D_y$, $\pm 0.75D_y$, et les plages d'amplitude $\pm 1.0D_y$, suivie en outre à la rupture par série de trois cycles chacun d'amplitude $\pm 2n \times D_y$, où $n = 1,2,3 \dots$ (Figure. 8.9.B).



a) déterminer la limite de déplacement cédant

b) Protocole de chargement cyclique

Figure. 8.9: Protocole de chargement

La charge latérale a été appliqué dans le contrôle de déplacement, avec une distribution triangulaire. Il est important de noter que D_y n'a pas de définition normalisée ou même harmonisée pour ces systèmes. La procédure ECCS [10] Pour l'évaluation de D_y a été initialement développé pour tester les joints poutre-poteau, et donc, parce que le comportement différent des panneaux de cisaillement, D_y peut être quantifié à l'aide d'autres méthodes. En fait, parce que les deux instabilité de cisaillement et de travail portant des assemblages boulonnés sont incluses dans la réponse de ossature, on peut se référer à « déplacement pseudo-performance ».

8.3.3 Résultats des tests monotones

Le premier spécimen (RM-T2), utilisés connexions poutre-poteau R et les panneaux de cisaillement de 2 mm. Figure. 8. montre un graphique de la force latérale par rapport au déplacement haut. Les déformations hors du plan ont été enregistrés sur le panneau 1er étage gauche à l'aide du système de mesure optique. Figure. 8.10 présente l'état initial de l'essai expérimental. 8,1 mm premières déformations hors du plan a été enregistrée. Ces déformations initiales se sont produites lors de la fabrication ainsi que après l'installation de la configuration de test.

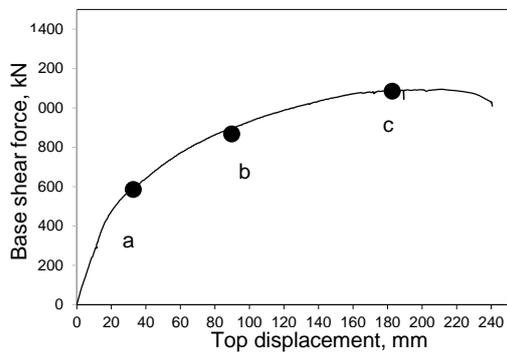


Figure. 8.10: Courbe de capacité de l'ossature expérimentale avec connexion R

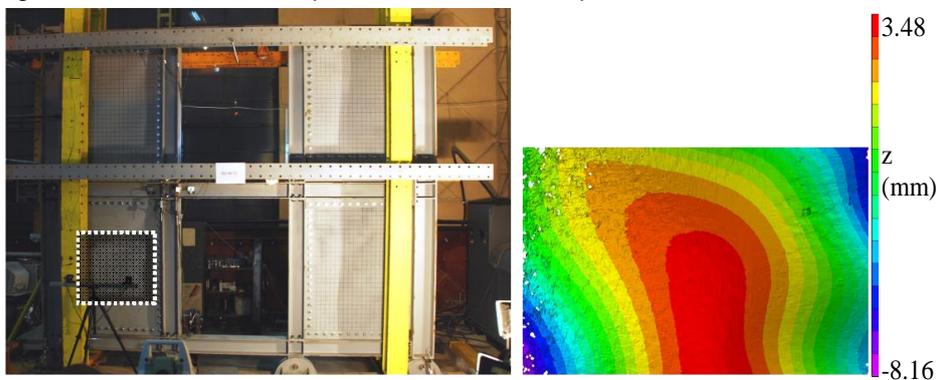


Figure. 8.10: Stade initial

L'échantillon présente un comportement élastique jusqu'à 0,6% du drift inter-étages. Les panneaux ont donné d'abord, et cela a été indiqué par un changement de rigidité (Figure. 8.point a). À ce stade, la force de cisaillement à la base a atteint 482 kN et le Déplacement correspondant est de 20,7 mm. La rupture de déformation plane est de 23,6 mm (Figure. 8.11).

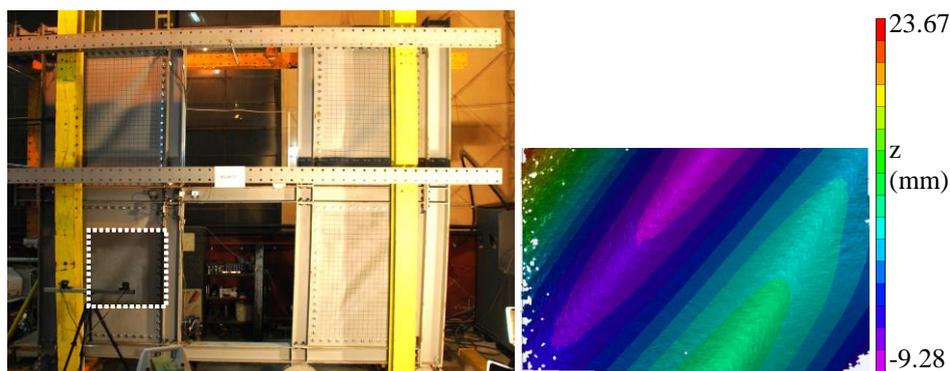


Figure. 8.11: Rupture

Jusqu'à 2% du drift inter-étages, il n'y avait pas de déformations plastiques dans les éléments de rive et des connexions poutre-poteau. Pour des drifts de plus de 2%, des déformations plastiques mis au point dans la bride en compression à l'extrémité de la poutre. Le développement des déformations plastiques à l'extrémité de la poutre 2% drift inter-étages est en bon accord avec la variation de la pente de la

courbe force-déplacement représenté sur la Figure. 8. le point b. A la drift de 2%, des fissures ont également été initiées aux coins du panneau, puis, ces fissures se sont propagées le long des soudures d'angle qui reliaient les panneaux aux éclisses supplémentaires (Figure. 8.12.B).



a) dommages poutre

Figure. 8.12: 2% de drift



b) fissures de coin

Il n'y avait aucune indication de détérioration de la capacité de charge en raison de ces fractures locales. Il a été constaté que les fissures sont apparues en raison principalement de dégagement insuffisant entre les deux éclisses adjacentes, qui sont entrés en collision lorsque le poutre mis en rotation par rapport à la poteau. La capacité maximale a été atteinte à 6% drift (ou un déplacement haut de 210 mm) à une force de cisaillement à la base correspondante de 1094 kN (Figure. 8.une). A la capacité maximale des déformations hors du plan étaient 36,1 mm et les fissures de coin ont commencé à se propager vers le milieu du panneau. Le test a été arrêté à 240 mm, en raison de l'effondrement de l'échantillon, mais en raison de la limitation de la course de l'actionneur.

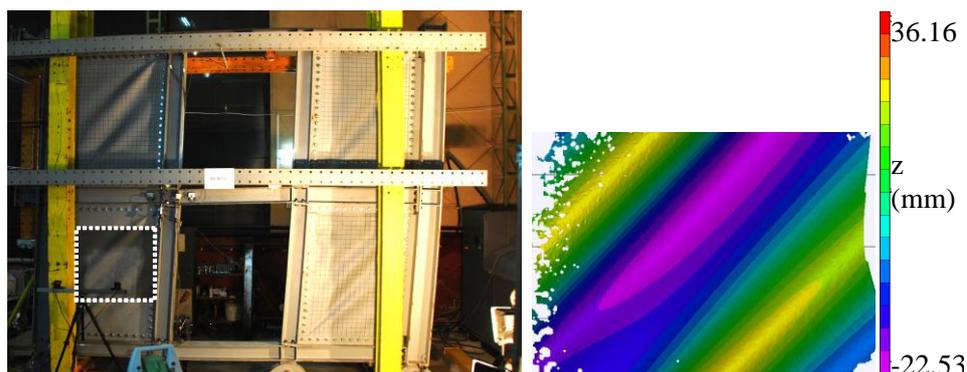
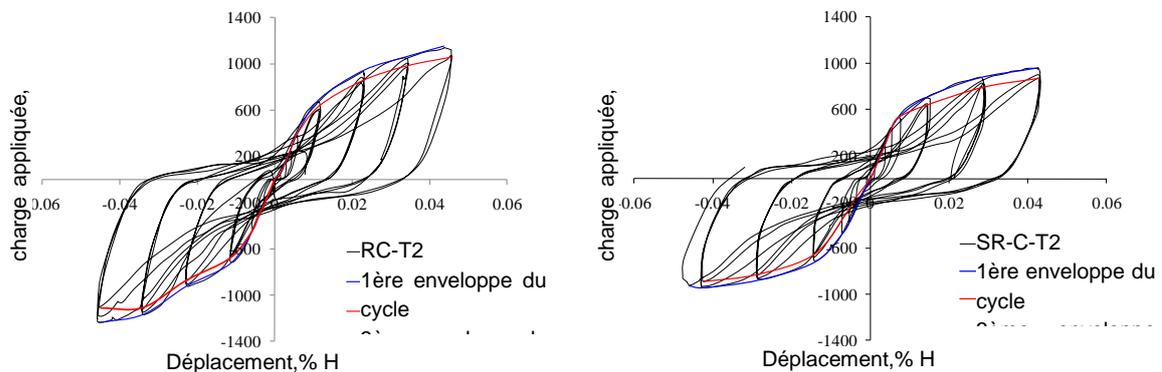


Figure. 8.13: niveau de pointe

8.3.4 résultats des tests cycliques

Tous les liens (RC-T2 et SR-C-T2) ont présenté un comportement force-déplacement stable, avec un certain pincement des boucles d'hystérésis qui sont en ligne avec les caractéristiques communément observées dans d'autres tests. Parcelles de charge en fonction du déplacement latéral haut des liens testés sous une charge cyclique sont présentés dans la Figure. 8.14.



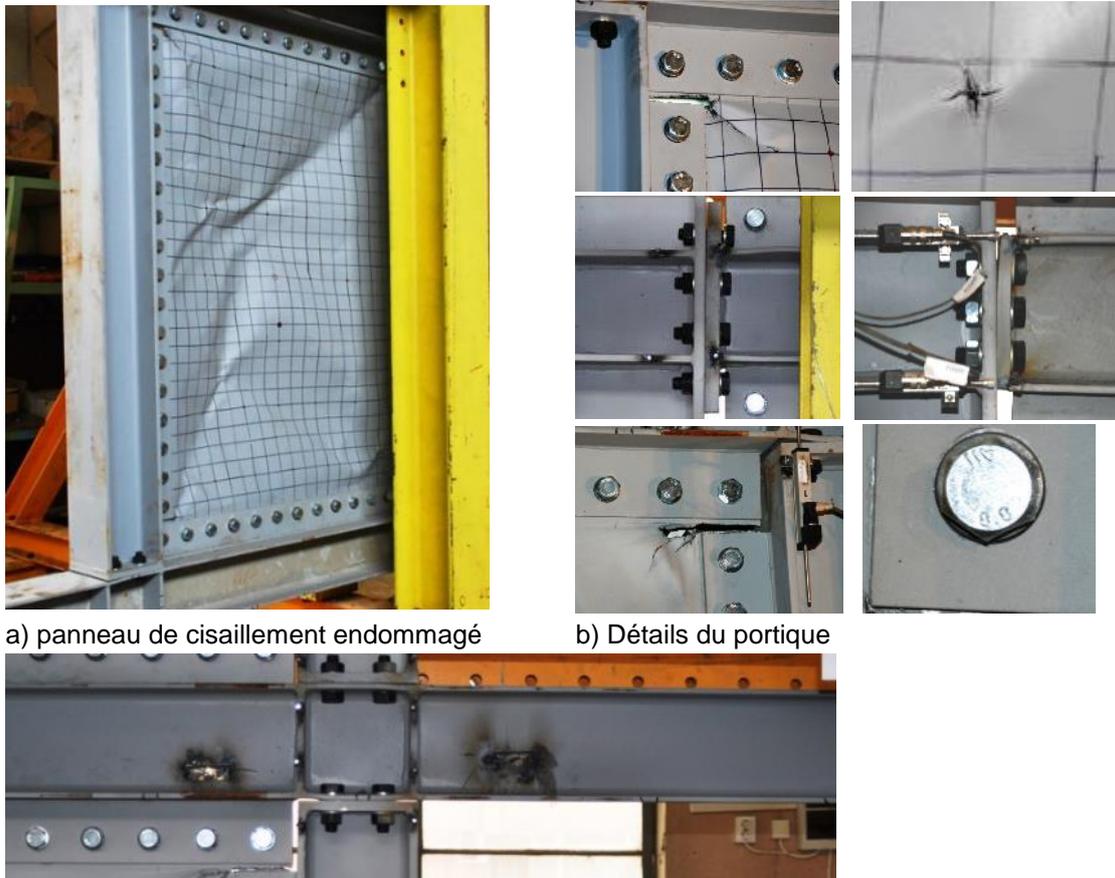
a) R-poutre pour échantillon de connexion de poteau

b) SR-poutre pour échantillon de connexion de poteau

Figure. 8.14: Portiques expérimentaux - courbes hystérétiques

Figure. 8.15 présente les déformations qui ont été enregistrés lors de l'essai cyclique. Les premières déformations hors du plan affecté les forces de rigidité et de performance initial des panneaux, mais a eu un effet négligeable sur leur capacité ultime. Les liens, ont donné à 0,65% et du drift de 0,7%, respectivement. Cela indique que jusqu'à la performance, la raideur de l'articulation poutre-poteau a peu d'effet sur le comportement. Des fissures locales ont été initiées au niveau des coins du panneau à la drift environ 2%, ce qui propage ensuite le long de la soudure d'angle des panneaux à l'éclisse supplémentaire. Au même niveau de drift, des déformations plastiques locales ont été observées à la semelle de la poutre en compression pour des liaisons rigides. Pour les liens semi-rigides déformations plastiques ont été engagées dans les connexions en raison de la plaque d'extrémité de poutre en flexion à environ drift de 2,5%. Tous les liens ont présenté un comportement stable à des cycles de drift de l'étage de 4%, point auquel la force est détériorée. Le déplacement final des liens est d'environ 4,5% drift de l'étage, et non en raison de l'effondrement de l'échantillon, mais en raison de la limitation de la course de l'actionneur. La contribution de la ossature de réponse global augmente avec le déplacement latéral.

Ainsi, la différence entre SR-C-T2 et RC-T2 en termes de résistance d'élasticité et de déplacement performance est faible, comme mentionné précédemment, mais la capacité ultime a diminué de 20% lorsque des connexions avec une faible rigidité ont été utilisés. En ce qui concerne le niveau de drift de pointe, il y avait une petite différence entre les liens rigides et semi-rigides.



a) panneau de cisaillement endommagé

b) Détails du portique

c) connexions pour raccordement principal de la poutre

Figure. 8.15 essais expérimentaux:

L'un des objectifs du programme expérimental était d'évaluer le facteur de comportement q , pour plus de détails voir [7]. Le facteur moyen de q obtenue à partir de résultats expérimentaux représente 6,2.

8.3.5 observations finales

Comportement des portiques avec des panneaux de cisaillement, des poutres de liaison et des rigidités différentes de raccordement poutre-poteau a été étudiée. Les résultats ont montré que le système de panneau de cisaillement est un système efficace pour résister à des charges sismiques, en raison de leur comportement cyclique stable et une bonne ductilité. connexions semi-rigides réduisent la capacité ultime et de l'énergie dissipée par rapport aux connexions rigides, mais leur plus simple détaillant les rend plus compatible avec les détails de coin des panneaux. A noter également que le portique intégré en dual avec des panneaux en acier boulonnées et étançons limites articulés se sont révélés être un système résistant à la charge latérale efficace.

8.4 RÈGLES DE CONCEPTION

8.4.1 Procédure de conception

conception structurale des deux structures, obtenues en combinant ossatures en portique et panneaux interchangeables de cisaillement en acier, peut être effectuée en utilisant l'approche à base de code général, mais certains critères supplémentaires doivent être pris en considération (8.4.1.1 à 8.4.1.7). Un organigramme qui illustre brièvement la conception du système de recentrage avec des panneaux de cisaillement est représenté sur la Figure. 8.17.

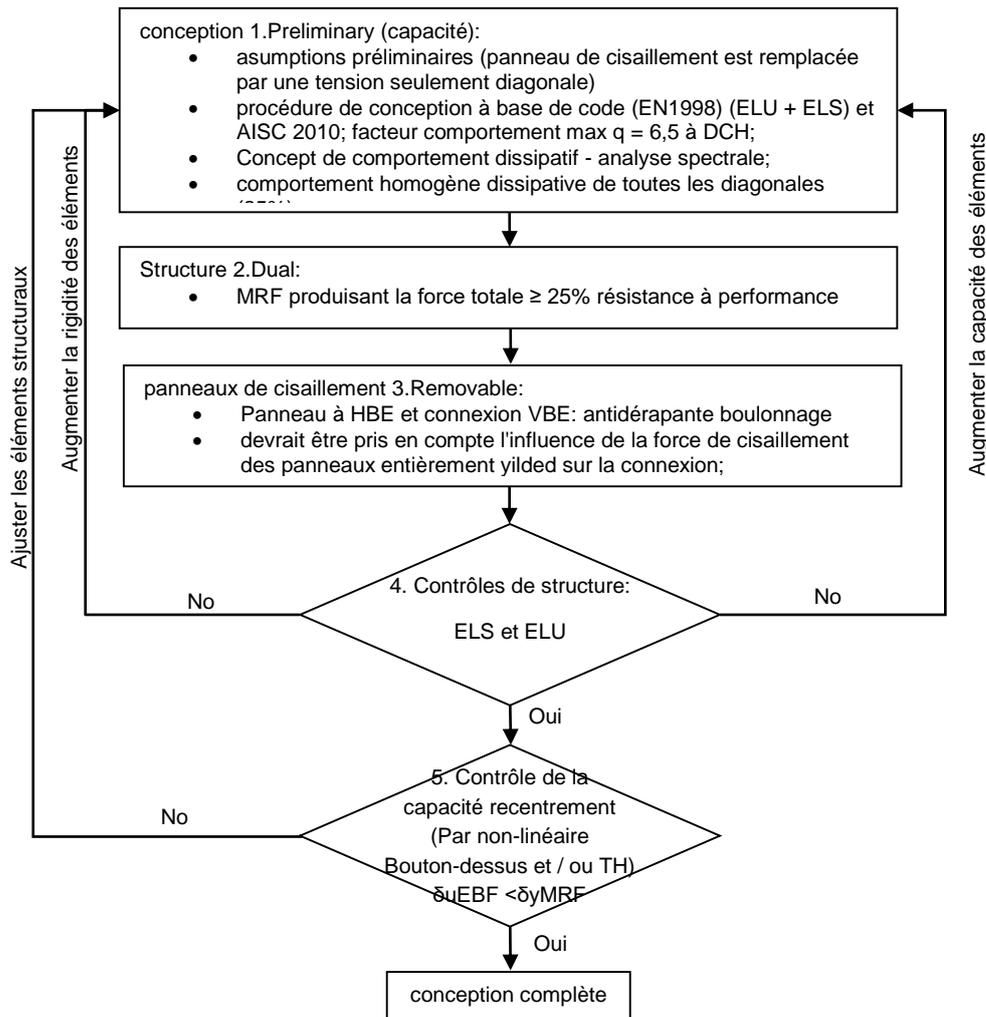


Figure. 8.16: organigramme de la conception pour le système de recentrage avec des panneaux de cisaillement

8.4.1.1 Règles générales

Pour la pré-dimensionnement, un certain nombre de méthodes d'analyse sont possibles pour réaliser la conception de la capacité et de déterminer la taille des éléments de panneau de limites horizontales et verticales (HBE et VBE), y compris l'épaisseur du panneau de cisaillement. Une de ces méthodes est l'approximation par un treillis vertical avec des diagonales de tension seulement (en outre désignés par contreventement équivalent) (Figure. 8.17), Conformément à AISC 2010 [13].

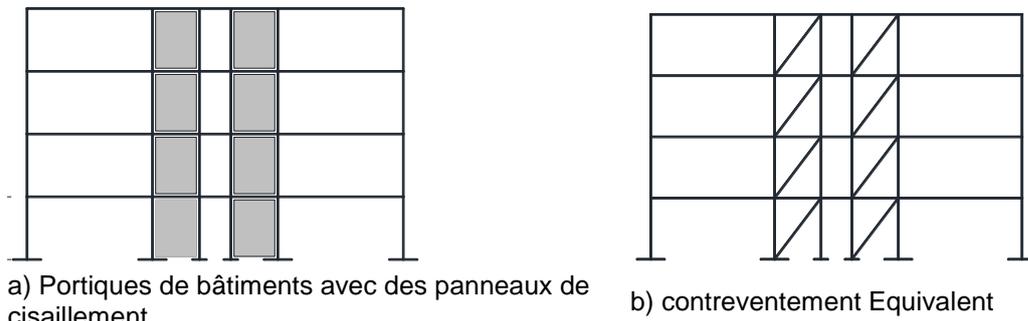


Figure. 8.17: Approximation des panneaux de cisaillement du portique par un treillis vertical

Selon AISC 2010 Provisions [13] Pour la conception de ce système, l'application est limitée à des panneaux ayant des rapports d'aspect de $0,8 < L / h < 2,5$. Cette limite est basée sur la recherche expérimentale passé fait aux États-Unis jusqu'à l'édition 2005 de AISC [14]. Depuis lors, la conception est conforme à ces dispositions et des rapports d'aspect plus bas ont été fonctionner de façon satisfaisante. Par exemple, les liens ayant L / h de 0,6 (Lee et Tsai, 2008 [15]) Ont présenté un comportement ductile hystérétique comparable à celle des parois avec des rapports d'aspect plus grandes.

Aucune limite supérieure existe sur L / h théorique, mais avec l'augmentation de rapport d'aspect, HBES progressivement plus grandes seront nécessaires, grâce à des principes de conception de capacité énoncés dans les exigences de conception. Cela va créer limite pratique au-delà duquel la conception du panneau de cisaillement devient peu rentable et peu pratique, et aucune limite arbitraire (par exemple 2,5) doit être spécifié à condition que le technicien assure que toutes les bandes donnent à la réponse du drift cible (Bruneau et Bhagwagar, 2002 [16]).

Du fait que les panneaux de cisaillement ne tiennent pas compte des charges gravitationnelles, la capacité des éléments de structure MRF doit être déterminée en utilisant EN1993-1 [11] À l'état limite ultime et flexions doivent être contrôlés à l'état limite d'entretien, l'utilisation persistante des combinaisons de charge de la situation.

peut être réalisée Une conception de capacité, selon EN1998-1 [13], De concevoir des portiques de moment résistant (où les poutres agissent comme des éléments de dissipation de dissipation d'énergie par flexion) et le portique embase équivalent (où diagonales agissent comme des éléments de dissipation de dissipation d'énergie par la tension). Le concept de comportement dissipatif est recommandé. Un comportement dissipative globale de la structure doit être réalisée, en vérifiant que les valeurs individuelles des rapports Ω_i pour chaque liaison courte pour ne pas dépasser la valeur minimale Ω par plus de 25% [13].

Les forces internes sous sollicitations sismiques sont déterminées en utilisant l'analyse de spectre de réponse, où le nombre de modes de vibration considérés

dans chaque direction est telle que la somme de la masse effective est au moins égale à 90% de la masse totale.

La capacité des éléments de structure doit être vérifiée à l'ELU et drift doit être vérifiée au ELS, en utilisant des combinaisons de charge de la situation sismique. Imperfections globales et locales devraient être pris en compte et l'importance des effets de second ordre doivent être vérifiés.

Il est recommandé une valeur de facteur de réduction maximale de 6,5, sur la base d'une analyse expérimentale et numérique fait à PUT Timisoara, Roumanie [8].

8.4.1.2 éléments de rive verticaux et horizontaux du panneau de cisaillement (VBE et HBE)

Selon AISC 2010 [13] L'élément de limite horizontale et verticale sont conçus pour résister aux forces maximales développées sous l'action du champ de tension des panneaux entièrement cédés. Les forces axiales, des forces de cisaillement et des moments de flexion se développent dans les éléments de rive en raison du retournement global, de cisaillement, et de l'action du champ de tension dans les panneaux. HBES et VBE doivent rester essentiellement élastique sous les forces générées par des panneaux entièrement cédés, mais les rotules de flexion sont autorisés aux extrémités de HBES.

- HBE

Afin de rendre compte de la charge déséquilibrée donnée par les panneaux situés au-dessous et au-dessus du HBE, HBE a des moments d'inertie autour d'un axe prise perpendiculairement au plan de la bande, I_b , pas moins:

$$I_b \geq 0.0031 \cdot \frac{\Delta t_w \cdot L^4}{L} h \quad \text{Eq. (8.1)}$$

Où L est la largeur du panneau, h est la hauteur du panneau et Δt_w est la différence entre deux étages consécutifs panneau;

Pour de longues portées, le chargement transversal en raison de la tension du panneau de cisaillement peut être difficile de résister au HBE haut et en bas (où un seul panneau relie donc il n'y a pas de charge répartie de contre-équilibrage). Le chargement en bas HBE est généralement plus sévères, comme le panneau est souvent plus épais là (en particulier pour les immeubles de grande taille). Lorsque des piles ou des piliers peuvent être utilisés dans le système de fondation, un ou deux de ceux-ci peuvent être situés entre les poteaux afin de réduire la résistance à la flexion requise sur le fond HBE.

- VBE

Afin d'éviter des déformations excessives conduisant à instabilité prématuré sous l'action de traction des panneaux, le moment d'inertie minimum du VBE, I_c , doit être vérifiée en utilisant l'équation suivante. Si des sections différentes sont utilisées pour

des éléments de rive (poteaux et poteaux de cheville non limitée), alors les valeurs moyennes de moment d'inertie peuvent être utilisés dans le calcul.

$$I_c \geq \frac{0.00307 t_w h^4}{L} \quad \text{Eq. (8.2)}$$

8.4.1.3 connexion HBE à VBE

Les analyses sur les portiques de renforcement avec le système montré que l'utilisation de liaisons simples entre les poutres et les poteaux aux limites réduit la force de recentrage; ainsi, les connexions rigides moments peuvent se révéler plus avantageux. Lorsque les panneaux de cisaillement sont placés à l'intérieur d'un portique de moment, les coins des panneaux agissent comme des goussets dessus et en dessous de la connexion de moment et imposent considérablement moins de demande de rotation sur les liaisons rigides. Ce comportement particulier suggère que les connexions avec raideur inférieure (par exemple, les connexions semi-rigides) peuvent être utilisés à la place de ceux rigides. De plus, les connexions semi-rigides réduisent les coûts et améliorer la constructibilité

La résistance au cisaillement requise d'une connexion HBE à VBE doit être basé sur les combinaisons de charges données dans l'EN 1998 [13] Qui comprennent la charge sismique amplifié. Dans la détermination de la charge sismique amplifié, l'effet des forces horizontales dont surrésistance, est prise comme le cisaillement calculée selon EN1998 [13] Avec le cisaillement résultant de la limite d'élasticité, la tension des bandes produisant à un angle α de (voir chap. 8.4.1.4).

Pour les connexions résistance partielle, la même obligation, mais le moment final au maximum que la connexion est capable de résister est pris en compte. Lorsque les connexions de résistance partielle sont utilisées, la capacité de la connexion doit être supérieure à 50% de la poutre connecté. connexions simples peuvent être utilisés aussi.

8.4.1.4 panneaux de cisaillement

Après les poutres, les poteaux et les poteaux sont dimensionnés, les diagonales équivalents sont convertis en panneaux de cisaillement ayant l'épaisseur, t_w , calculé par l'égaliseur. 8,3, selon AISC2010 [13]:

$$t_w = \frac{2 \cdot A_{brace} \cdot \Omega_s \cdot \sin \theta}{L \cdot \sin 2\alpha} \quad \text{Eq. (8.3)}$$

Lorsque Adiaagonale est la zone de la diagonale de tension équivalente, Ω_s est le système facteur surrésistance, θ est l'angle entre la verticale et l'axe longitudinal de la diagonale diagonale équivalente (Figure. 8.18) Et α est l'angle d'inclinaison du

champ de tension mesurée à partir de la verticale, peut être pris comme 40 °, ou peut être calculée avec l'équation. 8.4 [13].

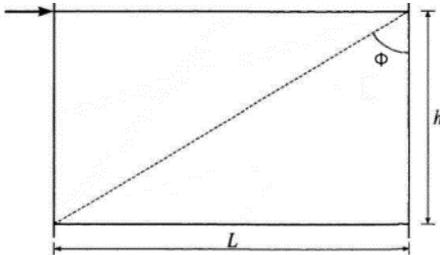


Figure. 8.18: Angle d'inclinaison de la diagonale équivalente

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w \cdot L}{2 \cdot A_c}}{1 + t_w \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)} \quad \text{Eq. (8.4)}$$

Lorsque, I_c est le moment d'inertie du poteau, AB et AC sont les zones de poutres et de poteaux, respectivement.

La résistance au cisaillement d'un panneau en matière plastique est obtenue avec Eq.8.5 basé sur l'hypothèse que chaque panneau peut être modélisée par une série de bandes de cheville à extrémité inclinée, voir chapitre. 4.4:

$$V_n = 0.42 \cdot F_y \cdot t_w \cdot L_{cf} \cdot \sin 2\alpha \quad \text{Eq. (8.5)}$$

Où est la distance L_{cf} claire du panneau entre HBES et F_y est la force qui donne du panneau.

8.4.1.5 Connexion du Panneau de cisaillement aux éléments de rive

La force requise de connexion du panneau au HBE et VBE environnante est égale à la force de performance attendu, la tension, de la bande. Deux détails typiques de connexions de panneau de cisaillement en acier à poutres limites et les poteaux sont représentées dans Figure. 8.19. Le raccordement soudé (Figure. 8.19a) doivent être conçus de telle sorte que les panneaux de raccordement (plaques à ailettes) et des soudures à développer la résistance au cisaillement du panneau. Si la capacité de recentrage est intéressant, les connexions boulonnées sur le terrain sont recommandées (Figure. 8.19b). Les boulons doivent être antidérapante et capable de développer la résistance au cisaillement des panneaux. Même si les boulons sont résistant au glissement, il est prévu que pendant le chargement cyclique des panneaux, les boulons glissent devant les performances de champ de tension. Par conséquent, la résistance au cisaillement et la résistance de roulement de conception doivent également être vérifiées [9]



a) raccordement soudé

b) connexion boulonnée

Figure. 8.19: connexion du panneau de cisaillement aux éléments de rive

8.4.1.6 configuration duale

Il faut vérifier la dualité de la structure en vérifiant que le MRF est capable de résister à au moins 25% de la force sismique totale (Eq.8.6).

$$F_y^{MRF} > 0.25 \cdot (F_y^{MRF} + F_y^{SP}) \quad \text{Eq. (8.6)}$$

Lorsque, F_y^{MRF} est la limite d'élasticité de MRF, F_y^{SP} est la limite d'élasticité des panneaux de cisaillement.

8.4.1.7 capacité de recentrement

La capacité de re-centrage des portiques avec des panneaux de cisaillement doit être vérifiée à l'aide des analyses non linéaires statiques et / ou dynamiques. Les modelages pour ce type d'analyses sont présentées dans les chapitres 7.4.2 et 8.4.3.

8.4.2 Modélisation pour l'analyse non linéaire statique (pushover)

Afin d'effectuer une analyse pushover, le comportement non-linéaire doit être défini, tant pour les matériaux utilisés, ainsi que pour les éléments de structure.

les propriétés du matériau attendu (basé sur γ_{ov}) doivent être utilisés pour les poutres MRF et les propriétés des matériaux nominales des éléments non dissipatifs (poteaux). Il est recommandé que les panneaux de cisaillement ont une plus faible résistance de performance que le reste des éléments.

Pour faciliter l'analyse et la conception des éléments de construction pour des applications de construction, y compris les poutres de gravité et des poteaux, une méthode simplifiée pour modéliser les panneaux de cisaillement peuvent être utilisés. Les panneaux de cisaillement sont remplacés par au moins 10 éléments de bande de cheville non limitée inclinées à un angle α par rapport à la verticale, capable de transmettre uniquement des forces de traction, et orientées dans la même direction que les principales contraintes de traction dans le panneau (modèle de bande) [18]. Figure. 8.20 montre la représentation du modèle de bande d'un panneau de cisaillement typique.

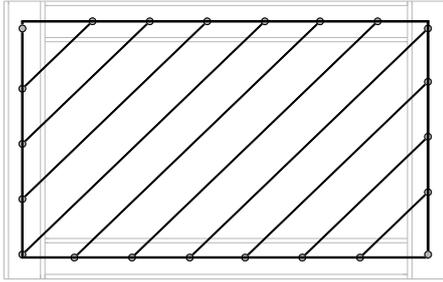


Figure. 8.20: Modèle en bandes pour l'analyse non linéaire statique

Les bandes peuvent être modélisés comme des éléments de poutre duals articulés ayant une rotule axiale plastique trilineaire de type P (Figure. 8.21 et Table 8.1) Au milieu. critères d'acceptation non-linéaires sont donnés dans Table 8.2 (sur la base ASCE 41-13 dispositions [19] Et les résultats du programme de recherche à PUT, Timisoara, Roumanie [8]).

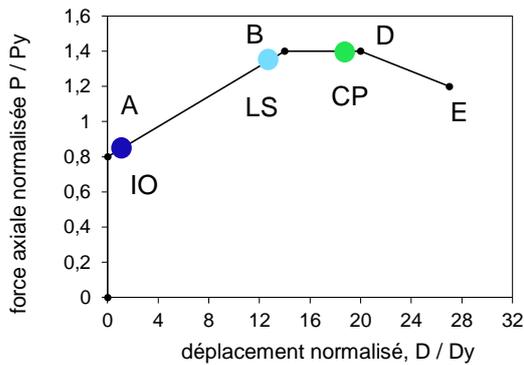


Figure. 8.21: Loi de la bande de tension

Table 8.1: valeurs de rotule plastique

Rotule	UNE		B		C		ré		E	
	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$								
Tension	0	0	0,8	0	1.4	14	1.4	20	1.2	27

Table 8.2: critères d'acceptation proposés

Critères	IO	LS	CP
Δ / Δ_y	0,5	13	19

La surface des bandes peut être calculée comme suit [13]:

$$A_S = (L \cdot \sin \alpha + h \cdot \cos \alpha) / n \quad \text{Eq. (8.7)}$$

Où n est le nombre de bandes par panneau.

rotules plastiques non linéaire de type de pliage M3 peuvent être attribuées aux extrémités des poutres de MRF et de flexion avec le type de force axiale P-M3 aux extrémités des poteaux et des étauçons. En outre, V2 rotules en plastique de type

peuvent également placés aux extrémités de la poutre entre les panneaux de cisaillement. Ces propriétés doivent être calculées en fonction de ASCE41-13 [19]. Afin de vérifier les mécanismes de matière plastique et de la capacité de recentrage, le déplacement cible correspondant à l'état limite ultime (design) doit être déterminée en utilisant la méthode N2 [20]. La procédure de modélisation non linéaire a été validée dans [8] Et est présenté dans Figure. 8.22.

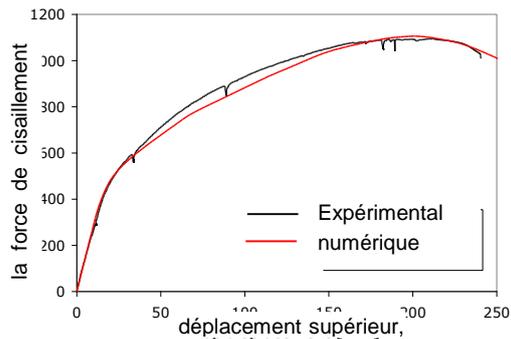
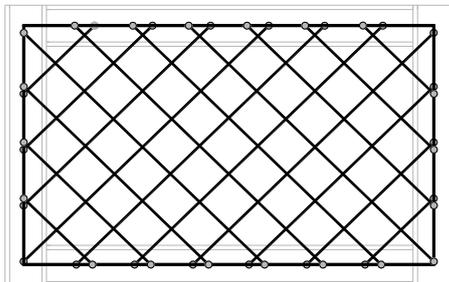


Figure. 8.22: Modèle de bande pour analyse statique non linéaire

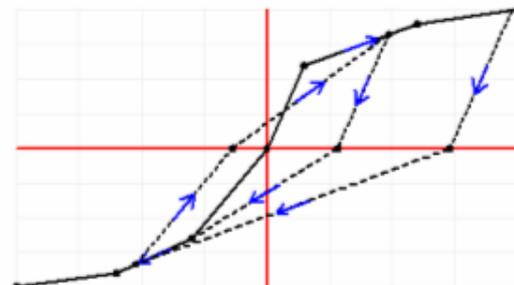
L'analyse pushover doit être effectuée dans le contrôle de déplacement, jusqu'à atteindre un déplacement contrôlé à la partie supérieure des structures. charges Tout d'abord, gravitationnelles (de la combinaison de charge $1,0 \cdot \text{Morte} + 0,3 \cdot \text{en direct}$) Doit être appliqué dans le contrôle de la force et d'autre part, des forces latérales dans le portique d'une distribution modale agissent sur les ossatures analysées dans le contrôle de déplacement.

8.4.3 Modélisation pour analyse dynamique non linéaire

Afin d'effectuer une analyse non linéaire dynamique du portique est modélisé de la même manière que pour l'analyse statique non linéaire, mais dans ce cas la même bande que les tensions sont orientées dans les deux directions Figure. 8.23une. Les rotules en plastique de la bande ont un comportement d'hystérésis de type Takeda présenté dans Figure. 8.23b



modèle dual bande



b) type de comportement hystérétique Takeda

Figure. 8.23: Modèle de bande pour analyse dynamique non linéaire

La non - analyse dynamique linéaire [21] doivent être effectués afin de définir une réponse en fonction du temps des bâtiments en acier lorsqu'ils sont conçus conformément aux dispositions du EN1998-1-1 [13] Dans les conditions réelles du

tremblement de terre.

8.5 ANALYSE DES PORTIQUES 2D

Application de la procédure de conception décrite au chapitre 8.4 sur une structure d'étude de cas est illustré dans ce qui suit. Au départ, les portiques ont été conçus par l'analyse élastique à l'ELU et ELS. analyses statiques suivies pour enquêter sur Non lineaire leur comportement au-delà de la plage élastique.

8.5.1 Description des portiques examinés

8.5.1.1 Géométrie et hypothèses

L'étude de cas présentée ci-après a été basée sur l'extraction d'un portique plan extérieur à partir d'un quatre et huit étages construction composite, Figure. 8.24. La ossature est composée de portiques rigides rigides (MRF) avec trois baies 8 m avec deux travées du panneau de cisaillement de 3 m situé dans la baie intérieure. La hauteur de l'étage de tous les bâtiments a été considéré comme 4 m. Panneau aspect rapport L/h est égal à 0,75.

Les poutres, les poteaux et les montants sont constitués de brides large européennes I-sections (IPE, HEB et type HEM).

Les panneaux de cisaillement ont nuance d'acier inférieure (S235) que le reste des éléments structuraux (S355). La production de poutres n'a pas été considéré comme entièrement contrôlée, de sorte que les propriétés du matériau de la poutre devaient se conformer à 1993-1-1 [11] Recommandations $\gamma_{ov} = 1,25$.

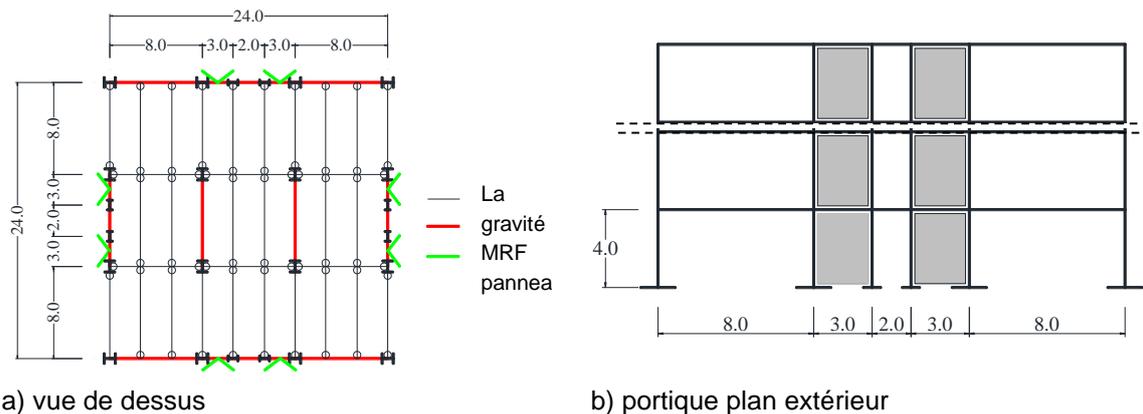
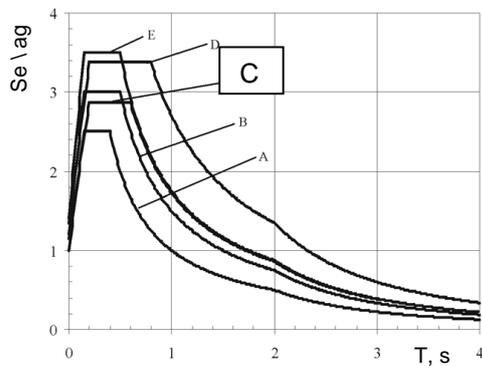


Figure. 8.24: Géométrie des bâtiments

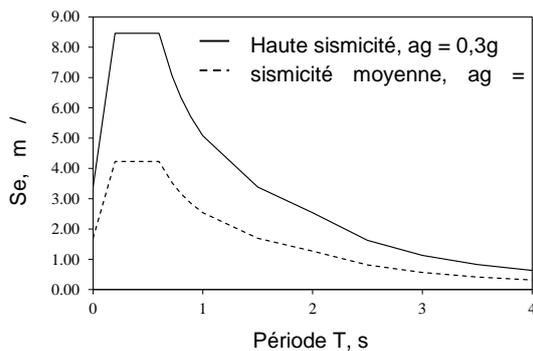
Table 8.3 comprend la gravité et les charges sismiques prises en compte. Les charges de gravité ont été appliquées comme des charges réparties uniformes sur les poutres secondaires et réduits à des charges concentrées sur les principaux portiques. La charge morte prend en compte la dalle composite et tôle d'acier, ce qui est de $2,75 \text{ kN/m}^2$. Il y avait examiné certaines charges superposées de services, les plafonds et les planchers surélevés de 0,7 pour les planchers intermédiaires et 1 pour le dernier étage, respectivement. A a été prise $4,0 \text{ kN/m}^2$ en compte pour les

murs de périmètre. La charge en direct prend en compte de destination des bâtiments (bureaux - classe B) et des cloisons mobiles, ce qui 3,8 kN / m².

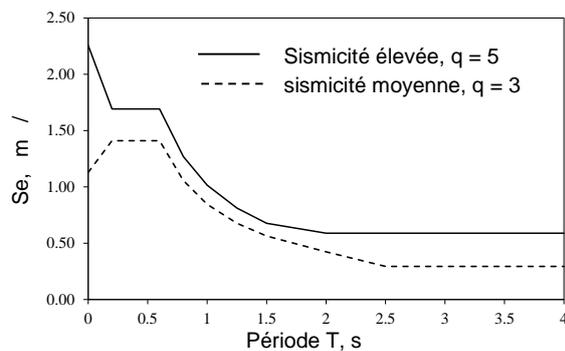
Deux cas de conception ont été considérés: sismicité modérée avec classe moyenne portiques ductiles (DCM) et haute sismicité avec des portiques ductiles de grande classe (DCH). Type de spectre 1-C (Figure. 8.25a) a été choisi pour la conception [6] considérant deux motif pic des accélérations 0,3 pour le cas de haute activité sismique et de 0,15 pour le cas d'activité sismique modérée, respectivement (Figure. 8.25b et c). Du fait aucune recommandation pour le facteur de réduction, q, est donnée dans EN1998 [13], Une valeur de 5 a été pris en considération pour la structure de classe haute ductilité, basée sur la recherche avant-premières [8], [7]. En cas de sismicité modérée où la structure de classe moyenne ductilité est nécessaire, un facteur de réduction de 3 a été sélectionné.



a) Type 1 spectres de réponse élastique [13]



b) spectres élastiques



c) spectres de conception

Figure. 8.25: Spectres de réponse pour sismicité élevée et modérée

Table 8.3: Chargement

Les charges verticales	
les poids mort (+ dalle composite en tôle d'acier)	2,75 kN / m ²
surcharges (services, plafond, plancher surélevé)	0,7 kN / m ² - planchers intermédiaires 1,0 kN / m ² - dernier étage
murs de périmètre	4,0 kN / m ²
Surcharges - (bureau CL.B + cloison mobile)	3,00 + 0,800 = 3,8 kN / m ²
<ul style="list-style-type: none"> • DCH 	

spectres de réponse élastique	Type 1
accélération du sol pic	$A = 0,3 \text{ g}$
Classe d'importance II	$= 1.0$ (yi bâtiments ordinaires)
Type de sol	C (TB = 0,2 s, TC = 0,60 s)
facteur de comportement proposé q (DCH)	5
Rapport d'amortissement	5%
coefficient de combinaison sismique pour la valeur quasi-permanente des actions variables	$\psi_2 = 0,30$
• DCM	
spectres de réponse élastique	Type 1
accélération du sol pic	$A = 0,15 \text{ g}$
Classe d'importance II	$= 1.0$ (yi bâtiments ordinaires)
Type de sol	C (TB = 0,2 s, TC = 0,60 s)
facteur de comportement proposé q (DCM)	3
Rapport d'amortissement	5%
coefficient de combinaison sismique pour la valeur quasi-permanente des actions variables	$\psi_2 = 0,30$

L'armature de cisaillement avec des panneaux est remplacé par un treillis vertical avec des diagonales de tension seulement (Figure. 8.26). Ensuite, la structure équivalente est conçue en fonction des codes considérés [11], [13] et [13].

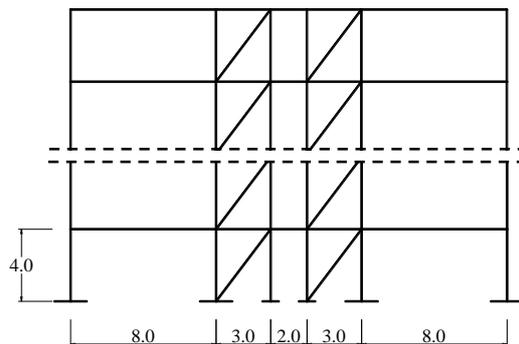


Figure. 8.26: portique équivalent

8.5.1.2 Modélisation pour l'analyse élastique linéaire

La modélisation, l'analyse et la conception des bâtiments, a été réalisée avec le SAP2000 logiciel d'éléments finis [22]. Le modèle structural est un modèle 2D linéaire élastique avec des éléments de poutre. diaphragmes rigides ont été assignés à chaque niveau pour tenir compte de l'effet des dalles en béton armé.

Les masses structurales (en tonnes) considérées de la moitié de la baie totale de la structure (12m) ont été affectés dans les noeuds structuraux du portique, puisque seELU les portiques extérieurs représentent le système de contreventement latéral, voir Figure. 8.27.

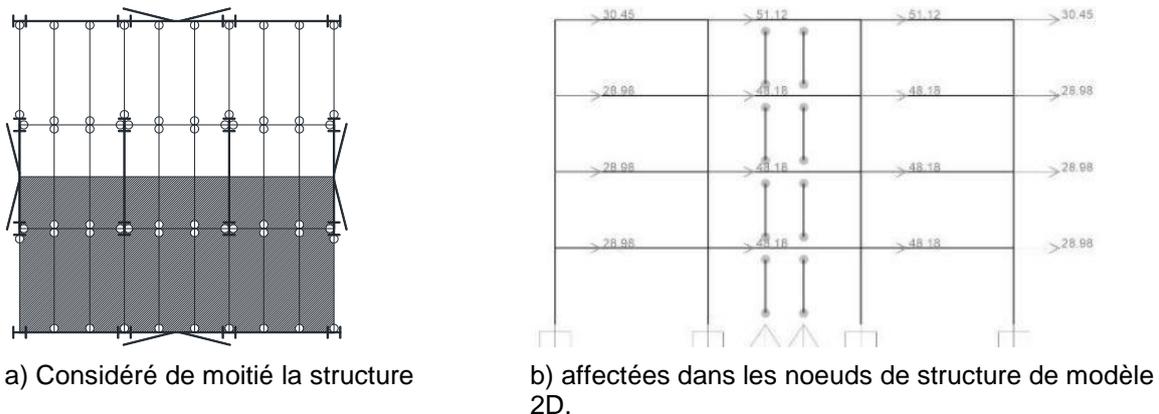


Figure. 8.27: masses structurales

8.5.2 situation de calcul permanente

Comme les panneaux de cisaillement ne sont pas conçus pour tenir compte des charges gravitationnelles, le moment résistant portique a été conçu à l'état limite ultime et de maintenabilité en situation de projet persistante.

8.5.2.1 État limite ultime

MRF ont été conçus de la conception fondamentale combinaison de charge. IPE360 sections ont été obtenues pour les poutres, HE260B (ext.) Et HEB300 (int.) Sections pour les poteaux de 4 et 8 bâtiments de l'étage.

8.5.2.2 Etat limite de service

flexions poutres ont été contrôlés de la combinaison fondamentale de charge et fondée sont inférieures à la limite prise en compte, $L / 350$.

8.5.3 Analyse par spectre de réponse

analyse du spectre de réponse multimodale a été effectuée et les résultats sont résumés dans le Table 8.4, Présentant les modes qui ont activé plus de 90% de la masse.

Table 8.4: Rapport de masse participante

Portique	Conception sismicité cas	Non Mode	Eigen Période (s)	Participant rapport massique (%)	Total (%)
4-st.	Haute	1	<u>0,929</u>	81,1	94,3
		2	0,321	13,2	
	Modérer	1	<u>1,001</u>	80,6	94,1
		2	0,345	13,5	
8-st.	Haute	1	<u>1,701</u>	74,4	94,0
		2	0,539	14,8	
		3	0,208	4,8	
	Modérer	1	<u>1,865</u>	76,1	90,7
		2	0,584	14,6	

8.5.4 imperfections globales et effets de 2e ordre

imperfections globales ont été pris en compte dans l'analyse structurale, selon 1993-1-1, par l'intermédiaire des forces latérales équivalentes H_i , de la combinaison $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$. Ces forces ont été calculées en fonction des charges de gravité totale et l'imperfection globale initiale \square , niveau par niveau, et pris en compte dans toutes les combinaisons de charge plus loin.

Effets de second ordre ne sont pas pris en compte dans la conception, car le coefficient de sensibilité drift inter étages θ , calculée selon EN1998-1-1 [13], Trouvé à être inférieure à 0,1.

8.5.5 conception sismique

8.5.5.1 État limite ultime - éléments dissipatif

Les diagonales équivalentes ont été conçues pour résister aux forces de la combinaison sismique la plus défavorable. Table 8.5 présente les valeurs minimale et maximale surrésistance Ω . Afin de satisfaire un comportement homogène dissipatif des diagonales, la limite de 25% entre la Ω_{max} maximale surrésistance et la valeur minimale Ω_{min} , a été assurée.

Table 8.5: Homogénéité des diagonales équivalentes

Portique	Conception sismicité cas	Ω_{min}	Ω_{max}	Homogénéité
4-st.	Haute	1,27	1,69	25%
	Modérer	1,32	1,75	25%
8-st.	Haute	1,56	2,00	21%
	Modérer	1,54	1,90	19%

8.5.5.2 État limite ultime - conception des éléments non dissipatif

Les éléments non dissipatifs, des poteaux et VBE MRF où vérifiées avec la combinaison sismique le plus défavorable, pour faire en sorte que le fait que les panneaux de cisaillement se produit en premier. Les VBE des moments d'inertie minimal, autour d'un axe prise perpendiculairement au plan de la bande, ont été vérifiées et trouvées être supérieures aux valeurs minimales.

8.5.6 Limitation du drift inter étages

Considérant que le bâtiment a des éléments non ductiles de structure du drift inter-étages est limitée à 0,0075. Les drifts inter-étages ont été calculés avec SAP2000 [22] Et sont présentés dans Table 8.6.

Table 8.6: drift inter étages maximum

Portique	Conception sismicité cas	drift inter étages, mm / mm
4-st.	Haute	0,0047
	Modérer	0,0049
8-st.	Haute	0,0060

	Modérer	0,0064
--	---------	--------

8.5.6.1 configurations duales

La dualité des structures a été vérifiée en vérifiant que le MRF est d'être capable de résister à au moins 25% de la force sismique totale. Les ajustements des éléments de structure ont été besoin pour satisfaire aux critères minimaux d'un système dual (Table 8.7 et Table 8.8).

Table 8.7: Portique 4 étages

Portique	Conception sismicité cas	Étage	poutres		poteaux		chandeliers
			Ext.	Int.	Ext.	Int.	
4-st.	Haute	1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
		2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
		3	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB300
		4	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB280
	Modérer	1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB280

Table 8.8: 8 étages

Portique	Conception sismicité cas	Étage	poutres		poteaux		chandeliers
			Ext.	Int.	Ext.	Int.	
8-st.	Haute	1	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		4	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		5	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		6	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		7	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		8	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB300
	Modérer	1	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		5	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		6	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		7	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		8	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB300

8.5.6.2 Poutre faible – poteau fort

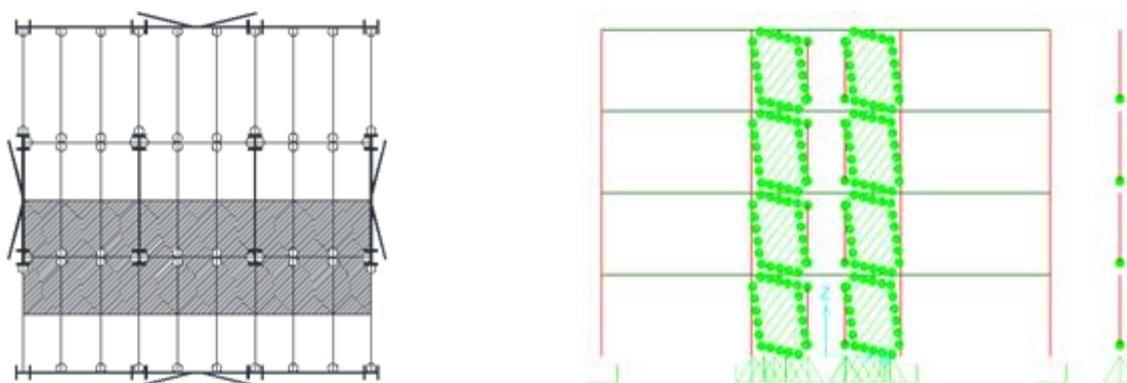
8.5.6.3 La condition « Poutre faible – poteau fort » a été vérifiée et jugé conforme à la recommandation donnée dans l'EN 1993-1 [11].

8.5.7 Analyses statiques non linéaires (Pushover)

Parce que la hauteur des portiques d'études de cas est relativement faible, et les bâtiments sont réguliers dans le plan et l'élévation des modes plus élevés de vibrations n'affectent pas la réponse structurelle. Ainsi, l'évaluation de la performance sismique a été réalisée en utilisant une analyse non linéaire statique (jeu d'enfant) uniquement.

8.5.7.1 modélisation des ossatures pour l'analyse statique non linéaire

analyse statique non linéaire (jeu d'enfant) a été réalisée pour vérifier le mécanisme d'effondrement et de la capacité de re-centrage. effets P-Delta ont également été inclus. Une poteau a été modélisé appuyé (Figure. 8.28) Afin de rendre compte des charges gravitationnelles de la moitié restante de la structure (8 m) qui ne sont pas pris en compte dans l'analyse.



a) structure 3D

b) Modèle numérique

Figure. 8.28: Courbes de capacité pour tous les portiques

dans le Table 8.9 sont des paramètres donnés nécessaires pour modéliser les bandes (zones en bandes A_s , angle d'inclinaison des bandes α et le diamètre de la bande, D).

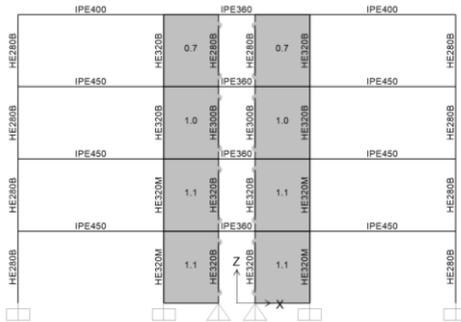
Table 8.9: Bande - paramètres de modélisation non linéaire

Portique	Conception sismicité cas	α [°]	Étages	Comme [mm ²]	D [mm]
4-st	Haute	40	1,2	535,6	26,1
			3	486,9	24,9
			4	340,8	20,8
	Modérer	40	1,2	486,9	24,9
			3	389,5	22,3
			4	292,2	19,3
8-st.	Haute	40	1,2,3	973,9	35,2
			4,5,6	730,4	30,5
			7	584,3	27,3

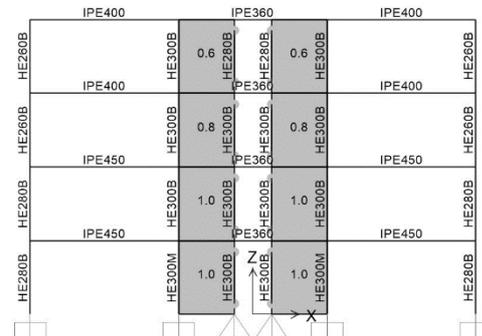
Modérer	40	8	486,9	24.9
		1,2,3	730,4	30.5
		4,5,6	584,3	27,3
		7	486,9	24.9
		8	340,8	20.8

8.5.7.2 les résultats d'analyse pushover

D'autres ajustements des poteaux structurelles ont été nécessaires pour avoir une capacité de recentrage à l'état limite ultime (design). Figure. 8.29 et Figure. 8.30 présente la configuration finale des portiques. En outre, seELU les résultats de la configuration finale des portiques est présenté.

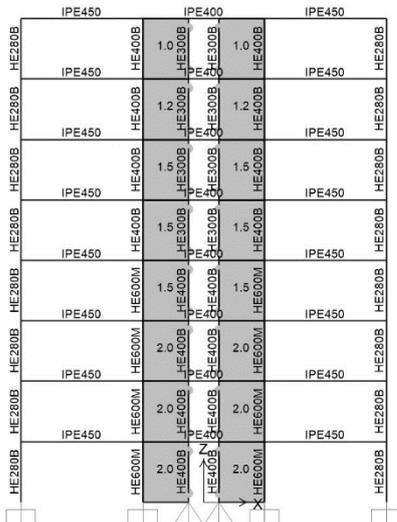


a) haute cas de séismes

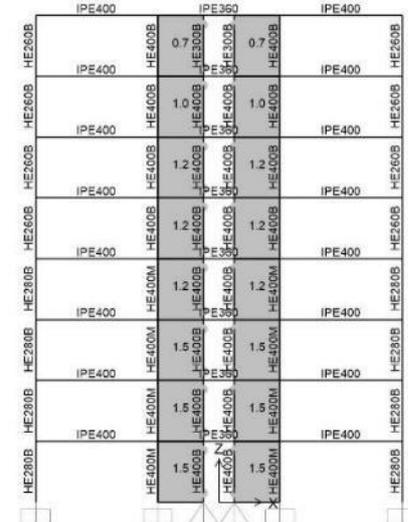


b) cas d'activité sismique modérée

Figure. 8.29: portiques de 4 étages



a) cas d'activité sismique élevée



b) cas d'activité sismique modérée

Figure. 8.30: portiques de 8 étages

Les déplacements de cible correspondant à l'état limite ultime (ELU) ont été calculées en utilisant la méthode N2 [20]. Table 8. présente des déplacements cibles (top déplacement) et les rapports maximaux de drift inter-étages correspondant à l'état limite ultime (point bleu Figure. 8.31) Et le déplacement de la maxime de la capacité de re-centrage, le centrage dre (point rouge Figure. 8.31) Avec les rapports correspondants de drift inter-étages, pour les 4 portiques. Après

ce point (DRE-centrage), les déformations plastiques se produisent dans les poutres MRF ou des poteaux en fonction de ossature.

Table 8.10: ELU : déplacement cible, déplacement de recentrage maximum et ratios de drift inter-étages.

Portique	sismicité cas de conception	ELU		dre-centrage	
		déplacement supérieur, m	Inter-étage taux de drift, %	Max. déplacement, m	rapport de drift inter- étages, %
4-st.	haute	0,209	1.6	0,217	1.7
	modérer	0,117	0,9	0,216	1.8
8-st.	haute	0,310	1.3	0,334	1.4
	modérer	0,156	0,6	0,339	1.5

Figure. 8.31 présente les courbes de capacité pour toutes les quatre ossatures de construction en termes de force de cisaillement à la base et un déplacement en haut, en prenant en compte un motif latéral forcer triangle en-convertis. Les portiques conçus en supposant DCH, ont une plus grande capacité et une ductilité que ceux conçus en supposant DCM. Les portiques 8 étages sont plus ductile que les portiques de 4 étages et ont été conçus pour résister aux forces sismiques similaires (dans la même classe de ductilité).

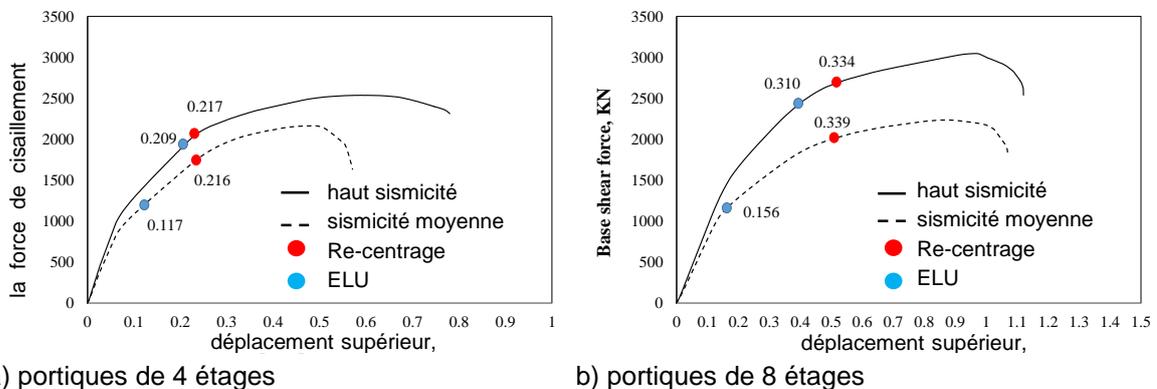
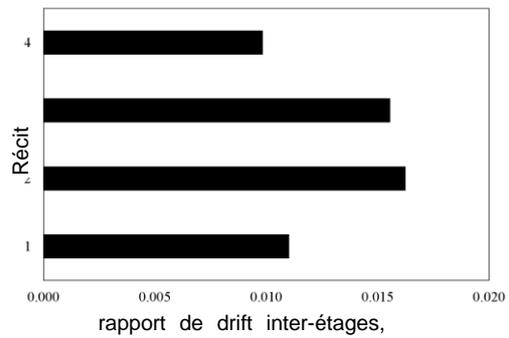
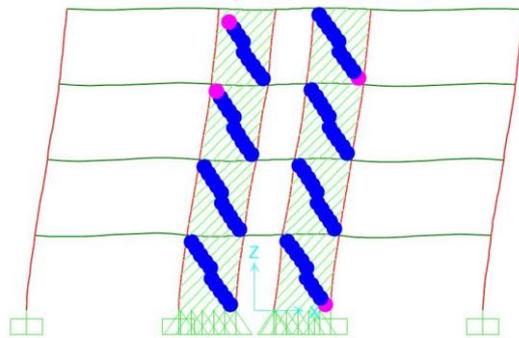


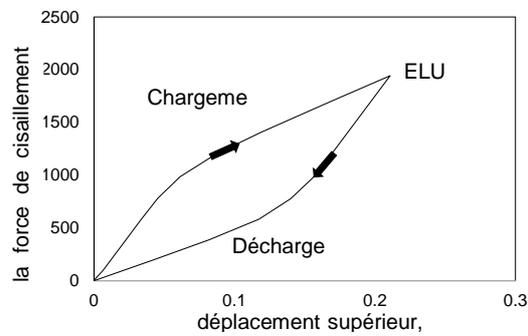
Figure. 8.31: Courbes de capacité

Afin d'évaluer la capacité de recentrage des ossatures, les mécanismes de matière plastique sont présentés au déplacement cible correspondant à ELU (Figure. 8.32 à Figure. 8.35). En outre, une analyse de recentrage a été effectuée, en chargeant les ossatures jusqu'à la cylindrée cible correspondant à ELU puis déchargement à 0 vigueur. On peut voir que les rotules en plastique sont développées que dans les panneaux de cisaillement sans dommage dans le MRF. Ainsi, le MRF a la force de rappel nécessaire de recentrer les portiques puis remplacer les panneaux de cisaillement endommagés. Cela a été confirmé par l'analyse de recentrement fait, qui a montré que, après le déchargement, pas de drift résiduelle est présente.



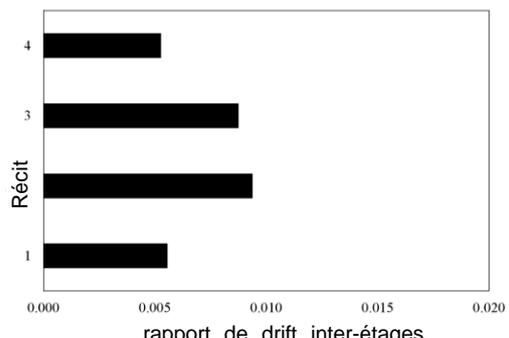
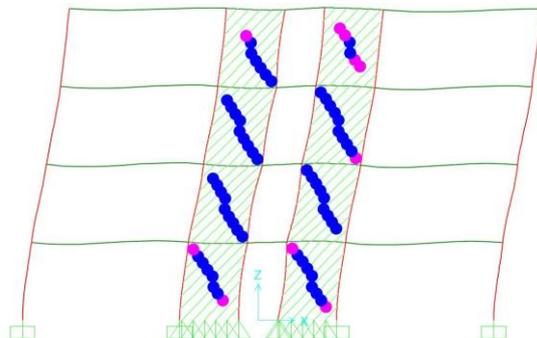
a) Mécanisme plastique

b) les rapports de drift inter-étage sur l'étage



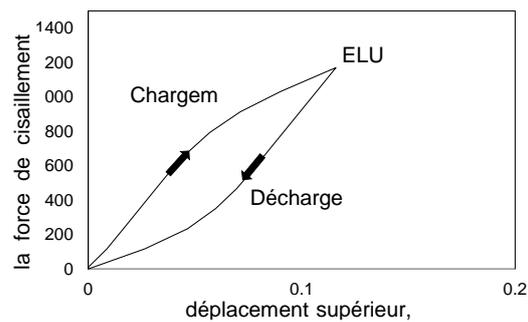
c) la capacité de recentrage

Figure. 8.32: Structure du bâtiment de 4 étages en cas de conception pour haute sismicité



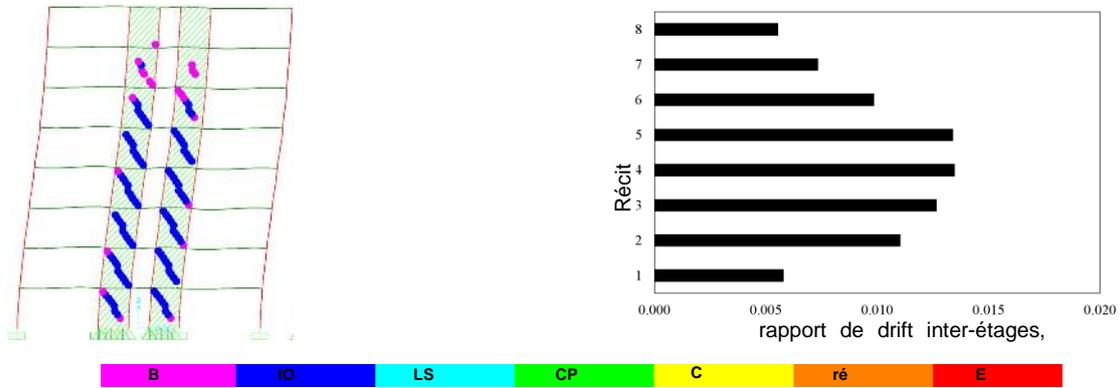
a) Mécanisme plastique

b) les rapports de drift inter-étage sur l'étage



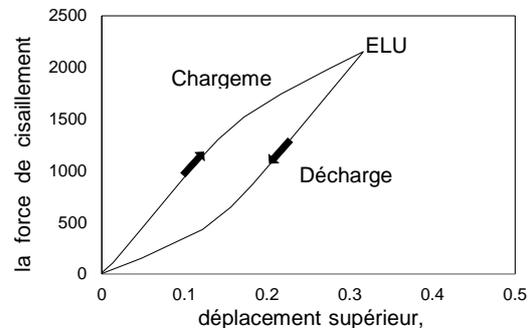
c) la capacité de recentrage

Figure. 8.33: Portique de construction de 4 étages au cas modéré de conception



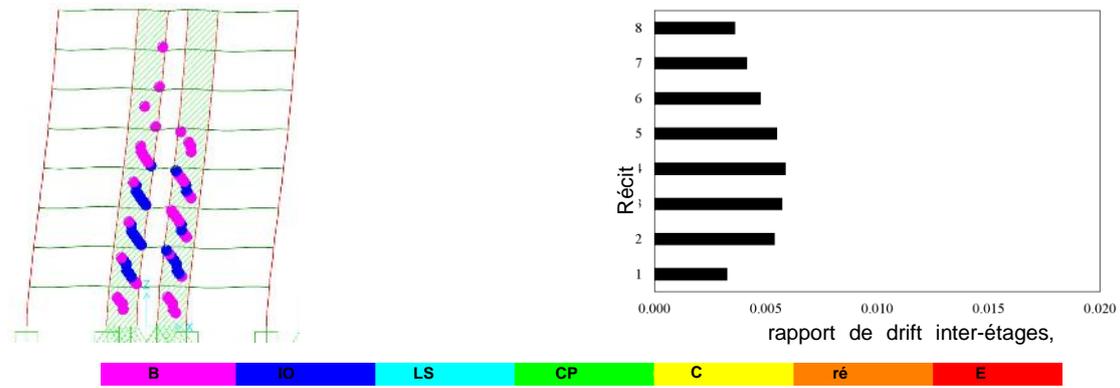
a) Mécanisme plastique

b) les rapports de drift inter-étage sur l'étage



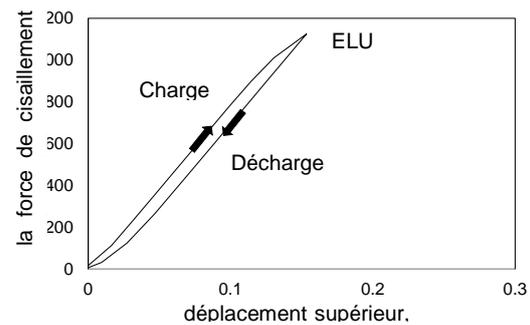
c) la capacité de recentrage

Figure. 8.34: 8 étages portique de la construction au cas design de haute sismicité



a) Mécanisme plastique

b) les rapports de drift inter-étage sur l'étage



c) la capacité de recentrage

Figure. 8.35: 8 étages - cas modéré de conception de sismicité

8.6 CONCLUSIONS

L'étude ci-dessus présente la force latérale innovante résistant à dual portique avec système de panneaux de cisaillement et révèle quelques-unes des caractéristiques importantes de la performance globale du système, les observations suivantes méritent d'être soulignées:

- a) Système structural efficace qui augmente la rigidité et la résistance ayant un comportement cyclique stable et une ductilité plus élevée (par exemple, une grande capacité de dissipation).
- b) Avec une bonne conception, les déformations inélastiques peuvent être concentrés dans les panneaux de cisaillement dissipatifs seulement.
- c) Étant donné que les portiques MR sont conçus pour rester élastique pendant les tremblements de terre, ils fourniraient la force de rappel nécessaire de recentrer la structure lors du retrait des panneaux de cisaillement endommagés (éléments « fusibles »).
- d) Les panneaux de cisaillement peuvent être facilement enlevés, même quand ils sont endommagés après un sever événement sismique, car ils sont très minces et ne font pas partie de la gravité du chargement du système résistant.
- e) Le système permet un contrôle efficace, à la fois sur les déformations du drift et de déplacement, présentant un comportement d'auto-centrage permettant une occupation immédiate après le séisme.
- f) La demande de ne pas avoir céder dans les centres de tri avant la réalisation de ELU, est l'exigence de conception de base pour les portiques dual avec les éléments dissipatifs amovibles.
- g) Code des règles de conception pertinentes pour la conception sismique des portiques avec des panneaux en acier de cisaillement remplaçables, ont été formulées dans un Guide de conception. Les détails de structure ont également été définis.
- h) La capacité de re-centrage des portiques avec des panneaux de cisaillement doit être vérifiée et validée en utilisant des modèles d'éléments finis avancés. Remplacement du panneau de cisaillement avec le modèle de bande simplifié pour la modélisation non linéaire permet l'utilisation d'un logiciel d'analyse classique.

8.7 DOMAINE D'APPLICATION

Le portique dual innovant avec le panneau de cisaillement peut être appliqué à des portiques en acier à plusieurs étages existants et nouveaux et de construction en béton et peut être utilisé comme un moyen efficace, à la fois système de résistance technique et coûteuse, charge latérale (comme les maillons amovibles, instabilité diagonales retenue, etc.).

8.8 PUBLICATIONS

1. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual portique structures with thin-walled steel panels. *Thin-Walled Structures* 2013; 78:57-69.
2. Neagu C., Dinu F., Dubina D. Global ductility of dual steel portiques with remplaçable dissipative shear walls. *Mathematical Modelling in Civil Engineering* 2015; 11(3): 23-30.

8.9 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Dubina D., Stratan A. and Dinu F. Re-centering capacity of dual-steel portiques. *Steel Construction: Design and Research* 2011; 2(4):73-81.
2. Seilie I., Hooper J. *Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction*. Modern Steel Construction 2005.
3. Berman J.W. Seismic behavior of code designed steel plate shear walls. *Engineering Structures* 2011; 33(1): 230–244.
4. Caccese V., Elgaaly M., Chen R. Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load. *Journal of Structural Engineering* 1993; 119(2): 573–587.
5. Berman J.W., Clayton P.M., Lowes L.N., Bruneau M., Fahnestock L.A., Tsai K.C. Development of a recentering steel plate shear wall and addressing critical steel plate shear wall research needs: Proc. of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earth-quake Engineering; 2010; Toronto; 1087; Ontario.
6. Alinia M.M., Dastfan M. Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels. *Journal of Constructional Steel Research* 2007; 63: 554–563.
7. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual portique structures with thin-walled steel panels. *Thin-Walled Structures* 2013; 78:57-69.
8. Neagu C. Multi-story building portiques stiffened with dissipative shear wall: PHD Thesis; Ed. Politehnica; University Politehnica Timisoara; Romania, 2011.
9. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
10. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
11. EN1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
12. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
13. AISC 341-10. Seismic provisions for structural steel buildings; American Institute for Steel Construction: 2010.
14. AISC 341-05. Seismic provisions for structural steel buildings; American Institute for Steel Construction: 2005.
15. Lee C.S., Tsai K.C. Experimental Response of Four 2-Story Narrow Steel Plate Shear Walls: Proceeding of the 2008 Structures Congress; Vancouver.
16. Bruneau M., Bhagwagar T. Seismic Retrofit of Flexible Steel Portiques using Thin Infill Panels. *Engineering Journal* 2002; 24(4):443–453.
17. Berman J. W., and Bruneau M. Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering* 2003; 129(11):448-1456.
18. Driver R. G., Kulak G.L., Kennedy D.J.L and Elwi A.E. Cyclic Test of a Four-Story Steel Plate Shear Wall. *ASCE Journal of Structural Engineering* 1998; 124(2):112-120.

19. ASCE 41-13. Publication Anticipated Seismic Evaluation and Upgrade of Existing Buildings: American Society of Civil Engineers; Reston, Virginia. Public Comment Edition available through the American Society of Civil Engineers.
20. Fajfar P. A non lineaire analysis Méthode for performance-based seismic design. Earthquake Spectra 2000; 16(3): 573-92.
21. Vamvatsikos D., Cornell C. A. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31(3):491-514.
22. SAP2000. CSI: Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.

9 Ossatures à triangulations modifiées (CBF-MB)

9.1 INTRODUCTION

Les ossatures à triangulations centrées (CBF) sont des systèmes de construction traditionnelle dans la construction en acier. Ils sont utilisés pour résister à des forces latérales dues au vent, les tremblements de terre et autres. Ce système a prouvé son efficacité pour les charges latérales en fournissant une rigidité et une résistance suffisante en raison de son action en treillis complet. Telle est la principale raison de sa popularité. De nos jours CBF sont largement mises en œuvre dans un seul portiques industriels étages, des bâtiments à plusieurs étages et des installations d'ingénierie industrielle. Leur application dans les nouvelles constructions est détendu à la modernisation sismique de l'acier, de béton et structures composites ainsi.

La conception sismique contemporaine exige que le système de résistance force latérale doit avoir une résistance adéquate et la rigidité, mais aussi la ductilité et la capacité de dissipation d'énergie. Les exigences devraient être accordées en fonction de la sismicité du site et les objectifs du niveau de performance structurelle à atteindre. Il a été évident d'après les tremblements de terre passés que certains éléments de renforcement dans CBF effectuent concentration sévère de la déformation plastique dans leur section à mi-longueur. Le résultat d'une telle réponse de la structure serait insuffisante capacité de dissipation de la ductilité et de l'énergie illustré par la fracture d'armature et la rupture prématuré de ossature. Un tel comportement sismique non satisfaisante exige une amélioration de la pratique de la conception.

Vous recherchez un comportement sismique approprié, dernière génération de codes postule souvent des exigences que, dans bien des cas controversés et difficiles à atteindre par l'approche de conception classique. À la recherche d'une solution pratique et abordable pour la conception CBF, au cours de la période 2011-2012 dans le Universitet po Arhitektura Stroitelstvo i Geodezija (UACEG) à Sofia un projet national de recherche a été menée. Il se concentrait sur l'amélioration du comportement sismique des portiques contreventé. Au cours du projet avec des portiques contreventement concentrique modification des diagonales (acronyme CBF-MB) ont été conçus, testés et développés. La modification proposée est basée sur l'introduction de sections différentes dans la longueur d'une attelle, ce qui permet à l'ingénieur pratique à l'approche low-tech pour obtenir la rigidité nécessaire et la force, l'amélioration de la ductilité,

9.2 DESCRIPTION DU SYSTÈME CBF-MB

Le système CBF-MB a été développé sur la base X-CBF traditionnelle avec deux types d'innovations. Un portique de plain-pied classique du système proposé est

constitué de poteaux, diagonales diagonales, poutre et poutre de déviation (Figure. 9.1). Les poteaux et les poutres sont des éléments non dissipatifs. Les poteaux peuvent être conçues avec HEA laminée à chaud ou sections HEB et leur grand axe peut être dans ou hors du plan du portique. Afin de faciliter la conception des joints de portique et les connexions, il est préférable d'orienter la poteau avec sa forme Web qui coïncide avec le plan du portique. Les poutres sont situés au niveau du plancher et ils pourraient être des sections ou IPE HEA. Les diagonales sont les principaux éléments dissipatifs tout poutre de fractionnement dans certains cas peut participer partiellement.

Le premier type d'innovation nécessite l'introduction dans le portique d'un élément intermédiaire horizontal appelé poutre de déviation. Il vise à séparer les diagonales les rendant ainsi identiques et non-interacting (Figure. 9.1). Sauf pour la prévention des détails compliqués de l'articulation entre traversées diagonales, la rigidité de la Poutre de déviation est d'une importance essentielle. poutre de déviation en coopération avec les poteaux a une influence déterminante sur la séquence de flambement d'diagonale et sur latype de mécanisme plastique global. Cette question sera discutée et clarifiée dans la section 3 de la présente brochure.

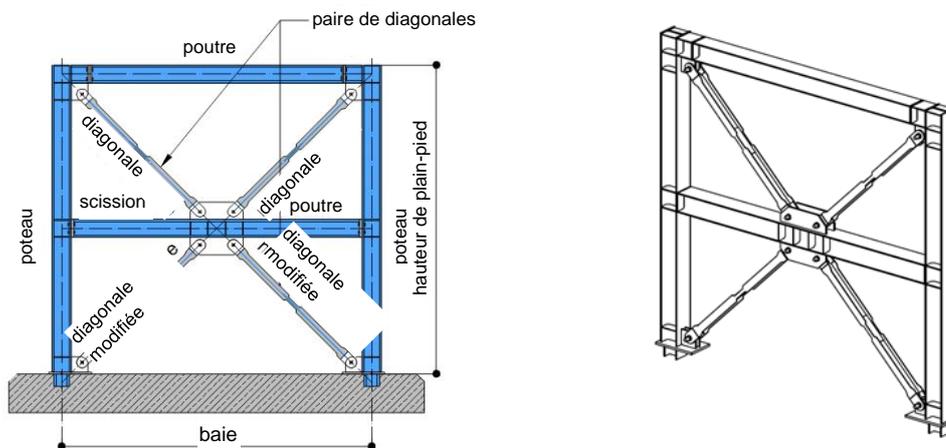


Figure. 9.1: Système CBF-MB

Le deuxième type d'innovation se réfère à l'introduction d'une variable « H » en forme de section transversale accumulée soudée pour les diagonales. De plus, dans les diagonales d'explication seront nommés diagonales modifiées (MB). Collerettes et web du MB varient le long de la longueur de l'élément de telle sorte que les zones ayant des sections transversales différentes sont définies comme illustré sur la Figure. 9.2. Les zones d'extrémité des diagonales sont renforcées en augmentant la largeur et l'épaisseur des rebords et sont nommés sections fortes (SS). Cela permet également la conception de connexion facile et fournit une réponse entièrement élastique des zones d'extrémité. Dans la partie médiane de la diagonale d'une section transversale modifiée (MS) est introduit. Elle est caractérisée par rigidité à la flexion réduite et une plus grande surface en coupe transversale, MS est

ainsi affaiblie pour le pliage et le renforcement des forces axiales (Figure. 9.2). Réduction de section transversale (RS), qui est caractérisé par une capacité de charge axiale inférieure à celle de MS, est situé entre la zone d'extrémité et la section médiane. Entre MS, RS et SS sections de transition (TS) sont conçus. Il est l'intention des auteurs que le mode de corset instabilité en compression est pré-défini et que des souches entièrement concentration en matière plastique due à la flexion est réalisée au moyen MS. Dans l'inversion de la charge, la force de traction apparaît et l'élément est redressé. déformations plastiques sont dirigés vers la section transversale réduite (RS) plutôt que de la MS (Figure. 9.3). Ainsi, la diagonale est conçu de manière à céder dans des souches de traction et de flexion en matière plastique en raison de instabilité se produisent dans différentes zones le long de la longueur d'diagonale. Cette différenciation des zones avec des souches inélastiques conduit à une meilleure résistance à la fatigue oligocyclique et éviter une défaillance prématurée des diagonales. Enfin, elle reflète l'amélioration globale du système hystérétique. L'introduction de « H » et soudé en forme de section transversale accumulée permet au concepteur de modifier la bride et web épaisseurs, hauteurs et largeur, et par conséquent de régler la conception MB selon le besoin particulier de la structure.

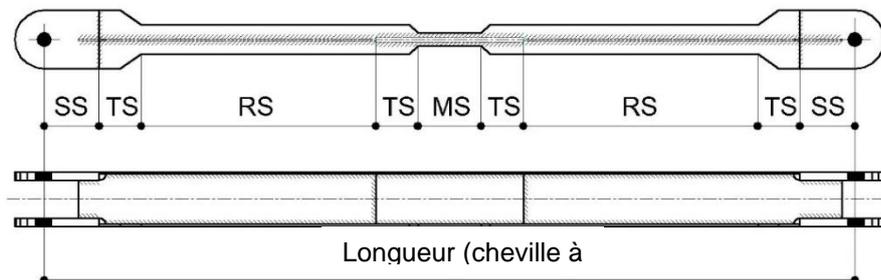


Figure. 9.2: Vue d'ensemble des éléments de contreventement modifié

De cette manière, les exigences du code controversé pour diagonale limitations élancement et le comportement dissipatif homogène des diagonales dans tous les étages est beaucoup plus facile à atteindre.

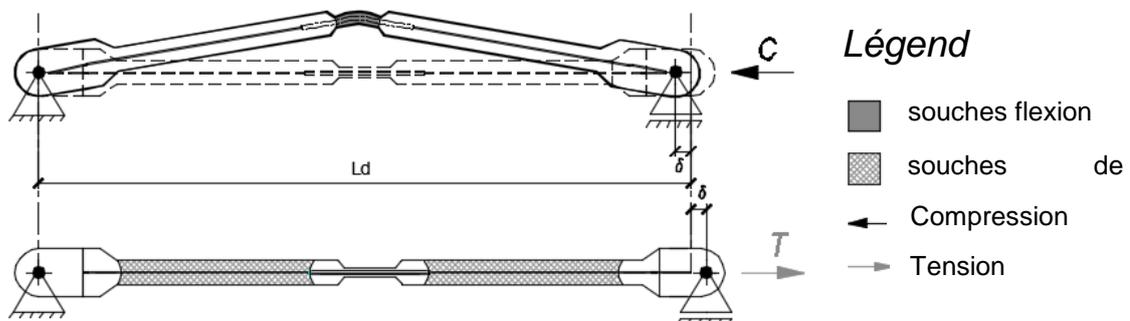


Figure. 9.3: Principe de comportement inélastique des MB

surrésistance excessive dans un matériau en acier pour éléments dissipatifs conduit à la conception rentable des éléments non dissipatifs. Dans cette perspective bâtie

section transversale soudée peut être composé de tôles d'acier à partir d'acier S235 qui est pas le cas pour les sections laminées à chaud.

Il est recommandé que les connexions entre MB et les éléments de portique sont conçus par des boulons ajustés fournir mécanisme simple et sans contrainte de rotation pendant le instabilité de diagonale. Pour la mise en œuvre pratique de cette approche, goussets peuvent être soudées sur le terrain aux poteaux et poutres, ce qui entraîne une compensation des éventuelles tolérances de fabrication et de montage.

Le nombre de systèmes CBF-MB requis dans une structure de construction dépend de la topologie du bâtiment et l'intensité du tremblement de terre. Le système peut être intégré au sein de l'ossature en acier pour une charge verticale (Figure. 9.4, A et b) ou peut être inséré dans la structure (Figure. 9.4, C) agissant de manière indépendante. Le système CBF-MB proposé peut être généralement combiné avec un portique résistant de moment (MRF) Action si les connexions poutre-poteau hors de la baie embase sont réalisés sous forme rigide ou semi-rigide. Dans ce cas, un système dual est constitué et les forces latérales sont partagés entre le MRF et le système CBF-MB. Par ailleurs, si des connexions simples (connexions de l'onglet de cisaillement) entre les poutres de plancher et les poteaux sont utilisées le système CBF-MB résiste à l'ensemble de l'action sismique. Dans auteurs de l'avis, la « action CBF pur » est préférable que plus prévisible, il démontre mieux les avantages de CBF-MB et est facile pour la conception. Par conséquent, la mise en œuvre de CBF-MB dans les systèmes à dual ne sera pas abordée dans cette brochure.

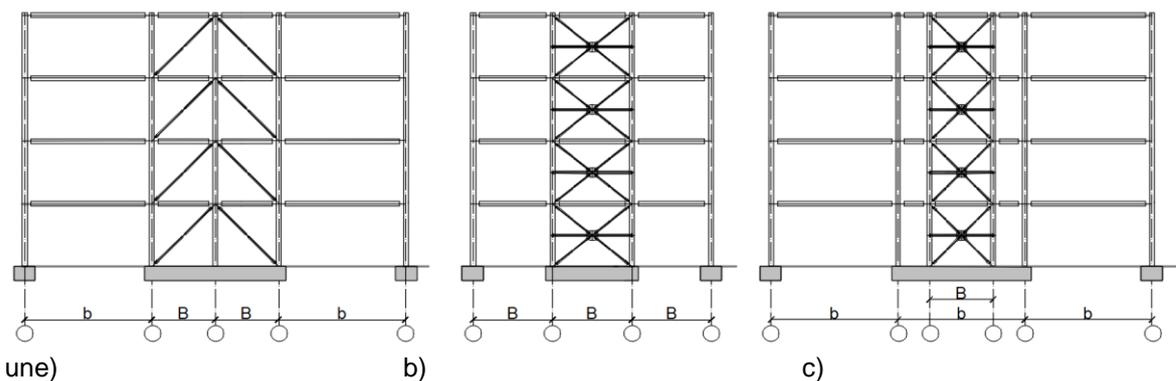


Figure. 9.4: configurations de portique avec mise en œuvre CBF-MB

Comme il est mentionné dans le texte ci-dessus, la rigidité de la poutre de fractionnement doit être ajusté à la résistance au flambement de la diagonale. En outre, il est recommandé que le fractionnement poutre doit être relié de manière rigide ou semi-rigide aux poteaux. Il en résulte une augmentation de la rigidité de la poutre et, en outre, en coopération avec les poteaux, il établit une source de rigidité du portique qui permet d'améliorer le comportement inélastique CBF-MB et offre

une capacité d'auto-centrage du système. L'expérience acquise lors de la recherche de CBF-MB indique clairement que les Poutres de déviation doivent être pleinement élastique avec le développement possible de certaines rotules en plastique à la flexion après le niveau de performance état limite ultime.

9.3 MODÈLES ANALYTIQUES

L'approche traditionnelle européenne pour le calcul de CBF avec des diagonales croisées par analyse élastique est de compter sur l'analogie de la poutrelle avec la tension diagonale uniquement (Figure. 9.5). Elle repose sur l'hypothèse qu'une fois l'a bouclé en diagonale comprimé, il donne une contribution négligeable à la rigidité latérale et résistance du portique. Les forces internes peuvent être dérivées de la statique un équilibre Fonction s de cisaillement de l'étage latérale (Figure. 9.5) et Eq. (9.1). forces de poteau peuvent être obtenues par Eq. (9.2) et la relation entre le déplacement latéral étage et l'allongement en diagonale est donnée par Eq. (9.3). Dans le cas de CBF-MB, tous les allongements inélastiques sont réalisés en RS tout en raccourcissant de la diagonale comprimée est réalisée par déformation à la flexion de la MS (Figure. 9.3).

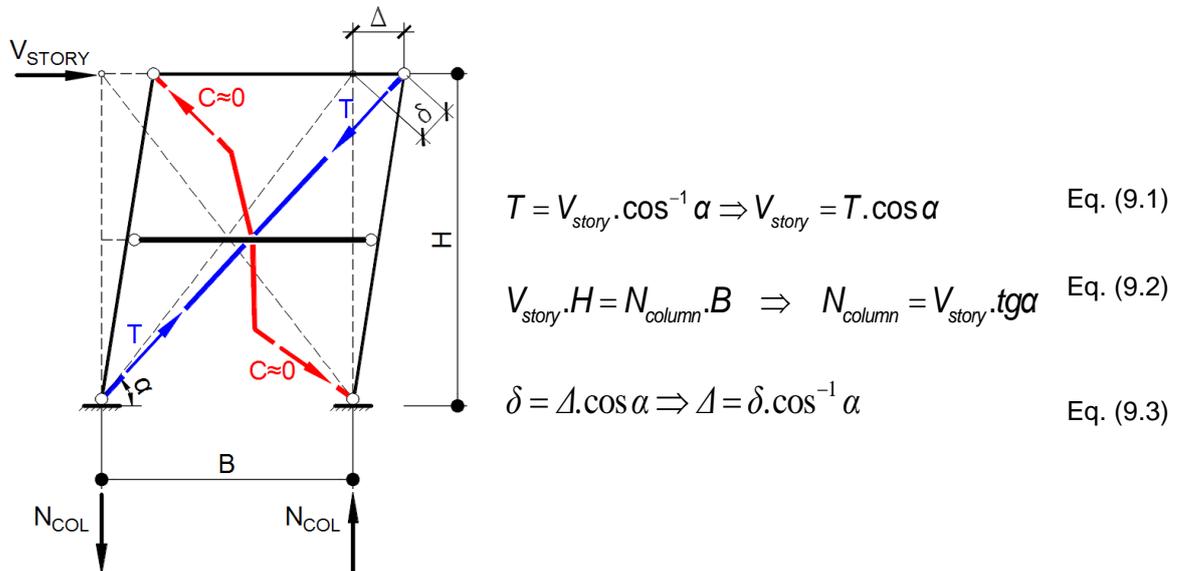


Figure. 9.5: Système statique et les forces internes basées sur la théorie des treillis

Afin de définir relation analytique entre le déplacement latéral de l'étage, Δ , et le instabilité déplacement transversal, f , de la section médiane comme une relation entre la ductilité globale d'un étage et l'élément critique (MB) ductilité locale, certaines hypothèses sont faites:

- La forme déformée de la diagonale comprimée est représentée par une ligne polygonale (Figure. 9.6, A et b). Cette hypothèse a été justifiée par les tests effectués.
- raccourcissement totale diagonale δ est également partagée entre les diagonales supérieur gauche et inférieur droit ou $\delta = 2Ad$ (Figure. 9.6, un B).

Cette hypothèse est justifiée dans le cas d'une conception appropriée de la rigidité de la poutre de déviation [2]. Sur la base mentionné ci-dessus les éléments suivants Eq. (9.4) est dérivé:

$$f = \sqrt{l_d \cdot \delta_d} \quad \text{Eq. (9.4)}$$

De plus en utilisant Eq. (9.3) avec l'hypothèse que $\delta = 2Ad$, il est facile de déduire relation entre l'étage ductilité global représenté par Δ et élément ductilité locale en termes de f . Une telle relation est donnée par Eq. (9.5).

$$f = 0.707 \cdot \sqrt{l_d \cdot \Delta} \cdot \sqrt{\cos \alpha} \quad \text{Eq. (9.5)}$$

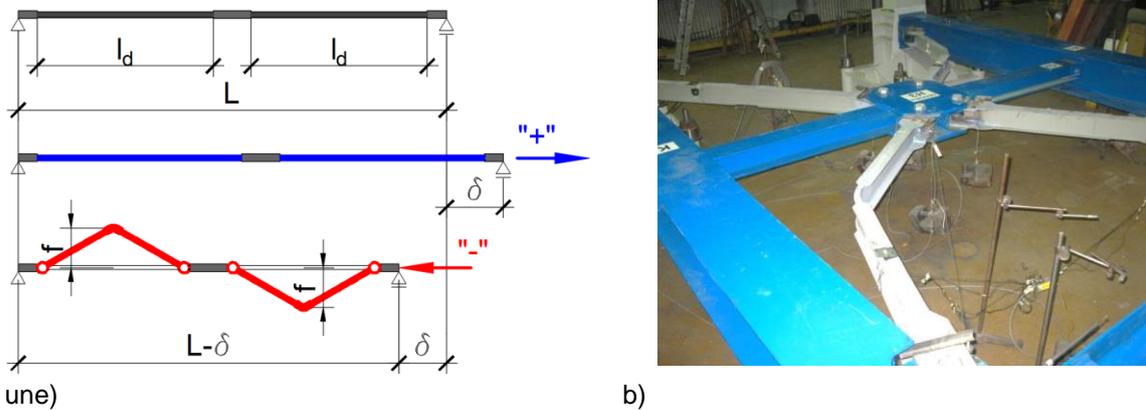


Figure. 9.6: Système statique et les forces internes basées sur la théorie des treillis

9.4 INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES

Le programme expérimental a été réalisé dans le laboratoire des structures en acier et en bois UACEG. Il faisait partie d'un projet de recherche national axé sur l'amélioration de la sismique

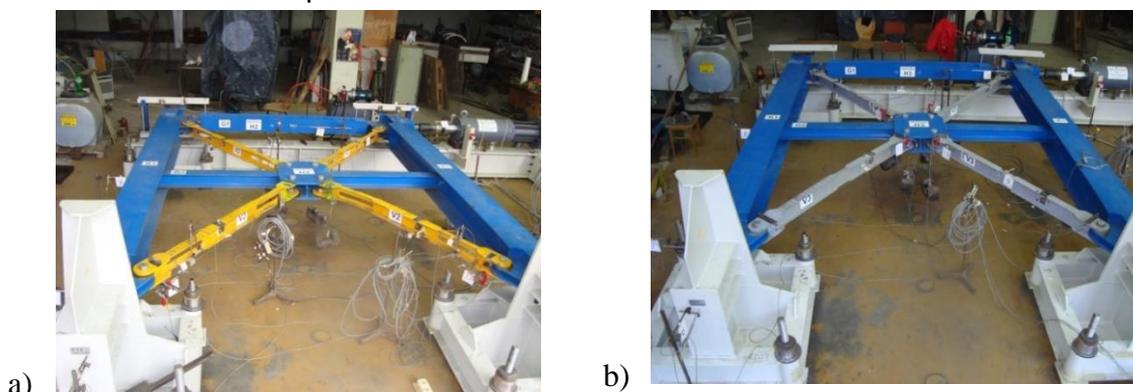


Figure. 9.7: Ossatures à triangulations centrées avec: a) des sections de support réduits; b) modification des diagonales

exécution des ossatures à triangulations centrées [2]. Deux types de portiques ont fait l'objet d'une enquête: CBF-MB (ossatures à triangulations centrées avec des

diagonales modifiés) et CBF-RBS (ossatures à triangulations centrées avec des sections d' diagonale réduites), comme le montre Figure. 9.7. Au sein de cette brochure CBF-MB sera élaboré et présenté.

9.4.1 Etudes expérimentales sur le portique avec des contreventements modifiés

9.4.1.1 échelle et fabrication des spécimens

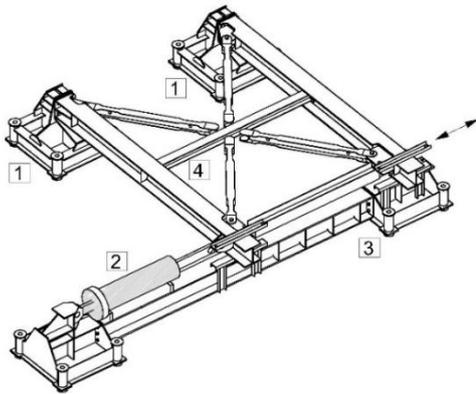
Les éprouvettes ayant des dimensions de hauteur 4000 mm et 3000 mm espacement entre les poteaux ont été jugé approprié, ce qui correspond ainsi approximativement à portique étages à grande échelle de squelette de bâtiment à plusieurs étages (comme illustré sur la Figure. 9.4c) ou 1: 2 échelle de la géométrie de la structure du bâtiment industriel. Fabrication et montage d'essai des liens ont été confiés à un professionnel fabricant, alors que la conception et l'AQ a été accompli par l'équipe de recherche.

9.4.1.2 géométrie et montage d'essai

Le portique en H de l'échantillon (poteaux et poutres) a été conçu selon les principes de conception de capacité selon [1] de sorte qu'ils devaient rester élastique pendant l'expérience. Les poteaux ont été conçus avec HEA320 de S275JR et le poutre a été HEA240 de S275JR [3]. Les poteaux ont été orientés avec leurs axes mineurs dans le plan du portique tandis que le poutre a été traditionnellement orienté avec son grand axe. des connexions semi-rigide entre la poutre et les poteaux ont été réalisées par deux plaques de cisaillement à onglet soudés. La connexion entre la poteau et le portique du banc d'essai de laboratoire a également été conçu comme semi-rigide, car il est plus proche de la pratique réelle. Le poutre de déviation a été réalisée par HEA140 de S275JR. Diagonales, qui sont les éléments dissipatifs, ont été conçus comme soudé bâtie « en forme de H » éléments. En raison de leurs dimensions les diagonales modifiées ont été fabriquées par la technologie manuelle d'assemblage et de soudage. Selon le concept, la nappe de l'armature est interrompue dans la partie médiane et la plaque d'âme plus épaisse est insérée là. La dernière opération est manuelle, donc nous pouvons nous attendre présence d'imperfections géométriques qui ne sont pas totalement conformes aux tolérances standard [4] et les effets des contraintes résiduelles post-soudage. Le commentaire ci-dessus est important pour ceux qui veulent établir un modèle de FE avec les imperfections de contreventement initiales. Quelques lignes directrices utiles se trouvent dans [19]. connexion de chevilles entre les diagonales et le portique a été fourni par des boulons ajustés classe M36 10,9. Le jeu entre le boulon et le trou est de 0,3 mm. la nappe de l'armature est interrompue dans la partie médiane et la plaque d'âme plus épaisse est insérée là. La dernière opération est manuelle, donc nous pouvons nous attendre présence d'imperfections géométriques qui ne sont pas totalement conformes aux tolérances standard [4] et les effets des contraintes résiduelles post-soudage. Le commentaire ci-dessus est important pour ceux qui

veulent établir un modèle de FE avec les imperfections de contreventement initiales. Quelques lignes directrices utiles se trouvent dans [19]. connexion de chevilles entre les diagonales et le portique a été fourni par des boulons ajustés classe M36 10,9. Le jeu entre le boulon et le trou est de 0,3 mm. la nappe de l'armature est interrompue dans la partie médiane et la plaque d'âme plus épaisse est insérée là. La dernière opération est manuelle, donc nous pouvons nous attendre présence d'imperfections géométriques qui ne sont pas totalement conformes aux tolérances standard [4] et les effets des contraintes résiduelles post-soudage. Le commentaire ci-dessus est important pour ceux qui veulent établir un modèle de FE avec les imperfections de contreventement initiales. Quelques lignes directrices utiles se trouvent dans [19]. connexion de chevilles entre les diagonales et le portique a été fourni par des boulons ajustés classe M36 10,9. Le jeu entre le boulon et le trou est de 0,3 mm. Le commentaire ci-dessus est important pour ceux qui veulent établir un modèle de FE avec les imperfections de contreventement initiales. Quelques lignes directrices utiles se trouvent dans [19]. connexion de chevilles entre les diagonales et le portique a été fourni par des boulons ajustés classe M36 10,9. Le jeu entre le boulon et le trou est de 0,3 mm. Le commentaire ci-dessus est important pour ceux qui veulent établir un modèle de FE avec les imperfections de contreventement initiales. Quelques lignes directrices utiles se trouvent dans [19]. connexion de chevilles entre les diagonales et le portique a été fourni par des boulons ajustés classe M36 10,9. Le jeu entre le boulon et le trou est de 0,3 mm.

Le montage expérimental est représenté sur la Figure. 9.8. Il est composé de support support, le système de chargement (vérin hydraulique), du système de stabilisation et le modèle expérimental (échantillon d'essai). L'expérience est réalisée dans un plan horizontal. La charge est quasi-statique appliquée par déplacement contrôlé dans la partie supérieure du portique. Le protocole de chargement est l'historique de déplacement avec des amplitudes symétriques incrémentée d'étapes, en accord avec les recommandations de la ECCS [5]. Pour obtenir des informations sur les souches et les déplacements des diagonales, des jauges de contrainte (SG) et des capteurs de déplacement inductif (STI) ont été installés.



Légende

- 1 - Appui support;
- 2 - actionneur hydraulique;
- 3 - Structure de stabilisation;
- 4 - spécimen.

Figure. 9.8: Set-up d'essai

9.4.1.3 Essais de traction sur le matériau

des essais de traction standards ont été effectués pour tous les matériaux utilisés pour les éléments dissipatifs (diagonales) du système. Deux liens plats standard de 4 mm et quatre de la tôle de 5 mm ont été prises. Les essais ont été effectués selon la norme ISO 6892-1 [6] avec la vitesse de déformation 3 mm / minute. Les éprouvettes de matériau ont démontré un comportement ductile, typique pour acier à faible teneur en carbone, mais la limite d'élasticité effective de la tôle d'acier de 5 mm d'épaisseur significativement différente de la valeur déclarée dans le certificat de matériau.

9.4.1.4 Résultats des tests cycliques

essais cycliques avec des renversements complets de déformation conformes aux recommandations du CECM [5] ont été effectués. Tous les éléments critiques (chevilles) sont successivement chargés en traction et en compression. Les boucles d'hystérésis obtenues sont caractérisées par le type de CBF effet de pincement. dégradation de la résistance presque constante a été observée dans le deuxième et le troisième cycle avec une amplitude constante. La dégradation semble être environ 15% de la résistance initiale. La même baisse des courbes épine dorsale est proposée dans les modèles de liaison non linéaires, décrites aux sections 5 et 6 de la brochure.

Il était prévu que le chargement du vélo devrait se poursuivre jusqu'à la rupture dans la diagonale due à la fatigue oligocyclique épuisement de la ductilité des diagonales. Cependant, l'état limite mentionnée ci-dessus n'a pas été atteint et le test est terminé jusqu'à épuisement du bras de travail du piston. L'étage des boucles d'hystérésis du portique et de la boucle de cycle unique sont illustrés dans Figure. 9.9. Malheureusement, en raison d'un problème technique dans les dispositifs d'enregistrement, les cycles dans des directions positives après le déplacement sur le toit de 70 mm n'ont pas été déclarés correctement. Telle est la principale raison de la présence de lignes droites dans le premier quadrant Figure. 9.9. C'est important à souligner que lors de l'essai ne soit voilement local dans la RS ou MS a

été observée - Figure. 9.. déplacement transversal maximum de la section médiane hauban a été également un point d'intérêt. En raison de son ampleur relativement importante, celle-ci a été mesurée manuellement.

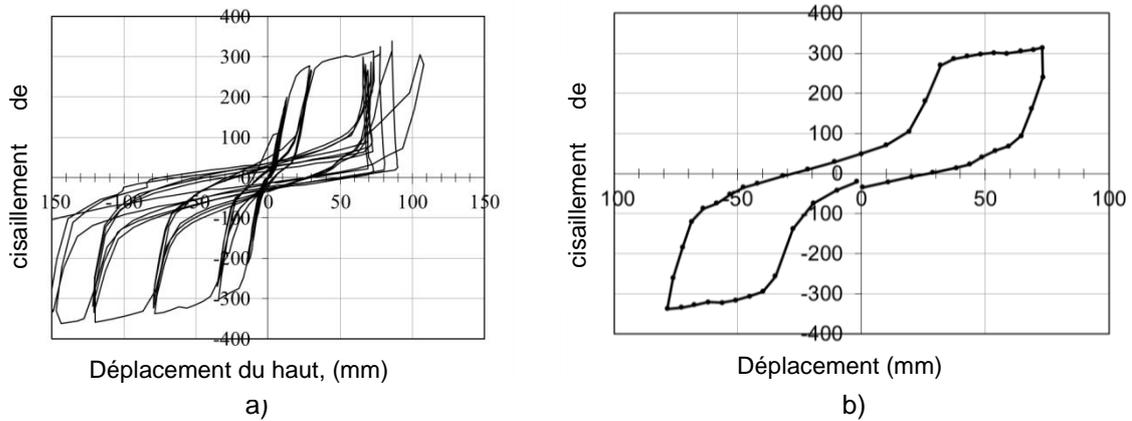


Figure. 9.9: Boucles d'hystérésis de l'ossature, a) dans son ensemble; b) le cycle 15 seulement



une)



b)

Figure. 9.10: Dernier groupe de cycles, a) la forme de instabilité paire de diagonales; b) MS fléchi lors de l'instabilité de la diagonale

Les expériences ont démontré que la rigidité de la poutre de déviation est important et directement affecte le type de mécanisme plastique de la CBF. En fonction de la rigidité et la résistance de la poutre de division, deux types de mécanismes ont été identifiés: soit les deux diagonale flambe ou une seule diagonale -Figure. 9.10

une)



b)

Figure. 9.10: Influence de la poutre de déviation, a) le mécanisme de plastique défavorable; b) la flexion de la poutre de déviation

Ce dernier mécanisme doit être évité, car elle conduit à une concentration des déformations plastiques et l'évacuation prématurée de ductilité de la diagonale ou de la réduction de la diagonale cyclique.

9.4.1.5 Résultats des tests monotones

Des tests classiques monotones ne sont pas inclus dans le programme expérimental, mais les courbes de capacité ont été obtenues à partir du résultat de tout premier cycle du groupe de trois. Les résultats sont reportés sur Figure. 9.11. approximation bilinéaire a également été ajouté.

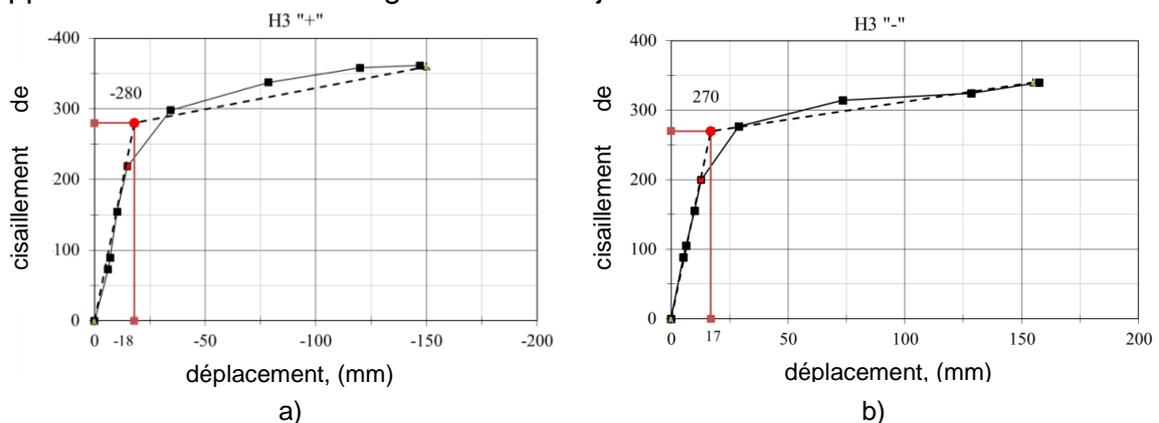


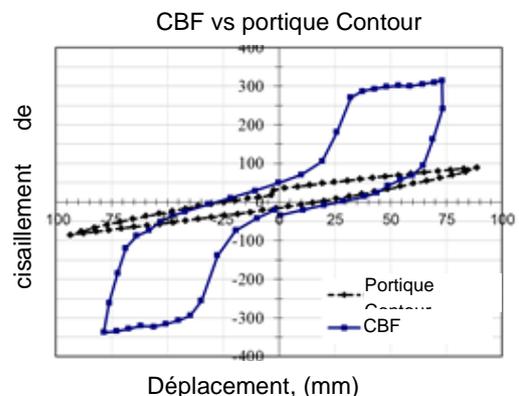
Figure. 9.11: Courbe de capacité, a) direction positive; b) le sens négatif

9.4.1.6 Essai de portique en H

La participation du portique en H dans la capacité résistance, la rigidité et la dissipation de la CBF est une question d'intérêt. Il a été étudié en effectuant un seul test de cycle du portique en H nu (sans diagonales). Deux cycles complets avec des amplitudes différentes ont été appliquées. L'installation de test et les résultats sont illustrés dans Figure. 9.12.



une)



b)

Figure. 9.12: Portique en H, a) mise en place du test; b) superposition des boucles d'hystérésis

Comme attendu, le portique en H a une rigidité beaucoup plus faible par rapport au cas où il est serré. Malgré cela, sa rigidité a un impact très positif à la réduction de l'effet de pincement d'hystérésis et améliore la capacité de dissipation du système. Il convient de noter que, pour obtenir une certaine capacité d'auto-centrage du système, le portique en H doit être maintenue pratiquement élastique et fixant le poutre de fractionnement sur les poteaux semble avantageuse. Cette question sera présentée à la section 9.6 et quelques commentaires supplémentaires peuvent être lu là.

9.4.2 Simulations numériques

Série de simulations numériques avec Seismostruct [7] et le logiciel ANSYS [8] ont été réalisées en vue d'une meilleure compréhension du comportement cyclique de l'échantillon. La comparaison entre la boucle d'hystérésis expérimentale et un numérique obtenu démontre un bon accord (Figure. 9.13).

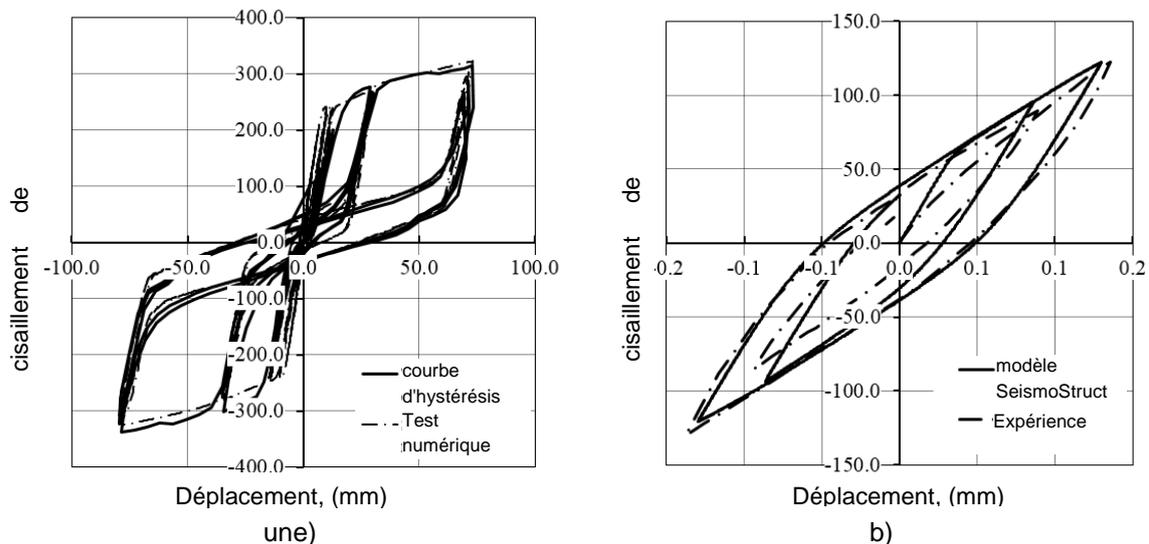


Figure. 9.13: Comparaison des résultats numériques et d'essai, a) réponse cyclique de l'ossature; b) réponse de portique en H

Le modèle numérique a été utilisé pour extraire les relations de réponse cycliques contreventement simple qui forment la base pour l'étalonnage des courbes de squelette utilisées pour l'analyse non linéaire réalisée dans la section 6. Le modèle ANSYS a été utilisé pour l'analyse sophistiquée d'un seul comportement diagonale. Le modèle de matériau calibré de Chaboche [9] et FE de type SHELL181 avec un maillage de 10 mm ont été utilisés. Le modèle FEM a prouvé que les déformations plastiques causées par le renfort sont dirigées vers la MStandis que les excursions de tension causées par la tension sont réalisées à l'intérieur de RS. La forte section (SS) présente un comportement élastique prouvé le concept initial. Le modèle ANSYS (Figure. 9.14) A également été utilisé pour obtenir l'étage de gamme de contrainte dans les sections critiques et pour effectuer les contrôles de fatigue à faible cycle.

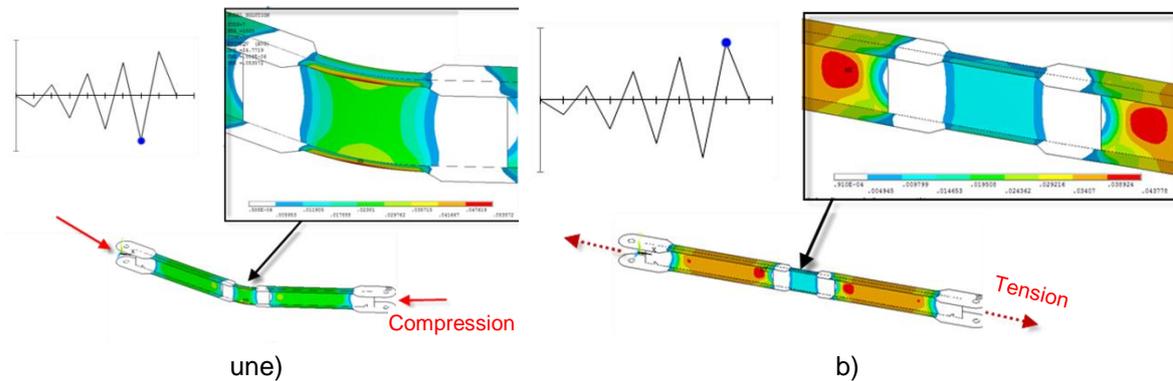


Figure. 9.14: FEA par ANSYS, a) déformations plastiques en compression; b) déformations plastiques en tension

9.4.3 Comparaison entre les modèles expérimentaux et analytiques

La validité du modèle en treillis analytique a été examinée par comparaison entre les résultats théoriques et expérimentaux pour le cisaillement à la base de l'étage. Le cisaillement à la base théorique d'étages et le déplacement haut étages ont été calculés en utilisant Eq. (9.1) et Eq. (9.3), Respectivement, avec les propriétés des matériaux réels. Les courbes expérimentales et des approximations bi-linéaires sont illustrés dans Figure. 9.11. Table 9.1 montre la comparaison entre les forces de cisaillement expérimentales et théoriques. Calcul des A_y est basée sur l'hypothèse selon laquelle toute la longueur de la diagonale est allongée élastiquement à des souches $\epsilon_y = 0,002$. Les résultats des tests pour l'échantillon H3 ont été utilisés à titre de comparaison, où les abréviations H3" + » et H3" - » indiquent le sens positif et négatif de la charge. Il est mentionné que le modèle théorique est pleinement conforme aux recommandations de [1] pour CBF diagonales croisées. Il est prévu que les résultats théoriques de la résistance du portique est plus faible que les résultats des tests monotones en raison de l'exclusion de la paire comprimée de diagonales et le portique en H dans le modèle théorique. Cette tendance est prouvée par la comparaison des forces de cisaillement de base rapporté dans Table 9.1. Il convient de noter que le modèle théorique marque très bien le point de la courbe de performance capacité bilinéaire, indiquée par point rouge Figure. 9.11. En raison de sa simplicité et le respect de [1], le modèle de treillis avec la tension diagonale n'est considéré comme le plus approprié pour la pré-dimensionnement de CBF-MB.

Table 9.1: force de cisaillement théorique vs expérimentale

Spécimen	$V_y, \text{ exp - bilinéaire avril}$	V_y, e	$V_y, \text{ exp} / V_y, e$	$D_y, \text{ exp - bilinéaire avril}$	D_y, e	$D_y, \text{ exp} / D_y, e$
-	kN	kN	-	Mm	mm	-
H3" + »	-280,0	-199,65	1,402	-18,0	-16,66	1,08
H3" - »	270,0	199,65	1,352	17,0	16,66	1.02

Un autre aspect intéressant est le rapport entre (drift étages) global et la ductilité locale (déformations plastiques) du système. La méthodologie utilisée pour l'obtention d'allongement plastique finale dans le domaine de la réduction des sections de support est rapporté dans [30]. L'allongement à la déformation moyenne dans les paires d'éléments en diagonale a été estimé à 3,315% et 3,195%, respectivement.

Le dernier point d'intérêt est la comparaison des résultats pour le déplacement transversal maximal de la diagonale f mi-section. Le f de déplacement a été mesurée lors de l'essai et on compare ci-après avec les résultats théoriques dérivé de Eq. (9.4). Il convient de rappeler que Eq. (9.4) est valide lorsque le poutre de déviation est correctement rigide pour forcer les deux diagonales comprimées à boucle presque simultanément. Comme il n'a pas été le cas dans le test, certains ajustements de l diagonale raccourcissement dans la paire a été fait. Comparaison des résultats théoriques et d'essai montre Table 9.2.

Table 9.2: déplacement transversal à mi-section théorique vs. expérimental

cycle Non	f, exp	top displ.	ôd	f, e	f, e / f, exp
-	mm	mm	mm	Mm	-
12	72,94	34,36	10,31	140,69	1,93
15	145,89	78,49	23,55	212,63	1,46
18	248,01	120,01	36,00	262,92	1,06
21	271,52	147,12	44,14	291,11	1,07

Il ressort de la dernière poteau avec une augmentation du déplacement haut, concordance des résultats améliore. Cela est attribué au fait que l'hypothèse de dérivation Eq. (9.4) repose sur la forme déformée polygonal pré-supposé de la diagonale bouclée. L'augmentation du drift de l'étage, la forme déformée de la paire de diagonales comprimé se rapproche de celui représenté sur Figure. 9.6.

9.4.4 Etats-limites selon essais cycliques

essai cyclique a été réalisée en conformité avec le protocole de chargement initial et se termine par atteindre la limite de la course de travail de l'actionneur. Il faut dire que l'échantillon a atteint ni rupture, ni effondrement global. D'autre part, le test a été effectué sans tenir compte des forces axiales dans les poteaux de portique, donc des effets P-A ne sont pas inclus dans le test. Pour la reconnaissance de la limite énonce les recommandations de la FEMA-356 [10] ont été suivies. Relation entre les définitions de la FEMA-356 et le manuel de conception en cours sont donnés dans Table 9.3. De plus, ont été mis en œuvre certaines hypothèses prudentes en raison du manque de preuves matérielles pour l'influence des effets P-A sur le comportement du portique expérimental.

Table 9.3: états limites

les niveaux de performance structurelle selon la FEMA 356	FEMA 356 étage rapport de drift	Les états limites adoptés dans cette brochure	estimation expérimentale
Occupation immédiate (IO)	0,50%	ELS	0,625%
Life Safety (LS)	1,50%	ELU	1,89%
prévention Collapse (CP)	2.00%	CPLS	3.00%

Tout d'abord important performance des diagonales lors de l'expérience est apparu au cours du cycle 12, à la drift entre les étages de 25 mm qui est égale à la drift rotation de 0,625%. A ce stade, le ELS a été défini. Au cours de ELS les diagonales comprimées ont bouclé et la force de tension interne produite premier performance. ELU a été reconnue lors du cycle 15 lorsque la tension supplémentaire qui donne des diagonales a été observée et une défaillance de la soudure mineure dans les connexions de portique semi-rigide a été notée. ELU a été enregistrée à la drift entre les étages de 75,8 mm qui est égale à la drift de rotation 1,89%. CPLS a été examiné au cycle 18, à la drift entre les étages de 121 mm qui est égale à la drift rotation de 3,00%. Pendant CPLS pas de fracture de instabilité ou de la section locale a été observée dans les diagonales. Soudures dans le portique des connexions semi-rigides ont échoué.

9.4.5 Fatigue oligocyclique

essai cyclique d'amplitude constante diagonale unique n'a pas été effectué au cours du programme expérimental. Afin de trouver des relations entre MB endurance d'allongement cyclique et raccourcissement, un ensemble de modèles éléments finis par ANSYS a été réalisée. L'amplitude de raccourcissement de renfort axial et l'allongement, AD était variée et l'historique de la souche a été obtenue. Les données pour l'endurance cyclique de matériaux similaires a été trouvé dans la littérature technique [11], [12], [13] -Figure. 9.15. Sur la base des résultats numériques pour la déformation maximale et le nombre de reprises d'analyse numérique et les données de la littérature technique, les auteurs proposent la formule Eq. (9.6). Il présente la relation entre l'amplitude de la déformation axiale, AD correspondant au nombre de cycles à la rupture, N. La formule proposée a été déplacée vers le côté en toute sécurité avec un rapport moyen de 0,533 et un écart type de 0,339.

$$\delta_d(N) = 110 - 52 \log(N) \quad \text{Eq. (9.6)}$$

Les résultats de CBF-MB essai cyclique selon le protocole de chargement de ECCS [5] et les données de mesure pour le déplacement transversal d' diagonale maximale ont été utilisés pour le contrôle de la fiabilité Eq. (9.6). pour l'diagonale la plus

chargée de l'échantillon H3 L'indice Dommages (DI) a été déterminée par Eq. (9.6) et la règle de Palmgren-Miner [14], [15], [16]. Valeur de $DI = 0,752$ a été calculé. Ensuite, les MSs de spécimen H3 ont été détectés pour la surface et à proximité des discontinuités du sous-sol adjacents par inspection par particules magnétiques (MPI) et contrôle par ultrasons.

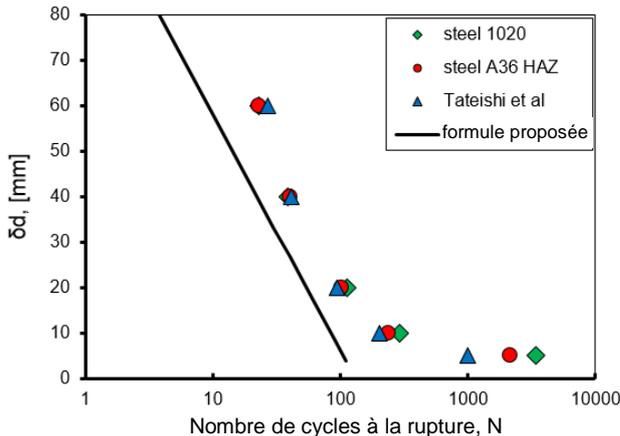


Figure. 9.15: Relation entre le déplacement axial de la diagonale et le nombre de cycles à la rupture

ont été soumis à MPI et pas de fissures de surface dans les brides ou les éléments de bande ont été détectés Deux des diagonales les plus chargées. Etant donné que l'épaisseur des brides MS est seulement de 5 mm, il peut être conclu qu'il n'y a pas de fissures dans la zone de bride de courbure maximale et que Eq. (9.6) est suffisamment conservateur et pourrait être utilisé pour la conception de fatigue oligocyclique CBF-MB.

9.5 RÈGLES DE CONCEPTION

Dans cette section, de brèves directives de conception sont résumées pour les CBF-MBs. Des recommandations sont données sur la pré-dimensionnement des diagonales modifiés appropriés et la conception des poutres de fractionnement. Étant donné que les CBF-MBs appartiennent à des configurations structurelles couvertes par l'Eurocode la procédure de conception proposée est conforme aux dispositions de [17] et [1].

9.5.1 Pré-dimensionnement

Comme mentionné précédemment (section 3), le système CBF-MB peut être supposé fonctionner comme treillis vertical avec uniquement la tension diagonale. A estimation grossière du nombre requis de systèmes de contreventement pour un bâtiment dans chaque sens (m) peut être effectué par Eq. (9.7).

$$m = V_{\text{building}} / V_{\text{storey}}$$

Eq. (9.7)

où V_{building} est le cisaillement de base total de l'immeuble et $V_{\text{étage}}$ est le cisaillement de l'étage d'un système CBF-MB, basé sur le modèle en treillis vertical - Eq. (9.1). La première section de poteau d'étages doit être choisie en tant que l'élément pour résister à la force axiale égale à:

$$N_{\text{column}} = M_{\text{ov}} / m.B \quad \text{Eq. (9.8)}$$

Lorsque M_{ov} est le moment de renversement du bâtiment et B est l'axe à axe distance entre les poteaux CBF-MB. Le premier choix de la section contreventement réduite à l'étage i -ème, peut être dérivé de Eq. (9.9) Où $V_{\text{étage}, i}$ est cisaillement à la base de l'étage i -ème étage et α_i est défini dans Figure. 9.5.

$$A_{\text{RS},i} = V_{\text{story},i} / f_y \cdot \cos \alpha_i \quad \text{Eq. (9.9)}$$

La méthode ci-dessus ne donne que les grandes orientations générales pour la conception du système.

9.5.2 Conception des diagonales modifiées et les Poutres de déviation

diagonales modifiées sont les éléments essentiels du système. Ils doivent répondre à la fois aux critères du chapitre 6 de [1], et les recommandations prescrites dans ce manuel. Comme l'illustre Figure. 9.2, Plusieurs zones avec des sections transversales différentes doivent être définies à l'intérieur de la diagonale modifiée. Pour leur conception correcte de la procédure suivante est proposée.

9.5.2.1 Longueur de MS, RS et TS

estimation de la première étape de la longueur l_d de renfort est modifié (de 0,375 à 0,40) l_d , où l_d est la longueur diagonale géométrique d'axe à axe. Recommandations pour la longueur de l'article modifié sont résumés par Eq. (9.10), Où l_{MS} est la longueur des MS. Il ne doit être ni trop courte puisque les souches de flexion sévères devraient s'y poser, ni trop longtemps, car cela pourrait provoquer forme en double instabilité de courbure. 9.10) donne la direction pour le choix de la section réduite LRS de longueur.

$$l_{\text{MS}} = (0.067 \div 0.085) l_d \quad \text{Eq. (9.10)}$$

$$l_{\text{RS}} \approx (0.3) l_d \quad \text{Eq. (9.10)}$$

9.5.2.2 Rapport de surface

La zone de RS devrait être estimée par Eq. (9.9). Afin de faire en sorte que la section réduite donnera en tension plutôt que la section modifiée, ce qui suit Eq. (9.11) doivent être respectées.

$$K_A = A_{MS} / A_{RS} \geq 1.4 \quad \text{Eq. (9.11)}$$

Où AMS est la zone de section modifiée et ARS est la zone de section réduite. Les dimensions de forte section (SS) et de la zone doivent être choisies pour fournir une réponse complète élastique dans la section nette pour la connexion des chevilles et de remplir les contrôles d'appui des boulons.

9.5.2.3 rapport de module

Afin de veiller à ce que la section modifiée a une capacité de flexion inférieure à la section réduite, même à l'étape de grandes déformations plastiques et durcissement par déformation, ce qui suit Eq. (9.12) doivent être remplies:

$$K_M = W_{pl,RS} / W_{pl,MS} \geq 2.0 \quad \text{Eq. (9.12)}$$

Lorsque, WPL, RS et Wpl, MS est la réduite et les modules en plastique de section modifiée, respectivement.

9.5.2.4 longueur effective de l'élément de diagonale modifiée

Comme il est inséré dans la section modifiée mi-longueur, la longueur réelle instabilité $l_{cr} = \mu \cdot l_d$ sera plus long que l_d . Une formule pour la longueur effective est proposé par Eq. (9.13), où $K_L = I_{RS} / I_{MS}$, $K_I = I_{MS} / I_{RS}$.

$$\mu = l_{cr} / l = 0.88 K_L^{(0.033)} \cdot K_I^{(0.1 \ln(K_L) - 0.36)} \quad \text{Eq. (9.13)}$$

Eq. (9.13) peut donner des écarts allant jusqu'à 10%, en fonction de la géométrie. Néanmoins, l'utilisateur peut effectuer une analyse de déformation élastique rapide d'une seule diagonale modifiée, basée sur le modèle de ossature FE pour obtenir le paramètre de modification μ particulier pour son cas de conception.

9.5.2.5 Limitation des élancements

Selon [1] diagonales de CBF avec la configuration de X doivent avoir élancement non dimensionnel dans la plage de $1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$. L'élancement efficace est défini par Eq. (9.14).

$$\lambda_{\text{eff}} = \frac{\mu \cdot l_d}{i_{RS}}, \quad \text{Eq. (9.14)}$$

où μ est le coefficient multiplicateur de la longueur effective définie par Eq. (9.13) et i_{RS} est le petit rayon de giration de la section réduite.

9.5.2.6 sélection préliminaire de la poutre de déviation

Des essais antérieurs et des études numériques ont démontré la formation possible de deux types de mécanismes de plastique étages nommés favorables et défavorables (Figure. 9.16). Le mécanisme est favorable lorsque les deux diagonales comprimées en a boucle de paire et les allongements plastiques sont dans la paire de diagonales tendues. L'une est défavorable lorsque seulement une de la paire de boucles diagonales comprimées et des rotules en plastique supplémentaires apparaissent dans le poutre de déviation ou même dans les poteaux (Figure. 9.16avant JC)). écart défavorableOUrables mécanismes pourraient être évitées par une conception appropriée de la poutre de division, assurant une résistance suffisante et rigidité à la flexion.

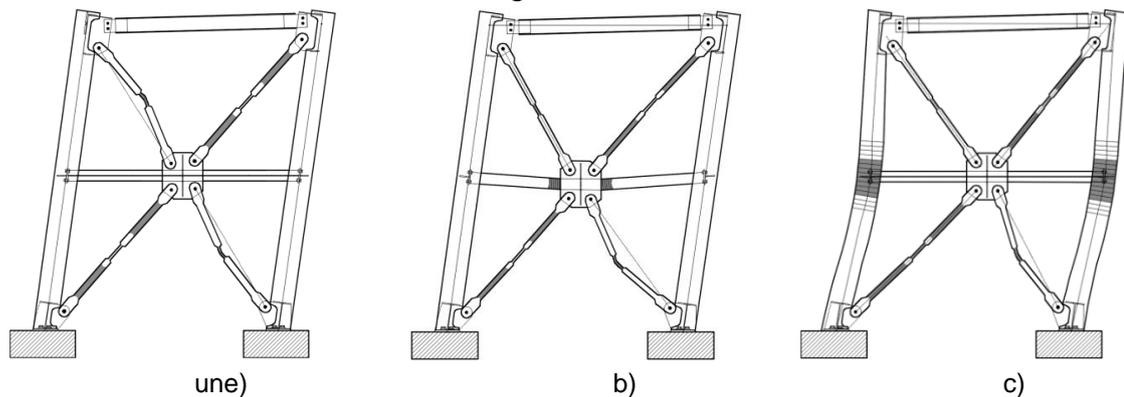


Figure. 9.16: Mécanismes plastiques: a) favorable; b) poutre de déviation faible; c) poteaux faibles

Le CBF-MB est proposé pour être conçu avec un poutre de fractionnement fixé sur les poteaux formant ainsi un portique en forme de H. poutre Fractionnement et des poteaux doivent rester élastiques jusqu'à atteindre ELU. De cette façon, certains avantages importants sont obtenus:

- Par élastique de portique H la capacité d'auto-centrage de la CBF-MB après les grandes excitations du tremblement de terre est accrue;
- -Portique H fournit rigidité tangente positif dans la gamme de zéro déplacements latéraux de la CBF-MB lorsque des déformations inélastiques entre diagonales se développent.

L'état limite, lorsque le portique en forme de H fournit une rigidité élastique suffisante et force ainsi la diagonale débouclée à se déformer par la suite est illustrée sur la Figure. 9.17. en supposant que les conservativement sont également tendus diagonales et ont souligné que la résistance post-instabilité du début diagonale

gauchi est négligeable, satisfaisant les équations d'équilibre commun révèle la formation de forces asymétriques horizontales et verticales. Ils peuvent être déterminés par 9.15) et 9.16), Où $N_{b,Rd}$ (Eq. (9.17)) Est la résistance au flambement de la diagonale selon [17] et χ est le facteur de réduction pour le premier mode de flambement calculée avec λ_{eff} .

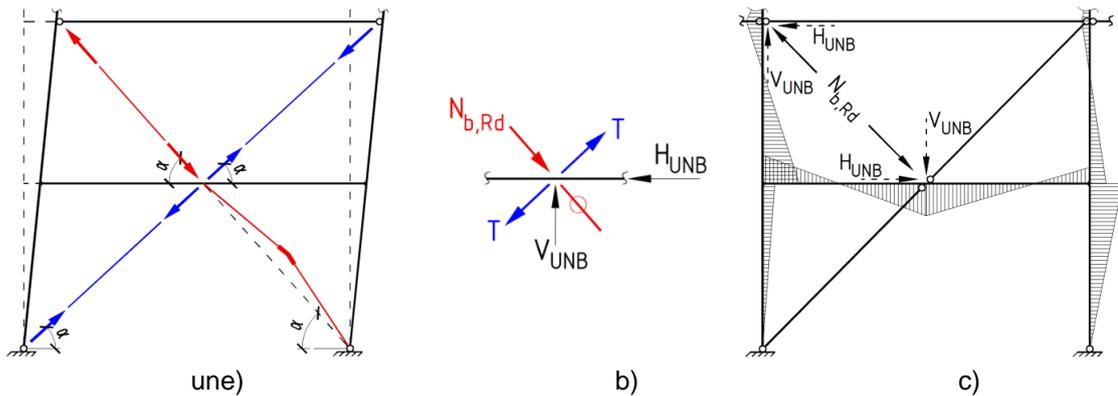


Figure. 9.17: A) étape « juste avant le instabilité »; b) les forces non équilibrées; c) les moments internes (MUNB) résultant des forces non équilibrées (cas de charge UNB)

$$V_{UNB} = N_{b,Rd} \cdot \sin \alpha \quad \text{Eq. (9.15)}$$

$$H_{UNB} = N_{b,Rd} \cdot \cos \alpha \quad \text{Eq. (9.16)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{RS} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{Eq. (9.17)}$$

Dans l'état considéré « juste avant instabilité » un cas avec des moments de flexion supplémentaires et les forces axiales (cas de charge UNB) dans l'étage H-portique se produit - Figure. 9.17c). Cet état doit être pris en compte dans la conception. Il peut être simulé dans le modèle d'analyse élastique en introduisant des forces déséquilibrées séparément pour chaque étage ou intégralement dans toutes les étages en même temps.

Il est également important de souligner que le Poutre de déviation doit être conçu de manière à éviter les effets Déversement instabilité, par exemple en satisfaisant Eq. (9.18).

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.40 \quad \text{Eq. (9.18)}$$

Conformément aux exigences de 4.4.2.3 (4) [1], les sections de Poutre de déviation et les poteaux sont choisis pour satisfaire Eq. (9.19). Cela prouve que dans tous les états de performances structurales, rotule en matière plastique peut apparaître dans la poutre de déviation, et non dans la poteau.

$$2.M_{Rc} \geq 1.3M_{Rb} \quad \text{Eq. (9.19)}$$

où M_{rc} et M_{Rb} sont les résistances de flexion conception du poteau et la poutre de déviation. Poutres Fractionnement doivent être conçus avec précaution en suivant les principes proposés car ils contrôlent la limitation des dommages et doivent être maintenus assez élastique et rigide afin d'empêcher la formation d'un mécanisme étages défavorable et les modes de instabilité diagonale hors du plan du portique.

9.5.2.7 conception des éléments non dissipatifs

Les éléments du CBF non dissipatif sont les poteaux, les poutres de plancher et des Poutres de déviation. Les poteaux et les Poutres de déviation sont reliés de manière rigide alors que les poteaux et les poutres de plancher peuvent être simplement reliés ou partiellement ou totalement contenue. Tous les joints doivent être conçus de manière adéquate et l'existence de moments de flexion et les forces de cisaillement dans les poteaux et les poutres, définies par Eq. (9.20) à Eq. (9.28), Sont pris en compte dans la conception. Les forces internes, y compris les effets du second ordre ME, VE et NE dans le cas de charge sismique obtenue par l'analyse élastique (Figure. 9.18), Est multiplié par $1.1\gamma_{OV}\Omega_{min}\rho$ multiplicateur de capacité. Les trois premiers paramètres sont strictement conformes à [1] et le paramètre $\rho = 1,15$ est proposé par les auteurs pour tenir compte du surrésistance disponible du système et la résistance possible de instabilité réelle supérieure de la diagonale. Les forces asymétriques, formées dans le considéré comme « juste avant instabilité » état défini au point 5.2.6. et illustré Figure. 9.17 devraient être inclus dans la situation de conception. Les forces internes supplémentaires iduced par eux sont désignés ci-après par l'indice « UNB ».

Les poteaux doivent être conçus pour les forces internes creux Eq. (9.20) à Eq. (9.22). Ils doivent également remplir Eq. (9.19).

$$N_{col,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot N_E + N_{UNB} \quad \text{Eq. (9.20)}$$

$$M_{col,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot M_E + M_{UNB} \quad \text{Eq. (9.21)}$$

$$V_{col,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot V_E + V_{UNB} \quad \text{Eq. (9.22)}$$

Les forces de conception pour les Poutres de déviation doivent être obtenus par Eq. (9.23) à Eq. (9.25). Les conditions Eq. (9.19) et Eq. (9.18) sont satisfaits aussi bien.

$$N_{sb,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot N_E + N_{UNB} \quad \text{Eq. (9.23)}$$

$$M_{sb,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot M_E + M_{UNB} \quad \text{Eq. (9.24)}$$

$$V_{sb,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot V_E + V_{UNB} \quad \text{Eq. (9.25)}$$

Les forces de conception pour les poutres de plancher doivent être obtenus par Eq. (9.26) à Eq. (9.28).

$$N_{b,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot N_E + N_{UNB} \quad \text{Eq. (9.26)}$$

$$M_{b,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot M_E + M_{UNB} \quad \text{Eq. (9.27)}$$

$$V_{b,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot V_E + V_{UNB} \quad \text{Eq. (9.28)}$$

9.5.3 Dimensionnement par analyse élastique linéaire

CBF-MB est un système structurel appartenant à la famille des portiques contreventé. En ce sens, les exigences pour la conception élastique de CBF-MB doivent être conformes à la norme EN 1998-1 [1]. Dans cette section, seELU quelques spécificités seront soulignés.

9.5.3.1 Simulation

Le CBF-MB peut être analysé de manière fiable par un modèle linéaire élastique avec FEs de poutres appropriés. Les éléments simulant les diagonales modifiés sont définis par la section en forme de H constante avec des caractéristiques de RS et reliés au portique par des liaisons simples chevilles. Les poteaux sont modélisés comme une poutre continue les étages. Les joints entre les poteaux et les poutres de plancher et des bases de poteaux peuvent être modélisés comme nominalement pinned.

Liée à la géométrie du système, deux types différents de modèles structurels sont proposés, le modèle et le modèle de treillis de décalage commun nommé axe à axe (CL-à-CL). Il est recommandé que seELU les décalages des diagonales et des joints de poutres de plancher doivent être pris en considération. Illustration est présentée dans Figure. 9.18.

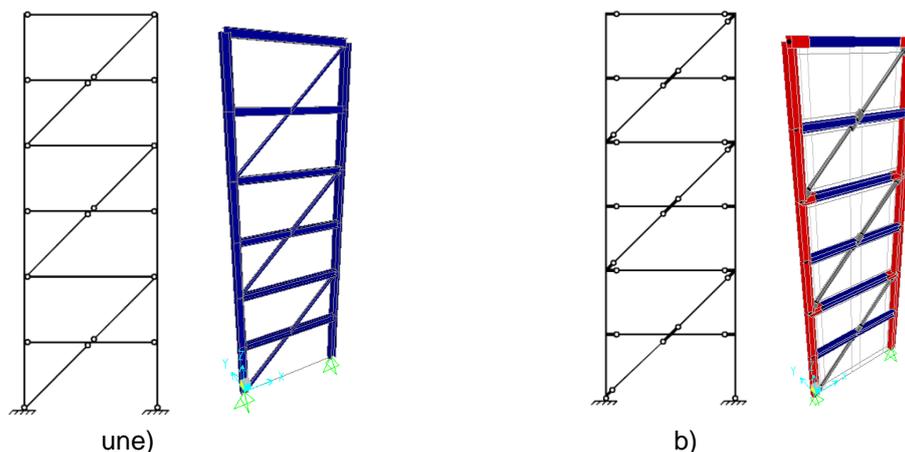


Figure. 9.18: Modèles pour l'analyse élastique. a) modèle CL-à-CL; b) le modèle mixte décalé

9.5.3.2 Analyse structurale et facteur de comportement

La structure doit être conçue comme ayant un comportement de la structure dissipative et appartenant à la classe de ductilité DCH structurelle. Il est recommandé d'utiliser l'analyse du spectre de réponse Multi-Modal, avec un facteur de comportement $q = 5,0$ proposé.

9.5.3.3 Limitation du drift et entre effets de 2e ordre

Limitation du drift entre les étages doit remplir 4.4.3.2. et l'effet de second ordre doit être vérifié et inclus respectivement par 4.4.2.2. [1].

9.5.3.4 Diagonales

L'élanement non-dimensionnelle effectif de la diagonale calculé par Eq. (9.14) devrait rencontrer Eq. (9.29).

$$1.3 \leq \bar{\lambda}_{eff} \leq 2.0 \quad \text{Eq. (9.29)}$$

Selon 6.7.3 de la norme EN 1998-1 [1] la conception des diagonales doit être basée sur la résistance du performance $N_{pl, Rd}$ de la section transversale brute, qui est de M_0

$$N_{pl, Rd} = A_{RS} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Eq. (9.30)}$$

Les connexions des diagonales aux poutres de plancher et les Poutres de déviation doivent satisfaire les règles de conception de 6.5.5. de [1].

9.5.3.5 Comportement global dissipatif

Afin d'obtenir un comportement global dissipatif homogène de la structure, le rapport surrésistance maximal Ω_{max} sur toute la structure ne doit pas différer de la valeur minimale Ω_{min} de plus de 25% comme indiqué dans Eq. (9.31).

$$\Omega_{MAX} / \Omega_{MIN} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (9.31)}$$

Les auteurs recommandent que les deux étages supérieurs du bâtiment sont interprétées conformément à la clause 6.7.3 (4) de [1], Eq. (9.29) dans la plupart des cas semble trop conservatrice.

9.5.4 Dimensionnement par analyse statique non linéaire

Le modèle structurel de décalage de joint proposé dans l'article 5 doit être mis à niveau pour l'analyse statique non linéaire avec plasticité concentré et la plage du comportement de l'élément est étendue à un post-performance et le comportement post-instabilité en introduisant différents types de rotules. La répartition de la force

latérale adoptée dans la brochure est proportionnel au premier mode naturel de vibration. Les effets P-A peuvent être pris en compte par la modélisation de la « poteau se penchant ». Selon 5.3.2 (3) de la norme EN-01/01/1993 [17], l'imperfection initiale d'oscillation de la ossature est représenté par inclinaison initiale du poteau $\Phi = \Phi_0 \cdot \alpha h \cdot \alpha m$. A chaque joint du poteau penchée une force verticale correspondant à la masse de sol attribué est affecté. Figure. 9.19 illustre le modèle structural pour l'analyse statique non linéaire.

Le modèle démontré ici est basé sur SAP2000 [18]. Deux types de rotules sont proposées dans le projet. Diagonale réponse inélastique est simulée par P-rotule insérée dans son point médian. Pour le poutre et les sections de poteau avec des déformations plastiques de flexion potentiels, les rotules sont utilisées PM (Figure. 9.19, B). La courbe d'épine dorsale de la diagonale P-rotule est illustré à la Figure. 9.20. Il est constitué par les caractéristiques géométriques et élancement de l'élément d diagonale et de la force nominale de la matière -Table 9.4. Les points de post-production et caractéristiques de post-flambement sont adoptées selon la FEMA-356 [10]. La courbe de squelette est comparée à la courbe cyclique obtenu par modèle de plasticité distribuée d diagonale unique dans Seismostruct [7] et calibré avec des résultats de test.

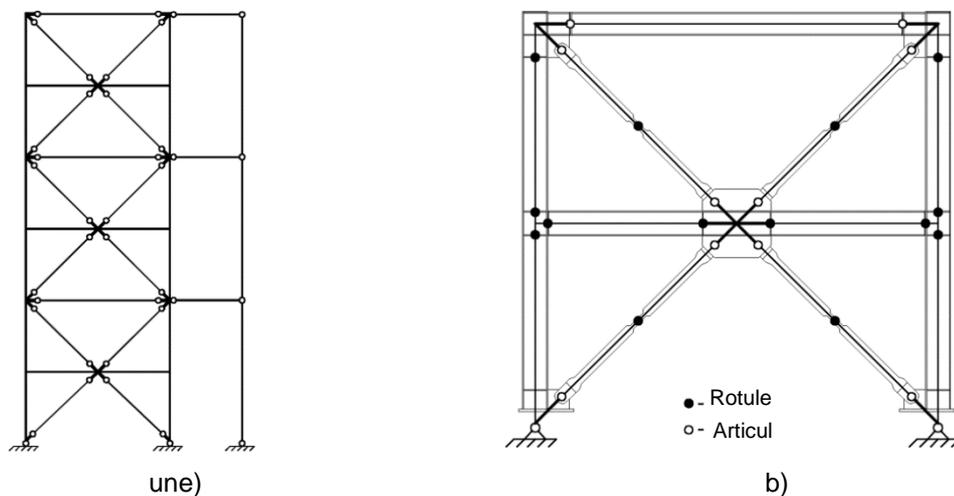


Figure. 9.19: Modèle d'ossature pour l'analyse statique non linéaire. a) Vue d'ensemble; b) emplacements de rotule

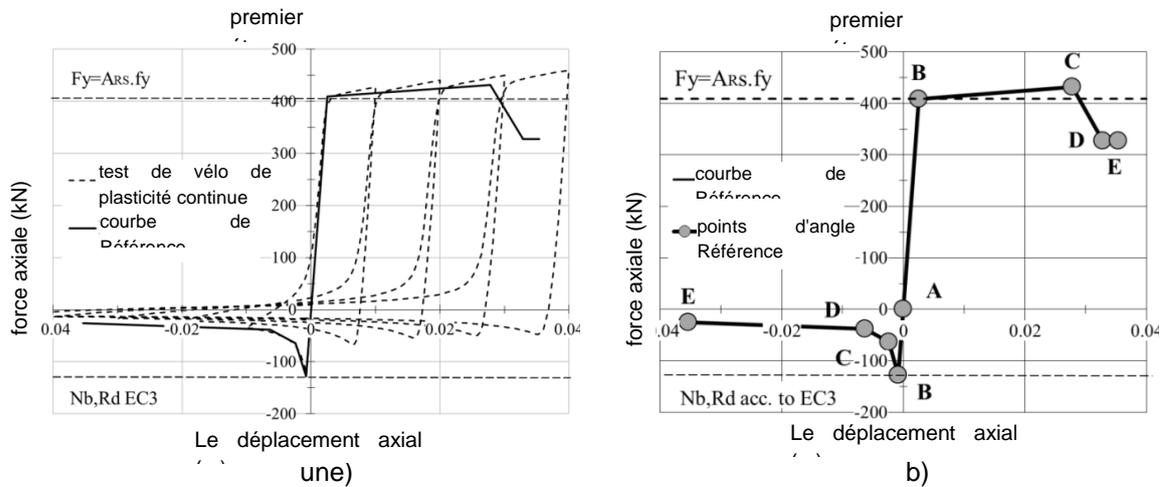


Figure. 9.20: Courbe de référence: a) comparaison avec le modèle calibré d'essai; b) la courbe de référence pour l'analyse

Table 9.4: Courbe de référence - points caractéristiques.

Point	Tension		Point	Compression	
	Obliger	Déplacement		Obliger	Déplacement
UNE	0	0	UNE	0	0
B	$F_y = ARS.f_y$	D_y	B	Nb, Rd	AC
C	FSH	$11\Delta_y$	C	$0.5Nb, Rd$	$3\Delta_c$
ré	$0.8F_y$	$13\Delta_y$	Ré	$0.3Nb, Rd$	$8\Delta_c$
E	$0.8F_y$	$14\Delta_y$	E	$0.2Nb, Rd$	$14\Delta_y$

Le suivant Eq. (9.32) à Eq. (9.36) est utilisé pour la définition des points caractéristiques. Nb, Rd est la résistance au flambement de la diagonale selon [17] et χ est le facteur de réduction de gondolement.

$$\Delta_y = f_y \cdot L / E \quad \text{Eq. (9.32)}$$

$$F_y = A_{RS} \cdot f_y \quad \text{Eq. (9.33)}$$

$$F_{SH} = F_y + (F_y / \Delta_y \cdot 0.005) \cdot (11\Delta_y) \quad \text{Eq. (9.34)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_{RS} \cdot f_y \quad \text{Eq. (9.35)}$$

$$\Delta_C = N_{b,Rd} \cdot \Delta_y / F_y \quad \text{Eq. (9.36)}$$

rotules en plastique pour les Poutres de déviation et les poteaux sont de type rotule P-M3. La courbe d'interaction 'force axiale - moment de flexion' peut être définie en utilisant le [17] ou [10]. Les points caractéristiques de post-performance sont selon le point [10].

9.5.5 Dimensionnement par analyse dynamique non linéaire

Afin d'étudier la réponse en fonction du temps de l'ensemble du système et les éléments critiques, l'analyse dynamique non linéaire (NDA) doit être effectuée. Il fournit des informations sur les drifts globales et résiduelles et permet entre les étages au concepteur d'évaluer l'indice de dommages des éléments de contreventement causés par certains enregistrement sismique. Le modèle structural utilisé pour l'analyse statique non linéaire doit être modifié en remplaçant les barres de treillis et les P-rotules par multi-linéaire Lien plastique avec le type pivot d'hystérésis -Figure. 9.21.

Les effets P-A doivent être comptabilisés comme expliqué dans la section précédente. L'élément de liaison non-linéaire utilisé dans le modèle en SAP2000 est constitué de plusieurs paramètres calibrés avec les résultats expérimentaux. Les points de pivot pour diriger l'hystérésis de pivot sont situés par des paramètres α_1 , α_2 , β_1 et β_2 , présenté Table 9.5 ([18], [20]). Par définition appropriée du comportement d'hystérésis, le lien en matière plastique multi-linéaire nécessite la définition de la courbe de squelette (section 5.4.). Les données de test et les résultats numériques indiquent qu'il ya une diminution de la résistance cyclique d'environ 15%, ce qui est pris en compte (Figure. 9.21 b).

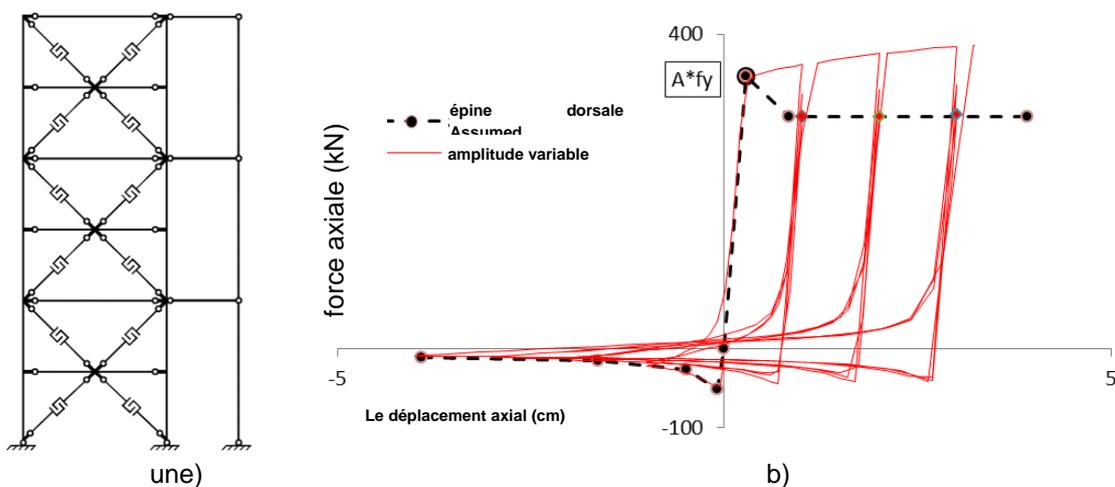


Figure. 9.21: Modèle pour NDA: a) Vue d'ensemble du modèle; b) la courbe de Référence

Table 9.5: Points de pivot - Description

paramètre de point de pivot	α_1	α_2	β_1	β_2	η
Valeur	100	0,1	0,02	0,4	0,0

9.6 ANALYSES ET CONCEPTION DE PORTIQUES 2D

Les équations, les propriétés des éléments, des recommandations de conception, des contrôles critiques et facteur de comportement proposé, dans la brochure, ont été vérifiées par des analyses numériques des images réelles de construction 2D avec CBF-MB en utilisant SAP2000. Au départ, les portiques ont été conçus par

l'analyse élastique pour ELU et ELS. Analyses statiques et non linéaires dynamiques suivies pour étudier leur comportement au-delà de la plage élastique et confirmer la valeur du facteur de comportement proposé $q = 5$.

9.6.1 Études de cas

9.6.1.1 Géométrie et hypothèses générales

L'étude de cas présentée ci-après est basée sur un plan portique CBF-MB extrait d'un bâtiment de trois étages, Figure. 9.22. Le portique se compose de trois baies de 8m avec des joints poutre-poteau nominalelement articulé et des bases de poteaux articulés. Les systèmes CBF-MB sont situés comme indiqué sur la figure. profils HEA laminés à chaud pour les poteaux et profils pour IPE poutres de plancher sont utilisés. l'action composite avec la dalle de béton ne sont pas considérés. Chaque CBF-MB est intégré au milieu de la baie. De cette façon poteaux du contreventement sont principalement chargés avec les forces axiales résultant de l'action sismique et le reste des poteaux de portique portent les charges de gravité. approche structurelle similaire peut être vu dans le système Fuseis-2 proposé par Vayas et al. [21], [22], [23].

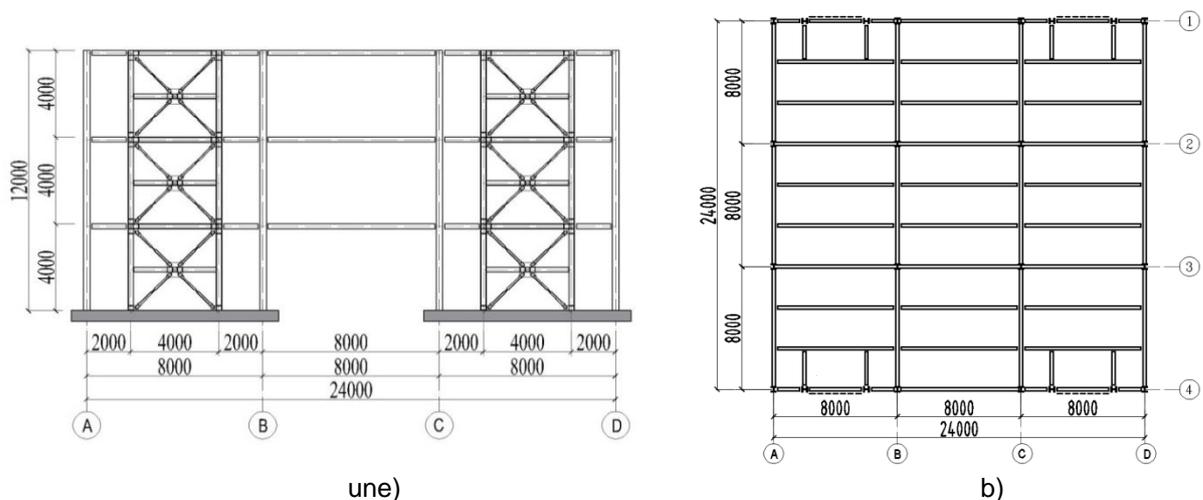


Figure. 9.22: Portique de 2D et vue en plan

Une pré-dimensionnement est réalisée pour des charges verticales. Table 9.6 résume les sections transversales des portiques principaux et les sections du système proposé pour la résistance sismique. Ces sections seront précisées par la suite par l'analyse du spectre de réponse (RSA).

9.6.1.2 Matériaux

Pour la conception des éléments dissipatifs (diagonales modifiés) nuance d'acier S235 est adopté et poteau conception de la qualité de l'acier est S355. poutres de plancher et les Poutres de déviation sont conçus par année d'études en acier S275.

dalles de plancher sont conçues par revêtement de métal Salut-Bond utilisé pour le coffrage seulement, le béton C25 / 30 et de renfort en acier B500B.

Table 9.6: Sections transversales de CBF et ossature du bâtiment

Étage	CBF – MB				Structure du bâtiment		
	Diagonales ⁵	Poteaux	poutres	fractionnement poutres	poteaux externes	poteaux internes	poutres
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	HEA 260	HEA 240	HEA 260	HEB 500	HEB 500	IPE 360 500 IPE
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEB 500	HEB 500	IPE 360 500 IPE
3	F75.4W90.4-M180.35-T12	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEB 500	HEB 500	IPE 360 500 IPE

9.6.1.3 charges et combinaisons de charges

Table 9.7 résume les hypothèses pour les charges de gravité et les paramètres de l'action sismique. Top charges de sol sont retenues pour terrasse sur le toit occupé.

Table 9.7: charges et actions

Les charges verticales	
Structure auto-poids (Gk1)	3,00 kN / m ²
Autres charges permanentes (plafond, plancher surélevé), (Gk2)	
- planchers intermédiaires	0,75 kN / m ²
- rez-de-toit (terrasse)	1,35 kN / m ²
murs périmètre, hauteur 4 étages mètres (GK3)	2,40 kN / m
charges imposées (catégorie B + cloisons mobiles):	
- planchers intermédiaires (Qk, 1)	3,00 kN / m ²
- rez-de-toit (terrasse) (Qk, 2)	2,00 kN / m ²
Action sismique	
spectre de réponse de modèle pour l'analyse élastique	Type 1
pic Référence accélération du sol	$u_{nEg, R} = 0,32 \text{ g}$
classe d'importance II (bâtiment ordinaire)	$\gamma_{je} = 1,0$
Type de sol	$\beta = 0,15$ (TB, TC s = 0,50 s)
coefficient de comportement proposé q	5.0
Rapport d'amortissement	5%
Facteurs pour une occupation de plain-pied dans la situation sismique de calcul	$\varphi = 0,80$ (taux d'occupation corrélée y compris toit-terrasse)
coefficient de combinaison sismique pour la valeur quasi-permanente des actions variables	$\psi_2 = 0,60, \psi_E = 0,48$

masses de sol par ossature embase sont résumés dans le Table 9.8. On suppose que la masse sismique totale est répartie à parts égales entre les deux CBF-MB

⁵ Les sections MB seront décrits par les abréviations qui doivent être lus comme suit: F (bride) 95,6 largeur 95 mm, épaisseur 6 mm; W (web) 120,5 largeur 120 mm, épaisseur 5 mm; - M (section modifiée) 180,45 longueur 180 mm, largeur de bride de 45 mm - T16 (épaisseur de la bande de MS) 16 mm.

dans les axes 1 et 4. Les effets de torsion excentricités des masses d'étage ne sont pas prises en considération dans cet exemple.

Table 9.8: Masses sismiques pour ossature contreventé

Etage 1 = masse 82,05 t	Etage 2 = masse 82,05 t	Etage 3 masse = 82,35 t
-------------------------	-------------------------	-------------------------

9.6.1.4 simulations

Le modèle structurel élastique linéaire est formé selon les règles données dans la section 9.5.3.1. Tous les joints entre les poutres de plancher et les poteaux CBF-MB sont nominalement articulés ainsi que les joints entre les poteaux de construction et des poutres de plancher en direction des axes 1, 2, 3 et 4. La dernière implique que toutes les charges latérales seront résistèrent par CBF-MB systèmes uniquement. Poteau (offset) à des diagonales joints sont nominalement articulé. Les joints entre les poutres et les poteaux de fractionnement sont supposées être la force rigide et pleine de sorte qu'ils sont modélisés comme continue. Ceci peut être réalisé par une connexion soudée ou une connexion cuissot boulonné. Les avantages de cette approche de conception ont été examinées à la section 9.5.2.6. bases de poteaux ont été conçues et détaillées comme articulé. L'analyse requiert un modèle élastique seule tension diagonale [1],

9.6.2 Conception pour les combinaisons statiques

caractéristique de la configuration structurelle démontré dans cette étude de cas est le fait que le système résistant sismique proposé (CBF-MB) est agencé de manière à être exempte de charges de gravité, ce qui exclut son propre poids. Étant donné que cette dernière est négligeable, la conception de la charge de gravité ne se présente pas. Il est évident que la situation de la conception parasismique est en vigueur pour le système CBF-MB et donc la combinaison du vent ne sera pas considéré.

9.6.3 Conception pour les combinaisons sismiques

RSA a été réalisée multimodaux. Les résultats de l'analyse sont résumés dans leTable 9.9. Le premier et le second modes activés plus de 90% de la masse totale.

Table 9.9: rapport de masse participante et les périodes

Non Mode	Eigen Période (s)	Participant massique (%)	rapport	Masse totale activée (%)
1	0,881	83,8		97,2
2	0,309	13,4		

Selon [1] lorsque $TC \leq T \leq TD$ l'accélération du spectre doit être supérieure ou égale à la limite inférieure. Depuis le premier mode domine la réponse, le contrôle peut être effectué parEq. (9.37):

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \geq \beta \cdot a_g, \quad \text{Eq. (9.37)}$$

où V_{tot} est le cisaillement de base total de l'analyse du spectre de réponse, P_{tot} est la charge verticale totale correspondant à la masse effective de la ossature en situation de projet sismique et $\beta = 0,2$ est le facteur limite inférieure de la gamme de conception horizontale. Le chèque prouve qu'il n'y a pas besoin d'augmenter le cisaillement de base (Table 9.).

Table 9.10: Contrôle de la limite inférieure du spectre de conception horizontale

V_{tot} (KN)	P_{tot} (KN)	V_{tot}/P_{tot}	ρA_g
234,2	2417,7	0,097	0,064

9.6.4 Conception détaillée

9.6.4.1 Limitation du drift entre les étages

En supposant que le bâtiment a des éléments non ductiles de structure de la vérification est:

$$d_r.v \leq 0.0075h = (0.0075).4000 = 30.0 \text{ mm}, \quad \text{Eq. (9.38)}$$

où $v = 0,5$ est le facteur de réduction [1], h est la hauteur de l'étage et d_r est la drift entre les étages de conception. Table 9.10 comprend les résultats de l'analyse pour chacune des étages.

Table 9.10: Limitation du drift entre les étages

étage	1	2	3
$r_{e, \text{ haut}}$ (Mm)	8.2	18,0	27.6
$r_{e, \text{ fond}}$ (Mm)	0,0	8.2	18.2
$r_{e,=}$ (De, dessus - de, en bas) q (mm)	41,0	49,0	47,0
$r_{e,v}$	20.5	24.5	23.5

9.6.4.2 effets P-delta

La sensibilité aux effets second ordre (P-D) est évaluée par le coefficient de sensibilité à la drift inter-étages θ donné par Eq. (9.39), Où P_{tot} et V_{tot} sont la charge totale de la gravité et au-dessus de l'étage considéré dans la situation sismique de calcul et étages de cisaillement sismique, respectivement, à l'étage à l'étude. Les valeurs calculées de θ sont énumérées dans

Table 9.11.

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \quad \text{Eq. (9.39)}$$

Table 9.11: effet de second ordre

Storey	1	2	3
$r_{e,=}$ (De, dessus - de, en bas) q (mm)	41,0	49,0	4., 0
P_{tot} / V_{tot}	2417,7 / 234,2	1612,8 / 193,1	807,9 / 129,6

θ	0,11	0,10	0,07
----------	------	------	------

La valeur maximale du coefficient de sensibilité est de $0,1 < \theta = 0,11 < 0,2$ et effets de second ordre peut être approximativement représenté par la multiplication des effets de cas de charge sismique par le multiplicateur $k\theta = 1 / (1-\theta) = 1,12$.

9.6.4.3 Conception des éléments dissipatifs

La section transversale nécessaire des diagonales modifiées est définie par l'enregistrement de la résistance plastique disponible de la section transversale réduite (RS): $N_{PL}, R_d \geq N_{Ed}$. Les effets de charge de calcul sont obtenues à partir de la combinaison de charge sismique $1.0.G_k, j + 0.48.Q_k, i + E$. Table 9.12 résume les sections vérifiées pour les diagonales de chaque étage. Il comprend également vérifier le comportement global dissipative homogène du système atteint lorsque les diagonales valeurs excédant les limites w diffèrent pas de plus de 25% de sa valeur minimum.

Table 9.12: Vérification des diagonales et vérification du comportement homogène dissipatif

Storey	Diagonale section transversale	aire de section transversale (mm ²)	N_{Ed} (KN)	N_{PL}, RS, R_d (KN)	$\Omega = \frac{N_{pl,RS,Rd}}{N_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} < 1.25$
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	1740	348,2	389,4	1.12	1,063
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	1450	279,9	324,5	1,16	
3	F75.4W90.4-M180.35-T12	960	180,0	214,9	1.19	

Table 9.13 résume la λ_z efficace d'élanement, les valeurs eff de diagonales modifiées obtenues par Eq. (9.14) et comparées aux valeurs obtenues par analyse de instabilité d'une seule diagonale modèle FE en SAP2000 [18].

Table 9.13: Élanement efficace des diagonales modifiés

Storey	Diagonale sections transversales	$\lambda_{z, \text{eff}}$ Eq. (5-7)	$\lambda_{z, \text{eff}}$ instabilité	écart [%]	$1.3 \leq \bar{\lambda}_{z, \text{eff}} \leq 2.0$
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	136,9	128,79	6,31	1,46
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	170,2	164,54	3,45	1,81
3	F75.4W 90,4-M180.35-T12	175,2	169,38	3,46	1,87

9.6.4.4 Vérification de capacité des éléments non dissipatifs

Les éléments de la CBF non dissipatif (poteaux, les poutres de plancher et les Poutres de déviation) sont réalisés suivant les critères de conception de capacité conformément à la Section 5.2.7 et Eq. (9.20) - Eq. (9.28). Le facteur d'amplification global pour les forces internes en cas de charge sismique et UNB est $1.1 \gamma_{\Omega} \Omega_{\text{min}}$

ρ , où $\rho = 1,15$. L'amplificateur de capacité totale est de 1,771. Il convient de rappeler que toutes les forces internes ont déjà été amplifiées aussi par $k\theta = 1,12$. Les coefficients d'utilisation des poteaux, des poutres de plancher et les Poutres de déviation ont été calculées selon les dispositions de [17]. Table 9.14, Table 9.15 et Table 9.16 présenter la vérification de l'élément non-dissipative.

Table 9.14: Poteaux CBF - vérification

Storey	Poteau section / Matériel	$N_{col, Ed}$	$M_{col, Ed}$	Facteur d'utilisation
1	HEA 260 / S355	-1141,1	131,6	0,991
2	HEA 260 / S355	-642,8	75,9	0,566
3	HEA 260 / S355	-264,3	63,2	0,331

Pour la conception de poutre de division, le critère de Eq. (9.18) gouvernait. Il est intéressant de noter que les sections doivent être vérifiées en fonction de module de section élastique.

Table 9.15: Vérification de poutre de déviation

Storey	poutre de déviation section transversale / Matériau	$N_{sb, Ed}$	$M_{sb, Ed}$	Facteur d'utilisation	$\bar{\lambda}_{LT}$
1	HEA 260 / S275	123,8	-148,7	0,734	0,394
2	HEA 240 / S275	107,7	-86,7	0,544	0,362
3	HEA 240 / S275	54,9	-83,5	0,499	0,365

Table 9.16: Vérification de la poutre de plancher

Storey	poutre de plancher section transversale / Matériau	N_{lit}	M_{lit}	Facteur d'utilisation
1	HEA 240 / S275	-504,0	-18,7	0,356
2	HEA 240 / S275	-360,5	-18,7	0,285
3	HEA 240 / S275	-156,6	-17,0	0,178

Il est recommandé que la taille de l'élément n'est pas réglé par la demande de force interne et plutôt être maintenue constante à proximité de tous les étages depuis poutres séparation avec des poteaux fournissent une rigidité élastique du portique, ce qui est essentiel pour une capacité d'auto-centrage du système après diagonales a donné.

9.6.5 analyses statiques non linéaires

9.6.5.1 Évaluation du comportement non linéaire des portiques

L'analyse statique non linéaire (pushover) est effectuée pour estimer la séquence et l'emplacement des rotules en plastique et le mécanisme d'effondrement atteint. L'influence des différents types de poutres de sol semi-rigide à joints de poteau est étudiée également. Grâce à l'analyse de jeu d'enfant est également vérifié le facteur de comportement proposé. Un modèle en treillis de décalage commun FE est créé dans SAP2000 [18] tel que décrit au point 5.3. la distribution de type triangulaire inversée de forces incrémentales horizontales est utilisé et les effets P-A sont pris

en compte par la modélisation d'une poteau penchée. Selon les règles de conception présentées dans 5.3, rotules en plastique de type P sont attribués dans les diagonales et les rotules en plastique de type P-M3 sont affectés dans des poteaux et des Poutres de déviation. Leurs emplacements dans le modèle d'analyse sont illustrés dans Figure. 9.19.

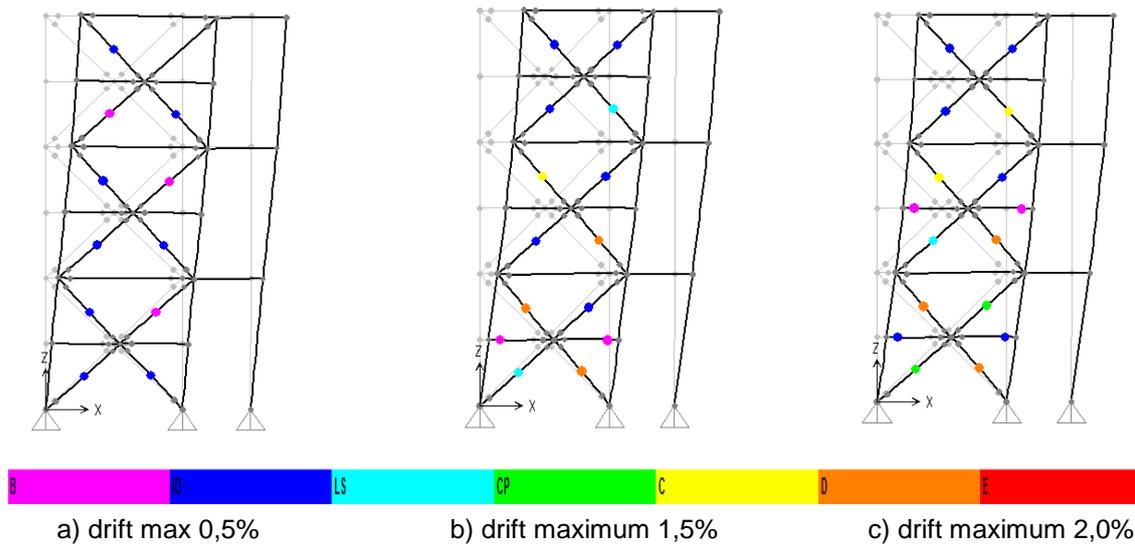


Figure. 9.23: Forme déformée et formation de rotule plastique au niveau de performance structurelle selon FEMA 356.

Les propriétés du modèle de plasticité concentré adopté pour les poteaux et les Poutres de déviation sont définis suivant les prescriptions de [10] et de l'état d'interaction M-N est supposé selon [17]. La distribution de la rotule en matière plastique résultant et la forme déformée CBF-MB sont présentés dans le Figure. 9.23. déformations plastiques se développent à l'intérieur des diagonales modifiés et aux grands drifts entre les étages (1,5% au-delà de ELU) donnant se produit également dans les Poutres de déviation en première et deuxième étages.

Afin d'évaluer la performance structurelle à différentes excitations sismiques, on a supposé introduit trois niveaux de conception liés à la ELS, ELU et états limites de CP. La courbe de la capacité résultante avec les états limites indiquées, et les mécanismes en matière plastique correspondantes sont illustrées dans Figure. 9.24. La distribution de la rotule en matière plastique à l'ELU se caractérise par considérable et régulier performance d'diagonales de traction et de déformation dans les comprimés à l'intérieur de la hauteur du bâtiment, le contour de ossature reste élastique. état limite de CP est caractérisé en cédant de la scissionpoutre et la concentration des allongements de diagonales inélastiques dans le premier étage. Les capacités de déformation des diagonales ne sont pas épuisés et toutes les poteaux restent élastiques. Le mécanisme prévu en plastique présentant une certaine plasticité distribuée sur toute la hauteur du portique est obtenue.

Les prescriptions de conception deux approches basées sur la norme EN 1998-1 déplacement cible [1], [24] et la FEMA 356 limites de rapport de drift étages ont été comparés et rapporté dans Table 9.17 pour chacun des trois états limites. Les résultats sont généralement similaires avec une différence plus reconnaissable pour ELU, qui peut être vu encore dans les distributions de rotule représentée sur Figure. 9.23 B: et Figure. 9.24 b).

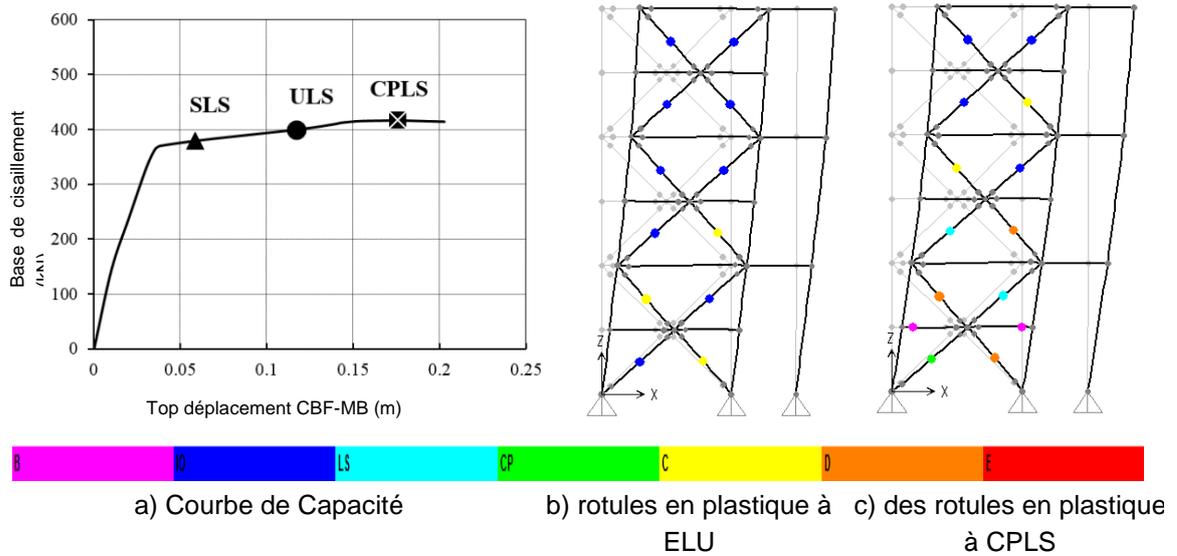


Figure. 9.24: SNA selon la norme EN 1998-1

Table 9.17: Comparaison entre EN 1998-1 et FEMA 356

Les états limites	déplacement de toit, [m]	
	EN 1998-1, méthode N2	FEMA 356 étage rapport de drift
ELS	0,0578	0,0513
ELU	0,116	0,150
CP	0,174	0,181

9.6.5.2 évaluation du facteur de comportement q

le facteur de comportement q est définie à partir de Eq. (9.40) comme le produit de la q_{μ} de ductilité et la surrésistance Ω [25].

$$q = q_{\mu} \Omega \tag{Eq. (9.40)}$$

courbe de capacité typique et les paramètres utilisés pour l'évaluation du facteur de comportement sont illustrés dans Figure. 9.25.

Le q_{μ} de ductilité est déterminé comme étant le rapport entre le déplacement de la cible pour ELU et le δ_{el} de déplacement de performance dans le système bilinéaire équivalent:

$$q_{\mu} = \delta_{ULS} / \delta_{el} \tag{Eq. (9.41)}$$

surrésistance (Eq. (9.42)) Est défini comme étant le rapport entre la force d'élasticité V_y de la relation bilinéaire « déplacement cisaillement toit de base » du V_d de force de conception qui est calculée par l'accélération spectrale système et premier mode masse modale tel que défini par Eq. (9.43).

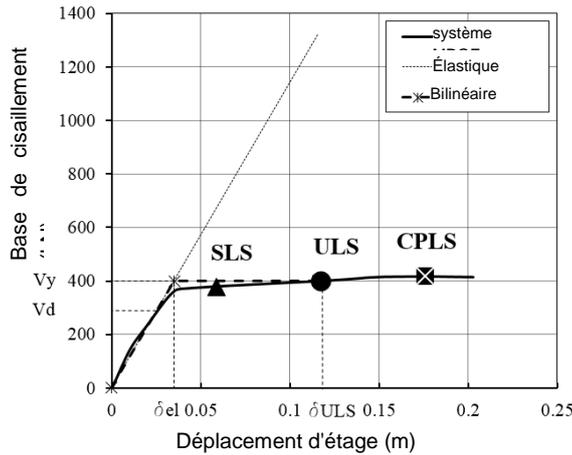


Table 9.18: facteur de comportement calculé

q_{μ}	3,30
Ω	1,67
q	5,51

Figure. 9.25: Evaluation du facteur de comportement de la courbe de capacité

$$\Omega = V_y / V_d \tag{Eq. (9.42)}$$

$$V_d = n M S_d(T_1), \tag{Eq. (9.43)}$$

n étant le rapport de masse participant du mode fondamental, M est la masse totale et $S_d(T_1)$ est l'accélération du spectre de la conception à la période fondamentale de vibration T_1 . La ductilité calculée, les facteurs de comportement et excédant les limites du projet MB-CBF sont données dans Table 9.18. Le facteur Q calculée dépasse la valeur de 5,0, qui a été proposée pour ce système.

9.6.6 analyses dynamiques non linéaires

Afin d'évaluer si la conception élastique de la CBF-MB avec le facteur de comportement proposé répond aux objectifs de performance sismique, dix NDAs avec des mouvements forts réels ont été réalisés. Le modèle de treillis de décalage de joint FE en SAP2000 utilisé pour SNA a été légèrement modifiée. Le comportement non linéaire hystérétique d' diagonales modifiés est simulée dans le modèle par pivot lien en plastique multilinéaire. Les propriétés des liaisons pivot utilisés sont présentés brièvement dans Table 9.19 et Table 9.20. Les conditions de charge initiales sont les mêmes que dans le SCN en tenant compte des charges de gravité de la combinaison sismique.

Table 9.15: relation force - déformation multi linéaire

1er étage	Étage 2	Étage 3
-----------	---------	---------

Déformation	Obliger	Déformation	Obliger	Déformation	Obliger
[M]	[KN]	[M]	[KN]	[M]	[KN]
-0,0354	-26	-0,0354	-15,4	-0,0354	-9,48
-0,00633	-38	-0,0045	-22,56	-0,00425	-14,22
-0,00237	-64	-0,0017	-37,60	-0,00159	-23,70
-0,00079	-128	-0,0006	-75,20	-0,00053	-47,40
0,0000	0	0,0000	0	0,0000	0
0,00253	409	0,0025	340,70	0,00253	225,6
0,00758	348	0,0076	289,60	0,00758	191,76
0,0354	348	0,0354	289,60	0,0354	191,76

Table 9.16: points de pivot - Description

paramètre de point de pivot	α_1	α_2	β_1	β_2	η
Valeur	100	0,1	0,02	0,4	0

9.6.6.1 mouvement de sol

des analyses dynamiques non-linéaires (étage de temps avec intégration directe) ont été réalisées. Le contreventement examiné a été soumis à une famille de mouvement de sol obtenus à partir de jeu Far-Record-terrain avec PGA pas beaucoup plus grand que 0,32 g. Cet ensemble a été jugé approprié pour l'évaluation de l'effondrement du portique d'une enquête. L'ensemble comprend dix vrais enregistrements des plus forts mouvements horizontaux du sol de la base de données PEER NGA et fait référence à des sites situés supérieure ou égale à 10 km de rupture de la faille, toute grandeur ayant plus ou égal à 6,5. Les 3 derniers signaux ont été normalisés selon les recommandations du [28], tandis que les 7 premiers signaux ont été enregistrés comme. Réglage de la forte enregistrements de mouvement de masse sélectionnés a été réalisée par le logiciel SeismoMatch [29] qui est capable de traiter des enregistrements-mouvements du sol de telle sorte que leur réponse spectrale correspond à l'accélération du spectre de réponse cible (TRS). Appariement des enregistrements était fondé sur [1] règles pour accélérogrammes enregistrées. Le processus a été effectué l'ajustement pour les dix signaux. Enregistrements n ° 2, 3 et 5 ont été initialement mis à l'échelle avec des facteurs de l'échelle 1,3, 1,5 et 1,5 respectivement, et le reste des enregistrements ont été traités sans mise à l'échelle. Le critère de [1], indiquant que dans la plage de périodes entre 0.2T1 et 2T1 aucune valeur du spectre moyen doit être inférieur à 90% de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique, a été remplie - Le processus a été effectué l'ajustement pour les dix signaux. Enregistrements n ° 2, 3 et 5 ont été initialement mis à l'échelle avec des facteurs de l'échelle 1,3, 1,5 et 1,5 respectivement, et le reste des enregistrements ont été traités sans mise à l'échelle. Le critère de [1], indiquant que dans la plage de périodes entre 0.2T1 et 2T1 aucune valeur du spectre moyen doit être inférieur à

90% de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique, a été remplie - Le processus a été effectué l'ajustement pour les dix signaux. Enregistrements n ° 2, 3 et 5 ont été initialement mis à l'échelle avec des facteurs de l'échelle 1,3, 1,5 et 1,5 respectivement, et le reste des enregistrements ont été traités sans mise à l'échelle. Le critère de [1], indiquant que dans la plage de périodes entre 0.2T1 et 2T1 aucune valeur du spectre moyen doit être inférieur à 90% de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique, a été remplie -Figure. 9.27. Liste des solides enregistrements de mouvement du sol et de leurs caractéristiques de base sélectionnées est affiché dansTable 9.21.

Table 9.19: Liste des enregistrements de mouvement de sol sélectionnés

Tremblement de terre				Recording station	Les motions enregistrées		motions Matched	
ID No	M	An	prénom	prénom	PGA max (g)	PGV max (cm / s)	PGA max (g)	PGV max (cm / s)
1	7.1	1999	Hector Mine, États-Unis	Hector (90)	0,34	42	0,52	32
2	6.9	1995	Kobe, Japon	Kakogawa (CUE90)	0,34	23	0,33	31
3	7.5	1999	Kocaeli, Turquie	Duzce (270)	0,35	11	0,67	31
4	6.9	1989	Loma Prieta, États-Unis	CDMG 090	0,39	45	0,34	45
5	6.5	1987	Superst. Hills, États-Unis	Poe route (temp)	0,35	dix	0,52	40
6	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU 045	0,36	22	0,52	49
7	6.5	1976	Frioul, Italie	Tolmezzo (000)	0,35	22	0,52	69
8	7.3	1992	Landers, États-Unis	Eau fraîche	0,33	30	0,34	32
9	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	0,51	54	0,44	40
dix	6.6	1971	San Fernando, États-Unis	LA-Hollywood Stor	0,21	19	0,49	38

Comme le type TRS Eurocode 1 Spectre de réponse (RS), sur la base de la PGA et 0,32 g Type de sol B a été utilisé. Figure. 9.26 illustre le flux des accélérogrammes enregistrés et le TRS. Les moyennes appariées RS des accélérogrammes appariés, les TRS et les TRS à 90% sont présentés dans leFigure. 9.27. La réponse spectrale moyenne, calculée à partir de tous les 10 enregistrements dans la gamme de périodes comprises entre 0,18 s et 2,0 s, écarte de moins de 2% par rapport aux valeurs correspondantes des TRS. Le misfit maximale est de 5,1%. Le traitement effectué des enregistrements est pleinement conforme aux prescriptions EN 1998-1 et il est considéré comme approprié pour évaluer la performance et de vérification de la méthodologie de conception du système CBF-MB.

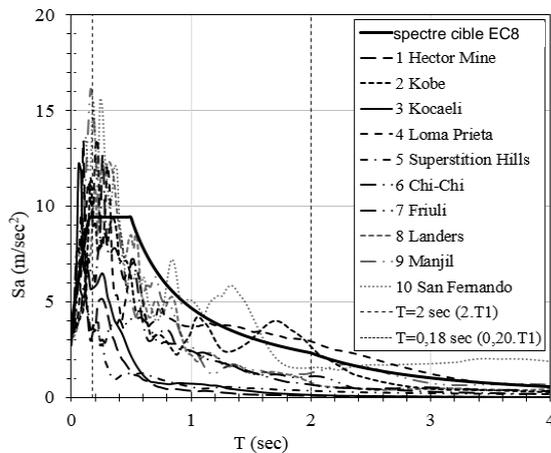


Figure. 9.26: spectre de Réponse des accélérogrammes enregistrés et RS cible

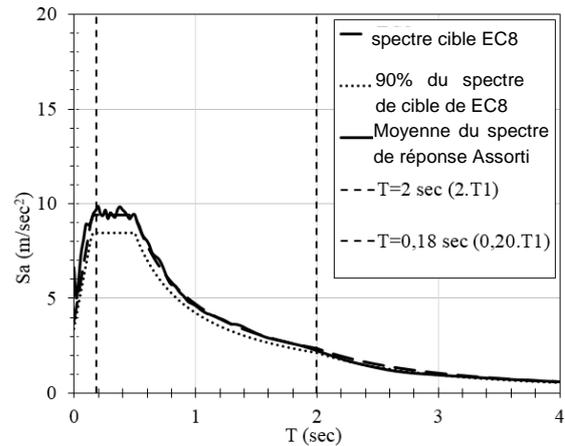


Figure. 9.27: Réponse du spectre cible, 90% RS cible et moyenne RS

9.6.6.2 drift résiduel global

L'évaluation initiale de la réponse dynamique de la CBF-MB sous excitations sismiques est constitué par le temps de déplacement de toit historiques pour chacune des dix signaux appariés. Figure. 9.28 illustre le temps de déplacement de toit étages pour Kobe et Loma Prieta records du tremblement de terre. Table 9.22 résume les ratios de drift résiduelles globales pour chacun des enregistrements sismiques calculés en divisant les déplacements de toit résiduels par la hauteur MB-CBF (12 m). Il convient de noter que le rapport du drift globale résiduelle ne dépasse pas 0,16%, ce qui est trois fois inférieure à la valeur limite de 0,5% de la FEMA-356 [10] pour des portiques en acier contreventés à IO. Ceci est révélateur de la très bonne capacité d'auto-centrage de la structure examinée et est essentielle pour l'évaluation de l'état de la performance après un événement sismique majeur. Cet effet est attribué à la rigidité horizontale de la séparation avec des poutres de CBF-MB fixées aux poteaux.

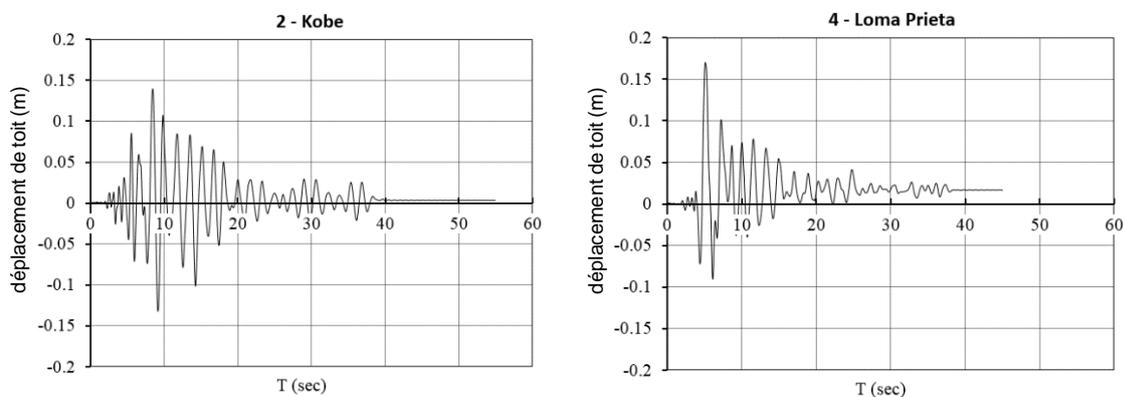


Figure. 9.28: déplacement de toit

Table 9.20: rapports de drift globaux résiduelles (%)

enregistrement sismique	MB-CBF	enregistrement sismique	MB-CBF
-------------------------	--------	-------------------------	--------

1.Hector mine	0,08%	6.Chi-Chi	0.00%
2.Kobe	0,02%	7.Friuli	0,05%
3.Kocaeli	0,02%	8. Landers	0,02%
4.Loma Prieta	0,14%	9. Manjil	0,02%
5.Superstition Hills	0,09%	10. San Fernando	0,16%
Moyenne	0,06%	Déviation standard	0,056%

9.6.6.3 drift entre les étages

La performance de CBF-MB a également été examinée par les drifts entre les étages. Dans Figure. 9.29, Le résidu et les rapports de glissement entre les étages maximales sont données à titre indicatif pour les enregistrements de Kobe et Loma Prieta.

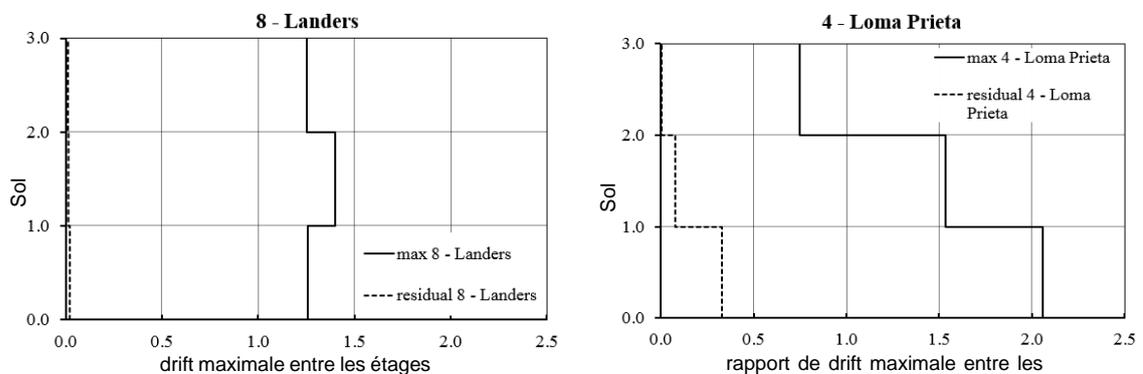


Figure. 9.29: Drifts maximum résiduels pour les tremblements de terre de Kobe et Loma Prieta

On voit que les valeurs de drift entre les étages résiduels sont proches de zéro, similaire aux drifts de toit résiduels. étages critiques avec les drifts entre les étages maximum sont 1er ou 3 en fonction des caractéristiques des enregistrements sismiques. Les amoncellements de maximum pour chaque entre les étages des dix enregistrements sismiques sont résumés dans le Table 9.23.

Table 9.21: Taux de drift maximum entre les étages (%)

enregistrement sismique	MB-CBF	enregistrement sismique	MB-CBF
1.Hector mine	1.78%	6.Chi-Chi	1.26%
2.Kobe	1.47%	7.Friuli	1,90%
3.Kocaeli	1.68%	8. Landers	1,40%
4.Loma Prieta	2.06%	9. Manjil	1.02%
5.Superstition Hills	1.76%	10. San Fernando	2.23%
Moyenne	1,66%	Déviation standard	0,371%

Les valeurs maximales des drifts entre les étages apparaissent entre les deux valeurs limites FEMA-356 à ELU (1,5%) et au CPLS (2,0%), à l'exception des valeurs pour les enregistrements sismiques Loma Prieta (2,06%) et San Fernando (2,23%) . En raison des limites plus élevées obtenues expérimentalement pour le

système CBF-MB (1,89% pour ELU et 3,00% pour CPLS (section 4.4)) il est conclu que ces valeurs ne sont pas représentatives de l'effondrement.

9.6.6.4 *Fatigue oligocyclique*

Afin de rendre l'évaluation de la résistance à la fatigue oligocyclique du système, Eq. (9.6) est utilisé. Il donne une relation conservatrice entre l'amplitude de la déformation axiale AD correspondant au nombre de cycles à la rupture N . L'étage temporelle de allongements axiaux d' diagonale et les shortenings sont prises à partir du SAP 2000 joint sortie de modèle non linéaire de décalage pour la liaison en matière plastique multilinéaire de pivotement. Nombre de cycles a été compté par la méthode rainflow, en ignorant tous les cycles avec des amplitudes moins de 5 mm. Le premier a été adopté puisque la formule proposée est très conservatrice pour les amplitudes moins de 5 mm - (Figure. 9.15). Basé sur Eq. (9.6) et la règle de Miner, l'indice de dommages ont été calculés et déclarés en Table 9.22. Dans tous les cas, l'indice des dommages apparaît bien en dessous de l'unité, ce qui démontre un très bon comportement à la fatigue oligocyclique du système proposé.

Table 9.22: Indice de dommages

enregistrement sismique	Indice de dommages ($D < 1,0$)	enregistrement sismique	Indice de dommages ($D < 1,0$)
1. Hector mine	0,070	6. Chi-Chi	0,144
2. Kobe	0,257	7. Friuli	0,076
3. Kocaeli	0,063	8. Landers	0,140
4. Loma Prieta	0,178	9. Manjil	0,155
5. Hills Superstition	0,048	10. San Fernando	0,127

9.6.6.5 *Analyse dynamique incrémentale (IDA)*

Autre méthode d'évaluation de la réponse non-linéaire du système CBF-MB est l'analyse dynamique incrémentale (IDA). La procédure d'analyse est présentée par Vamvatsikos et Cornell [26], [27] et la FEMA-P695 [28]. La procédure est basée sur la relation entre le mouvement du sol le plus représentatif Intensité Mesure (IM) et la mesure des dommages (DM). Pour que le système étudié IM est représenté par le signal identifié accélération spectrale correspondant à la première structure mode naturel de vibration compte tenu de 5% d'amortissement visqueux S_a ($T1,5\%$) et le SM est définie par le glissement entre les étages maximale θ_{max} . Afin de générer les courbes IDA les mouvements du sol de la section 6.6.1 ont été mis à l'échelle par des facteurs 0,50; 0,75; 1,00; 1,25; 1,50 et plus jusqu'à ce que la non-convergence numérique a été atteint.

courbes IDA pour l'ensemble des dix enregistrements examinés sont illustrés dans Figure. 9.30. Les courbes résultantes sont caractérisées par une partie élastique avec pente constante jusqu'à ce performance qui se produit à S_a ($T1,5\%$) $\approx 0,25 g$ et $O_{max} \approx 0,6\%$, suivie d'une zone avec une pente varying attribué au développement des déformations inélastiques, et la partie d'extrémité plane à la

course la plus élevée lorsque la convergence numérique de dynamique globale l'instabilité a eu lieu et toute augmentation de l'IM entraînerait une réponse DM pratiquement infinie.

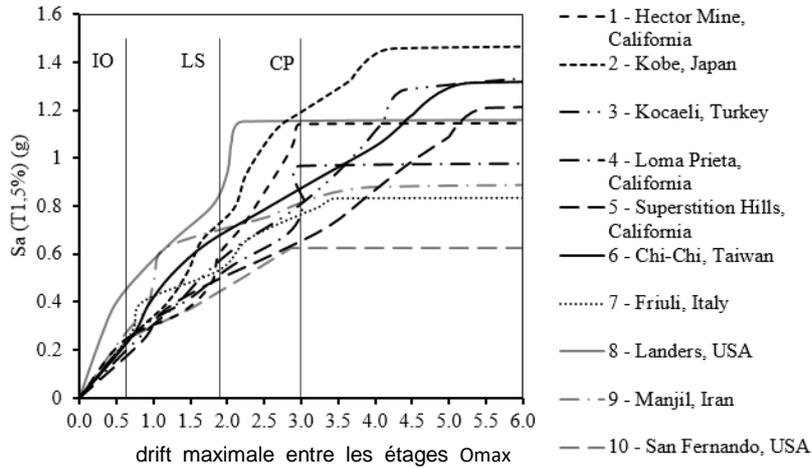


Figure. 9.30: Courbes de l'IDA pour chaque enregistrement sismique utilisés et limites des capacités obtenues expérimentalement (IO, LS, CP)

Pour évaluer la performance du système, les trois états limites d'occupation immédiate (IO), Life Safety (LS) et Réduire la prévention (CP) ont été définies pour les courbes IDA. Celles-ci sont basées sur les drifts expérimentales maximales (ELS, ELU, CPLS). Les valeurs de messagerie instantanée et DM correspondant pour chacun des enregistrements sismiques sont donnés dans Table 9.23.

Table 9.23: Les valeurs IM et DM pour tous les dix enregistrements et chaque état limite (IO, LS, CP)

enregistrement sismique	Sa (T1, 5%) (g)			θ_{max} (%)		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1. Hector Mine, Californie	0,242	0,597	1,141	0,625	1,89	3.00
2. Kobe, Japon	0,223	0,729	1,193			
3. Kocaeli, Turquie	0,195	0,566	0,812			
4. Loma Prieta, Californie	0,224	0,509	0,797			
5. Hills, Californie Superstition	0,174	0,495	0,657			
6. Chi-Chi, Taiwan	0,226	0,674	0,874			
7. Frioul, Italie	0,240	0,535	0,765			
8. Landers, États-Unis	0,444	0,860	1,152			
9. Manjil, Iran	0,269	0,695	0,794			
10. San Fernando, États-Unis	0,237	0,442	0,627			
16% percentile	0,207	0,501	0,705	0,625	1,89	3.00
50% percentile	0,232	0,582	0,804			
84% percentile	0,257	0,714	1,147			
Arithmétique Signifier	0,248	0,610	0,881			

courbes IDA sont résumées dans leur 16%, 50% et 84% centiles. Figure. 9.31 illustre la courbe médiane représentant (50%). La figure comprend également les points à IO, LS et CP, définie par le drifts entre les étages obtenue expérimentalement O_{max} et la moyenne arithmétique des valeurs de S_a ($T_{1,5\%}$) obtenu à partir de Table 9.23 après les disposant dans l'ordre croissant (S_a ($T_{1,5\%}$) = 0,25 g, 0,61 g, 0,88 g). On observe que ces trois points sont très proches de la courbe médiane vérifiant la définition de ces états limites.

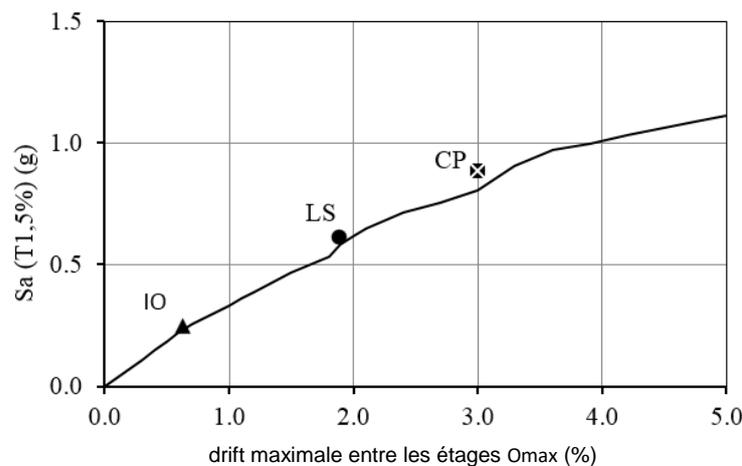


Figure. 9.31: Courbe médiane (50% percentile) et points limites (IO, LS, CP)

9.6.7 Comparaison des méthodes d'analyse

Afin de vérifier les règles proposées pour la conception de CBF-MB, une comparaison entre les résultats des types d'analyses effectuées est faite. La drift entre les étages présente une estimation du niveau de dommages de la structure pour les trois états limites définies (ELS, ELU et CPLS). Figure. 9.32 illustre le maximum entre les étages résultant du drift de l'analyse élastique multi-modal (RSA), l'analyse non linéaire statique (SCN) et l'analyse dynamique incrémentale (IDA). Les valeurs obtenues par l'IDA sont représentées par la zone délimitée par les courbes 16% et 84% percentile.

On peut remarquer que les deux SNA et les courbes RSA sont situées dans la plage définie par des courbes IDA principalement dans la région médiane qui peut être considéré comme indicatif de l'accord des résultats obtenus par les trois types d'analyse. Agrandir l'écart entre SNA (Pushover) et les deux autres méthodes est observée dans le troisième étage. Il peut être attribué à l'influence des modes plus élevés de vibrations. Seul le premier motif de charge en mode de la charge supplémentaire a été utilisé dans le SCN. Aucune valeur de drift entre les étages est supérieure à la valeur limite obtenue expérimentalement de 1,89% à ELU. En conclusion, on peut dire que les règles de conception proposées se sont avérées adéquates.

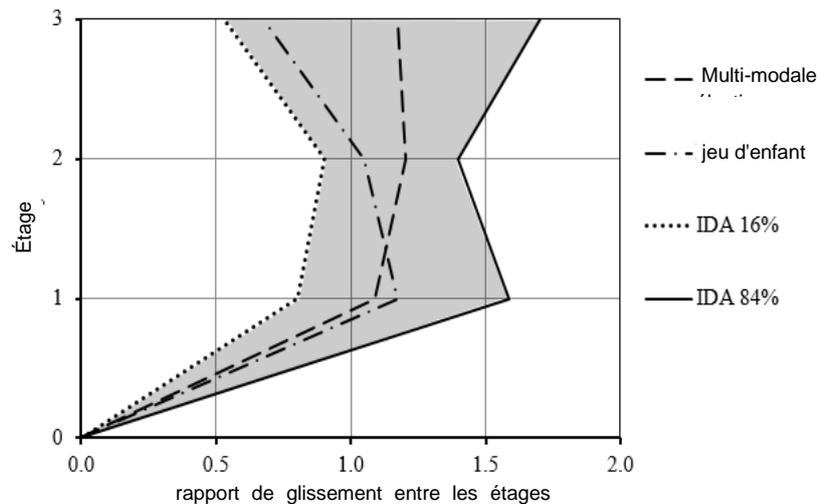


Figure. 9.32: Comparaison entre les rapports de glissement entre les étages obtenus par RSA, SNA (Pushover) et de l'IDA pour ELU

9.7 CONCLUSIONS

L'étude présentée résistante introduit des forces latérales de portique contreventement concentrique avec système innovant modification d'diagonales nommées CBF-MB. La brochure actuelle illustre son application succès dans les structures en acier dans les régions sismiques. L'étude a manifesté quelques-unes des caractéristiques spécifiques du système lié à son comportement sismique amélioré. Les principales conclusions sont résumées ci-après:

- Le système proposé est similaire aux portiques traditionnels contreventements concentriques avec des diagonales croisées. Il parvient à garder leurs avantages et à surmonter leurs faiblesses sans complication excessive de la conception, la fabrication et le montage;
- Les diagonales modifiés conçus par la section transversale en forme de H bâtie soudés permettent au concepteur de modifier les propriétés de section transversale et par conséquent de régler la MB conception pour les besoins particuliers de la structure. De telle manière, l'homogène de performance dans toutes les diagonales tendues étages est beaucoup plus facile à atteindre.
- Les diagonales modifiées montrent une meilleure résistance à la fatigue oligocyclique et rupture prématurée des diagonales est évité, ce qui conduit à une amélioration globale du système hystérétique.
- déformations inélastiques sont strictement limitées aux diagonales modifiés et les Poutres de déviation afin qu'ils empêcher la propagation d'endommagement du reste des éléments de structure. Si des diagonales et des Poutres de déviation sont endommagés après un événement sismique fort, ils peuvent être enlevés et remplacés, car ils ne font pas partie du système résistante à la charge de gravité.

- Le système est en mesure de garantir un contrôle efficace à la fois sur les drifts et les déplacements résiduels. Il présente une des caractéristiques d'auto-centrage permettant une occupation immédiate après le séisme.

9.8 DOMAINE D'APPLICATION

Les systèmes CBF-MB sont représentatifs de la famille des portiques contreventés. Leur topologie ne diffère pas beaucoup de la topologie de contreventement croix diagonale classique. En ce sens, ils peuvent être mis en œuvre avec succès dans le bureau et les bâtiments commerciaux et industriels dans les constructions pour les portiques de rack tuyaux ou des installations d'ingénierie.

9.9 PUBLICATIONS PRÉCÉDENTES

1. Georgiev Tzv., "Study on seismic behaviour of "X" CBFs with reduced diagonal sections", PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG, Sofia 2013.
2. Tzvetan Georgiev, „Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS", 8th Hellenic National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4 October 2014, page 75.

9.10 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; EN 1998-1:2004.
2. Georgiev Tzv., "Study on seismic behaviour of "X" CBFs with reduced diagonal sections", PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG, Sofia 2013.
3. Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels; EN 10025-2:2001
4. Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures; EN 1090-2:2008
5. ECCS, "Study of Design of Steel Buildings in Earthquake Zones", Technical Committee 1 – Structural Safety and Loadings; Technical Working Group 1.3 – Seismic Design. 1986.
6. Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Méthode of test at room temperature; ISO 6892-1:2009
7. Seismosoft [2014] "SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic non lineaire analysis of portiqued structures," available from <http://www.seismosoft.com>.
8. ANSYS Release 14.0 Documentation, Theory reference for ANSYS and ANSYS workbench 14.
9. J. Chaboche, "A review of some plasticity and viscoplasticity constitutive theories," International Journal of Plasticity, vol. 24, no. 10, pp. 1642-1693, 2008.
10. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
11. K. Tateishi, T. Hanji and K. Minami, "A prediction model for extremely low cycle fatigue strength of structural steel" ,International Journal of Fatigue, no. 29, pp. 887-896, 2007.
12. W. C. Chen and F. V. Lawrence, "A model for joining fatigue crack initiation and propagation analyses," University of Illinois, 1979.
13. J. Burk and F. V. Lawrence, "The effect of residual stresses on weld fatigue life," University of Illinois, 1978.
14. Dimo Zhelev, Ductile Behavior of Beam-to-Column Joint with End Plate Connection, PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG Sofia, 2016.

15. Giulio Ballio, Carlo Castiglioni, "A Unified Approach for the Design of Steel Structures under Low and/or High Cycle Fatigue", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 34, Issue 1, pp. 75–101, 1995.
16. Luis Calado, João Azevedo, "A model for predicting the failure of structural steel elements", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 14, Issue 1, pp. 41–64, 1989.
17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2003.
18. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
19. M. D'Aniello, G. La Manna Ambrosino, F. Portioli and R. Landolfo, "Modelling aspects of the seismic response of steel concentric diagonaled portiques", *Steel and Composite Structures*, Vol. 15, No. 5, pp. 539-566, 2013.
20. R. K. Dowell, F. Seible and E. L. Wilson, "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members," *ACI Structural Journal*, pp. 607-617, 1998.
21. Georgia Dougka, Danai Dimakogiannia and Ioannis Vayas, "Seismic behavior of portiques with innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1)", *Earthquakes and Structures*, Vol. 6, No. 5 (2014) pp. 561-580.
22. Georgia Dougka, Danai Dimakogianni, Ioannis Vayas, "Innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1) — Experimental analysis", *Journal of Constructional Steel Research* Vol. 96, May 2014, pp 69–80.
23. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. *Bauingenieur* 2014; 6:253-260.
24. Fajfar P., Gaspersic P., "The N2 Méthode for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 31-46, 1996.
25. Dubina D., "Experimental Evaluation of q Factors", *Proc. of 7Th Greek National Conference of Steel Structures*, volume I, Invited papers, Volus, 2011.
26. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: *Proc. 12th European Conference on Earthquake Engineering*; 2002; 479; London.
27. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
28. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
29. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
30. Georgiev Tzv., „Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS”, 8th Hellenic National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4, page 75, 2014.

10 SYSTÈME AUTO-CENTREUR EN ACIER

10.1 INTRODUCTION

Les techniques de conception actuelles des bâtiments dans les zones sismiques adoptent l'approche de conception en capacité, la détermination des éléments « dissipatifs » spécifiques dans lesquels des rotules en plastique sont censés développer pour dissiper l'énergie stockée dans le bâtiment pendant le tremblement de terre. Le mécanisme d'effondrement global ductile prévu de la structure est alors obtenue par l'surdimensionnement des éléments protégés par l'adoption de facteurs liés à la fois excédant les limites des matériaux (γ_{ov}) et les actions de conception (Q).

Selon l'approche de la conception en capacité, les bâtiments peuvent présenter d'importants déplacements résiduels après événement sismique, avec la suite d'une perte partielle (ou totale) de la capacité opérationnelle du bâtiment et de la sécurité des occupants. Ces conséquences impliquent souvent un effort économique pertinent nécessaire pour restaurer la configuration d'origine que l'approche n'a pas profondément pris en considération.

Pour cette raison, au cours des dernières décennies, de nouveaux systèmes parasismique capables d'atteindre un haut niveau de sécurité vers l'action sismique réduisant au minimum les coûts de réparation d'éventuels ont été développés. En fait, les approches modernes de prévoir l'adoption d'éléments spécifiques de dissipation passive consacrés à limiter l'entrée de l'énergie lors de l'événement sismique ou, sinon, pour permettre la dissipation introduire des dispositifs spécifiques. Dans ce contexte, les systèmes de protection passive, y compris les dispositifs d'isolement et d'amortissement, fortement développé au cours des dernières décennies en raison de leur haute performance et les avantages économiques liés.

10.1.1 Les systèmes de protection passive

Par rapport aux systèmes actifs et semi-actifs, les dispositifs passifs sont Conçu pour se comporter sans source d'énergie extérieure ou appareils électroniques. Leurs composants ne peuvent pas être modifiés par rapport à la variation de la réponse à l'action sismique.

Les systèmes de protection passive se caractérisent par une grande efficacité face aux événements sismiques et ne nécessitent pas de contrôles spécifiques, une fois appliquées au bâtiment, en dépit de la nécessité de remplacer à terme les éléments structuraux endommagés ou gaspillés. L'application de systèmes de protection passive conduit à la modification des paramètres importants de la structure, telles que la rigidité, le déplacement et la capacité dissipative, ce qui augmente le niveau de performance de l'ensemble du bâtiment.

La performance structurelle du système de protection passive est généralement optimisée pour les événements sismiques de haute intensité, alors que leur potentiel diminue les tremblements de terre de faible intensité: pour résoudre ce problème, lorsqu'il est appliqué aux bâtiments, les systèmes de protection passive sont généralement couplés avec contrôle actif ou semi-actif dispositifs.

Se référant à l'équation du bilan énergétique proposé par Uang et Bertero⁶ (Uang CM, Bertero VV (1990)), les systèmes de protection passifs peuvent être utilisés à la fois pour diminuer la demande, l'introduction de dispositifs d'isolation, ou pour augmenter la capacité du bâtiment avec des systèmes dissipatifs qui modifient l'énergie hystérétique dissipée liée à la déformation plastique.

10.1.1.1 *Système de dissipation d'énergie auto-centreurs (SSCD)*

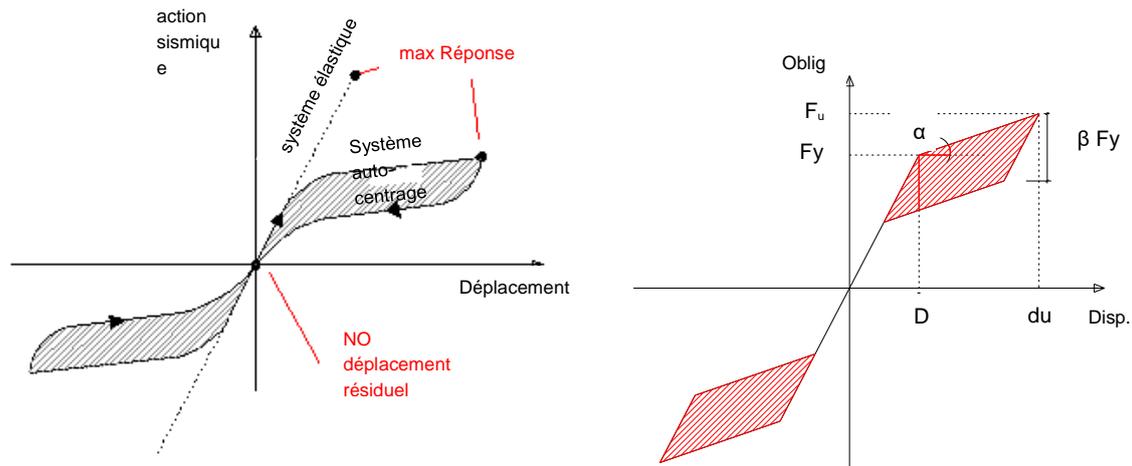
En particulier, dans le domaine des systèmes de protection passive, recentrement dispositifs ont été l'objet d'une étude de recherche de plus en plus (Priestley et al 1999; Christopoulos et al 2002 a, b, Christopoulos et 2006 Filiatrault, Christopoulos et al 2008a, Maetal 2011, Braconi et al 2012). Ce type de dispositif dissipatif est caractérisé par la présence d'une force de recentrage qui atténue et peut même éliminer, les déformations résiduelles dans les bâtiments après les tremblements de terre.

Bien que les premiers exemples de structures auto-centrage remontent aux temps anciens (par exemple, dans les temples grecs, où le poids a fait office de force de recentrement) et des principes similaires ont été adoptées dans les années 80 dans la conception sismique d'un pont de chemin de fer (Cormack 1988), il est seulement ces dernières années que les systèmes recentrant ont été l'objet d'un développement systématique et de l'application dans les structures civiles. En particulier, les structures d'auto-centrage modernes reposent sur des dispositifs de centrage appropriés re tels que les matériaux à puce (Deroches et Smith 2004) ou des éléments post-tension (et al 2000 Filiatrault).

Les applications des systèmes de recentrage par post-tension des structures en acier et éléments préfabriqués ont déjà été mises en œuvre avec succès (Priestley et al 1999) le couplage d'éléments précontraints avec des éléments dissipatifs appropriés. Ceci permet d'obtenir le soi-disant « fl ag-forme de » réponse de la structure qui est caractérisée par une faible quantité d'énergie globale dissipée vers la capacité de récupérer (o réduire) les déplacements résiduels à la fin de chaque cycle d'hystérèse (c.-à-action sismique) (Figure.10.1 une)).

L'idéal rapport F / D d'un dispositif dissipatif d'auto-centrage est représenté en Figure.10.1b). Outre la force ultime et cédant et déplacements, la courbe se

caractérisé par deux appelé coefficient α et β , Respectivement définies comme étant le coefficient de raideur post-élastique et le coefficient de dissipation d'énergie. le coefficient β influe fortement sur le comportement et la forme du cycle d'hystérésis: la limite inférieure $\beta= 0$ conduit au système bilinéaire élastique sans capacité dissipative, tandis que la limite supérieure $\beta= 1$ représente la limite de capacité de recentrage.



une)

b)

Figure.10.1: La relation idéale force / Déplacement pour: a) un dispositif d'auto-centrage; b) un système d'auto-centrage hystérétique.

Sur la base de ce principe, l'idée générale d'un dispositif d'énergie autocentreur Dissipative (SCED) a été proposé par Christopoulos et al (2008a). Le système est composé de deux éléments de renforcement, un certain nombre d'éléments par post-tension, un système de dissipation d'énergie et les deux éléments de butée (Figure. 10.2), Agencés et reliés de sorte que le mouvement relatif des éléments de renforcement dissipe de l'énergie, et les éléments de post-tension appliquent une force qui tend à les ramener à leur position relative d'origine.

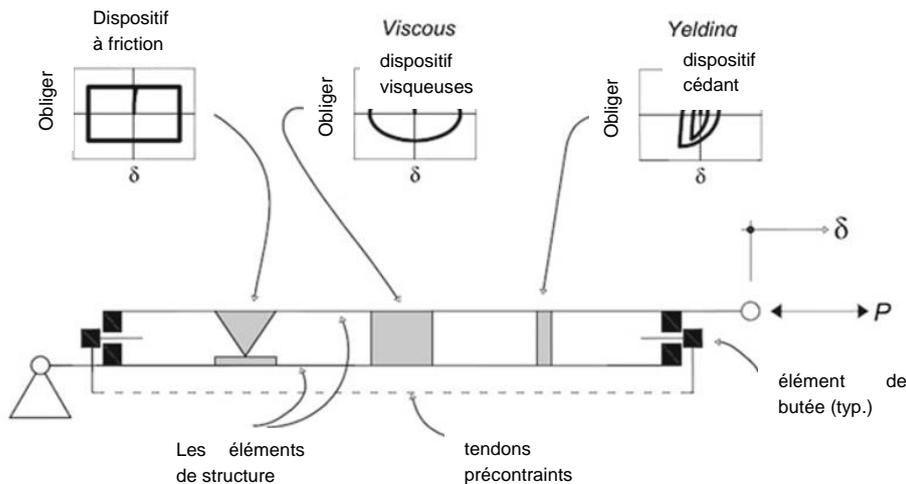


Figure. 10.2: Concept du système SCED (Christopoulos et al 2008a)

Comme représenté sur la Figure. 10.2 Un tel système de dissipation d'énergie peut être façonné en utilisant la friction visqueuse et produisant des dispositifs dissipatifs ou une combinaison appropriée de ceux-ci. Le comportement mécanique d'un dispositif SCED, y compris sa capacité de recentrage ou du niveau de la force à laquelle le mouvement relatif des éléments de renforcement commence, dépend des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments simples.

Dans les documents suivants, la conception et la validation expérimentale d'un dispositif d'auto en acier Centrage (SSCD) est décrit. Le SSCD a été développé dans le portique des PRECASTEEL (structures préfabriquées en acier pour des bâtiments de faible hauteur dans les zones sismiques, Alderighi et al 2010) et projets STEELRETRO (STEELsolutions pour RETRO sismique fi t et mise à niveau des constructions existantes, Bonessio et al 2010; Caprili et al 2012), réalisé grâce à une subvention du Programme de recherche Commission européenne du Fonds de recherche du charbon et de l'acier. Le dispositif est basé sur la même idée de base que celle formulée par Christopoulos et al (2008a) la combinaison d'un système de dissipation hystérétique avec un système de précontrainte en acier pour recentrage. Le système proposé est entièrement en acier et peut être facilement façonné par les usines sidérurgiques. Le système dissipatif est composé de fusibles en acier qui sont faciles à remplacer après l'utilisation. Ces caractéristiques font très bien le SSCD proposé adapté à la protection de nouveaux bâtiments, ainsi que ceux qui existent déjà. Un brevet pour le SSCD proposé est actuellement en cours.

10.2 Dispositif en acier auto-centrant (SSCD)

Le système de SSCD (. Braconi et al) est constitué de trois groupes d'éléments, chacune avec des fonctions spécifiques: squelette, le dissipatif éléments et les éléments de pré-tension. Le squelette transporte et distribue les forces externes entre le dissipatif éléments et les éléments de pré-tension. Figure. 10.3 présente les

principaux éléments de squelette (c.-à-externe Carter, portique coulissante et), les plateaux éléments dissipatif et les éléments prétension.

Le portique coulissant interne est positionné dans l'externe Carter. Le Carter présente des éléments de guidage permettant le portique coulissant interne de se déplacer uniquement dans la direction axiale et, en même temps, servir de « butées » pour les plaques d'extrémité dans la direction longitudinale. Les plaques d'extrémité sont situées en correspondance avec les extrémités de la portique coulissante.

Les éléments dissipatif, situés à l'intérieur du squelette, sont constitués d'éléments en acier en forme d'os de chien liés à la Carter intérieur et les plaques d'extrémité. Elles sont équipées d'un système de retenue de stabilité latérale. Les éléments prétension, fait avec des câbles précontraints, sont situés dans le squelette et sont liés aux deux plaques de garde à leurs extrémités.

Les éléments sont positionnés et connectés les uns aux autres en vue d'assurer le même comportement global du dispositif de SSCD à la fois sous des forces de traction et de compression externes.

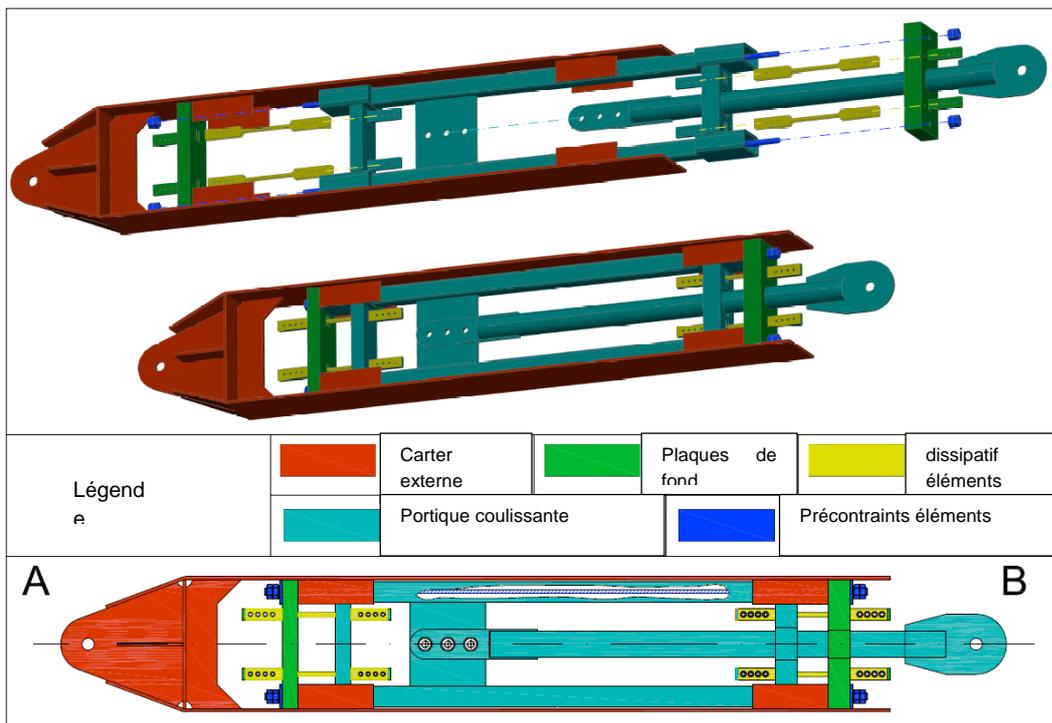


Figure. 10.3: Les composants principaux du système proposé.

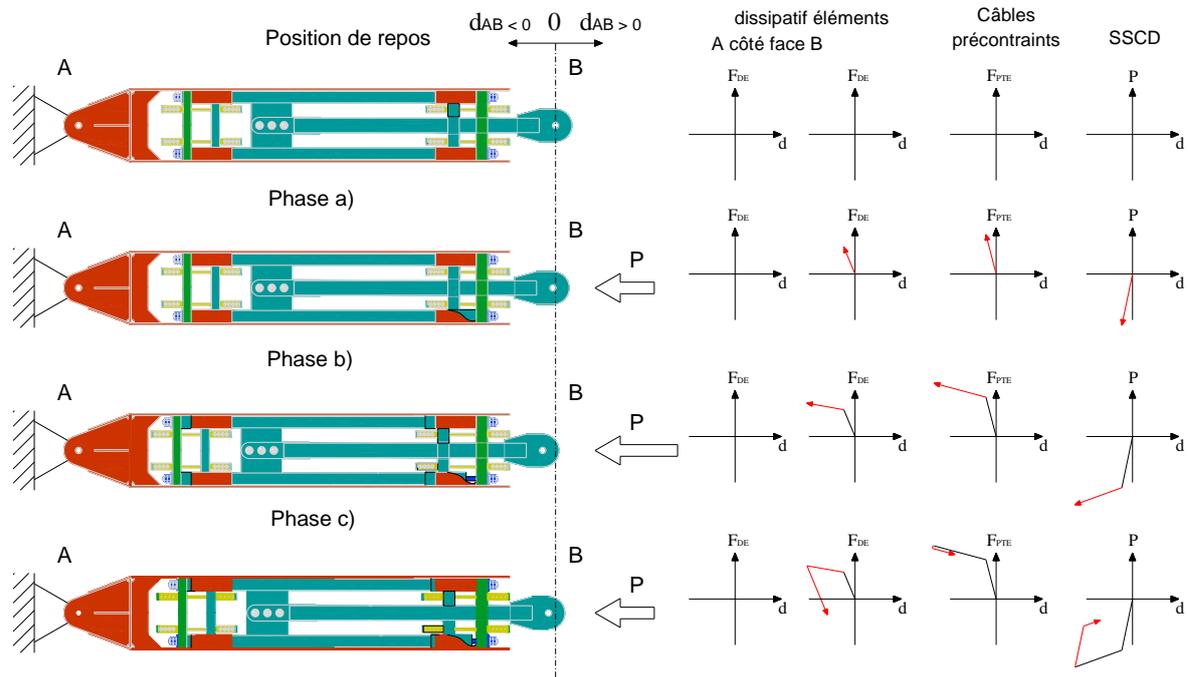


Figure. 10.4: Schéma de comportement SSCD sous la force de compression externe.

Figure. 10.4 montre le comportement du système de SSCD sous une force de compression externe. Son comportement global peut être divisé en trois étapes principales:

- étape chargement avec la force externe P inférieure à la force de pré-tension PTE;
- étape chargement avec P supérieur à PTE;
- l'étape de déchargement.

Dans la première étape (étape a), la force de compression externe pousse l'armature interne contre un plateau vertébral, mais la force de précontrainte ne permet pas de glissement de la plaque d'extrémité elle-même. Ainsi, tout mouvement relatif entre les plaques d'extrémité et le portique interne est empêché et les éléments dissipatifs ne sont pas activés. La force de charge agissant sur l'armature interne est transmise de plateau vertébral A à B, puis la plaque d'extrémité à la Carter jusqu'au point A par l'intermédiaire des éléments de pré-tension. Dans cette étape, le comportement global du SSCD est linéaire élastique. Lorsque la valeur de la force externe est supérieure à celle de la force de précontrainte (étape b), un plateau vertébral perd le contact avec les butées sur la Carter et externe, poussés par l'armature interne dans la direction de la force, commence à coulisser. Ainsi, l'armature interne et plateau vertébral B se déplacent relativement les uns aux autres, et les éléments correspondants sont activés dissipatifs, connaît une proportionnel à la déformation de traction à la valeur de la force externe. A ce stade, la force extérieure est équilibrée par la force élastique dans les câbles précontraints et par la force agissant sur les éléments

dissipatif. Le passage de l'étape (a) à l'étape (b) est caractérisée par une diminution soudaine de la rigidité due à la décompression de la Carter et le performance des éléments dissipatifs.

Lorsque la force diminue externes (étape c), la force transmise par les câbles de précontrainte tend à ramener plateau vertébral A revient à sa position d'origine, de déformation par compression des éléments dissipatifs, qui sont empêchés de subir de déformation de instabilité grâce au système de retenue latérale . Cette étape se caractérise par une variation brusque de la rigidité due à céder des éléments dissipatifs en compression. Lorsque la force externe est égale à zéro, si le niveau de pré-contrainte initiale est suffisamment élevée pour provoquer la dissipation des fusibles pour donner à la compression, un plateau vertébral est ramené en contact avec l'armature interne et les arrêts sur la Carter.

Ainsi, le comportement cyclique du SSCD est caractérisé par une courbe d'hystérésis en forme de drapeau avec un déplacement résiduel de zéro.

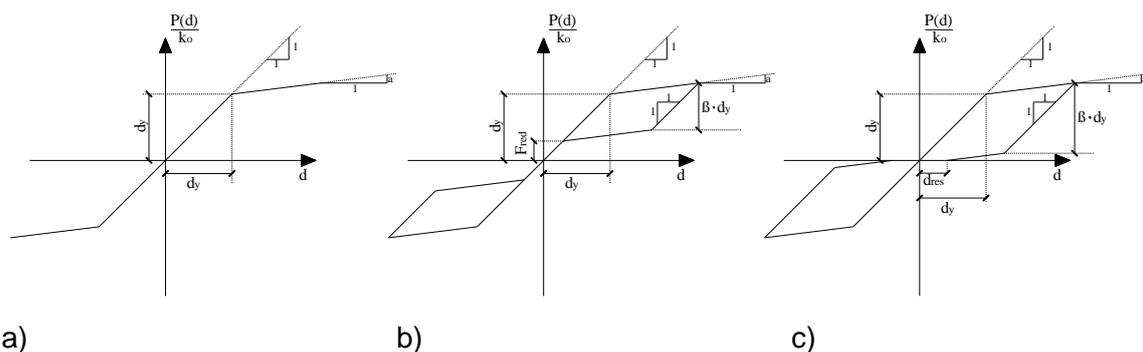


Figure. 10.5: courbe hystérique en forme de drapeau normalisée par la rigidité initiale k_0 : (a) $\beta = 0$; (B) $0 < \beta < 1$; (C) $\beta > 1$.

Principalement en fonction de la valeur du rapport entre la force de précontrainte initiale et la limite d'élasticité des éléments dissipatifs, la courbe d'hystérésis du SSCD peut présenter des formes différentes, chacune caractérisée par des valeurs différentes de l'énergie dissipée, le déplacement résiduel et re-centrage résiduel la force, comme représenté sur la Figure. 10.5. La forme de la courbe d'hystérésis est déterminée par deux paramètres, α et β , où α est le rapport entre le durcissement et la rigidité initiale, tandis que β re fl la dissipation d'énergie et la capacité de recentrage du système (Christopoulos et Filiatrault 2006), qui on peut supposer égal au rapport entre la limite d'élasticité des éléments dissipatifs et la force de précontrainte initiale. Une courbe hystérique avec $\beta = 0$ peut être obtenu en utilisant le SSCD sans élément dissipatif, auquel cas le dispositif présente un comportement élastique non linéaire avec une grande capacité de recentrage, mais aucune dissipation d'énergie. D'autre part, les valeurs de $\beta > 1$ conduisent à des déplacements résiduels (lorsque la force extérieure tombe à zéro) et un cycle relativement hystérèse de « gras »: dans ce cas, la force de précontrainte initiale

n'est pas suffisamment élevée pour provoquer des éléments dissipatif pour produire en compression complètement, et la plaque d'extrémité n'est pas ramené en contact avec le portique interne et l'arrêt Carter. La branche descendante de la courbe en forme ag-fl coupe l'axe de déplacement pour identifier la valeur du déplacement résiduel.

Les valeurs de β compris entre 0 et 1 assurent la capacité de re-centrage approprié du dispositif avec une capacité dissipative qui dépend de la valeur de β (proche de zéro: faible dissipation d'énergie, mais une grande capacité de recentrage résiduel; près de celui-ci: une grande dissipation d'énergie, mais une faible force de recentrage résiduelle). Dans ces cas, la branche descendante de la courbe en forme de ag-fl coupe la branche de chargement élastique, et l'ordonnée du point d'intersection représente la capacité de recentrage résiduel de l'appareil, qui, dans le contexte de la conception sismique ou fi rétro ferrure, peut être supposée être la la force que le dispositif est capable de transmettre à la structure lors de son déplacement résiduel devient minimum. Comme représenté sur laFigure. 10.6Le SSCD présente un comportement similaire quand l'action extérieure est une force de traction, la seule différence étant que, dans ce cas, l'armature interne pousse contre le plateau vertébral B et dissipatif éléments liés au plateau vertébral Un performance en raison de la contrainte de traction.

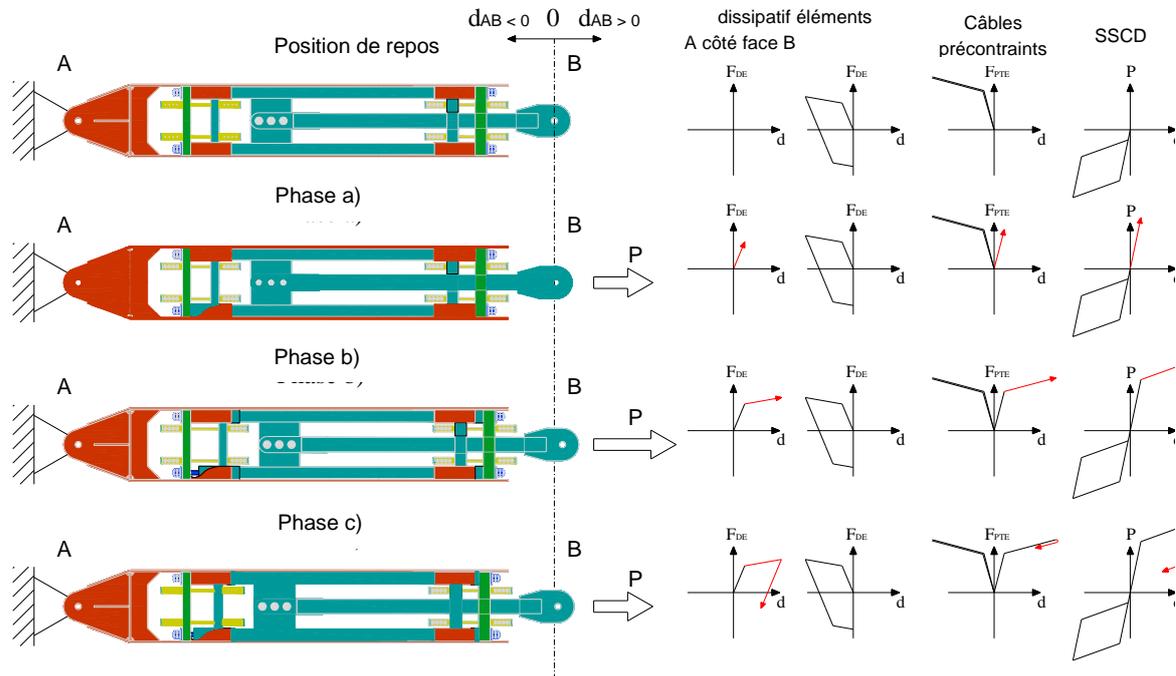


Figure. 10.6: Schéma de comportement SSCD sous la force de tension externe.

10.3 MODÈLE MÉCANIQUE ET CONTRÔLE EXPERIMENTAL DE LA SSCD

10.3.1 Formulation théorique: modèle semi-analytique

Un modèle semi-analytique très détaillé du SSCD adopté a été proposé par Banushi (Banushi G. (2010)); versions simplifiées ont ensuite été fournies et simplement adoptées pour l'application du dispositif aux différents bâtiments d'études de cas. Dans le comportement mécanique de la CDSS, les principaux éléments sont schématisés comme des ressorts avec une rigidité spécifique et la relation constitutive. Le k_i de rigidité de chaque composant peut être évaluée sur la base de l'équation suivante:

$$k_i = \frac{EA_i}{L_i} \quad \text{Eq. (10.1)}$$

E étant le module d'élasticité du matériau, A_i la section transversale et la longueur L_i des éléments considérés.

Table 10.1 présente le résumé des principales composantes du système SSCD avec les relations constitutives correspondantes prévues.

Table 10.1: Les composants principaux du SSCD et relation constitutive.

Élément		loi constitutive
Carter 1	C1	linéaire élastique
Carter 2	C2	Élastique linéaire (pas d'tension)
portique coulissant	TM	linéaire élastique
Piston	P	linéaire élastique
Endplate (à gauche)	CTSx	$k = \infty$ (pas tension)
Endplate (à droite)	CTDx	$k = \infty$ (pas tension)
câbles précontraints	PT	bilinéaire élastique
élément dissipatif (à gauche)	DESx	Élastique parfaitement plastique
élément dissipatif (à droite)	DEDx	Élastique parfaitement plastique

Le carter peut être divisé schématiquement en deux sections différentes, la première (C1) constitué par la partie principale entre les brides 8, la deuxième (C2) formé par la partie restante jusqu'à l'ancrage à la structure. Ce dernier est caractérisé par schématisée comme $k = \infty$ et, par conséquent négligé dans les calcELU.

La détermination des lois de comportement des différents composants permet de représenter le CDSS comme un système de ressorts opportunément reliés les uns aux autres. Deux conditions principales (Figure. 10.7), En relation avec le comportement en compression ou de tension, peut être déterminée; la différence dans le comportement de tension / compression est liée à la répartition des forces à l'intérieur des composants individuels.

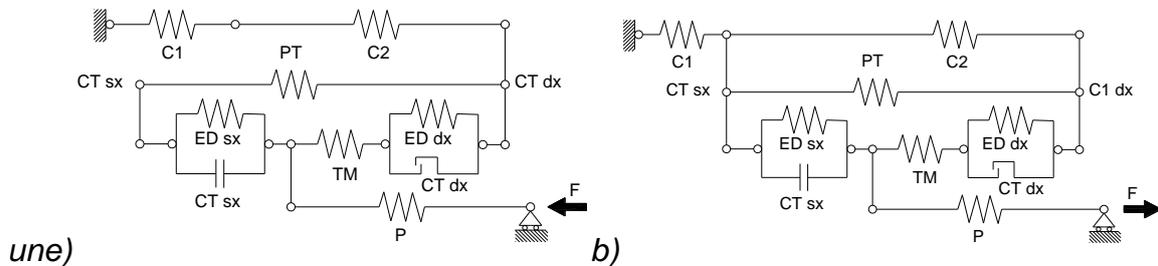


Figure. 10.7: A) Schéma pour le comportement en compression, b) schéma du comportement en tension.

La raideur équivalente du système peut être évaluée selon les équations suivantes:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \sum_i \frac{1}{K_i} \text{ pour les ressorts en série} \quad \text{Eq. (10.2)}$$

$$K_{eq} = \sum_i K_i \text{ pour les ressorts} \quad \text{Eq. (10.3)}$$

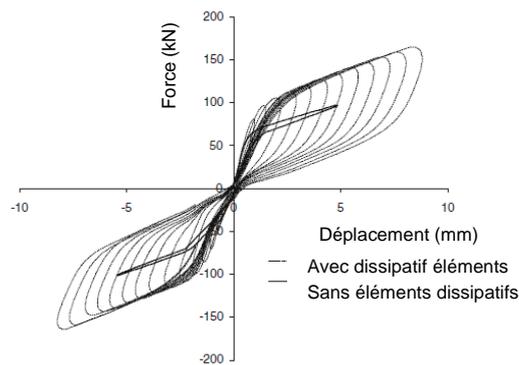
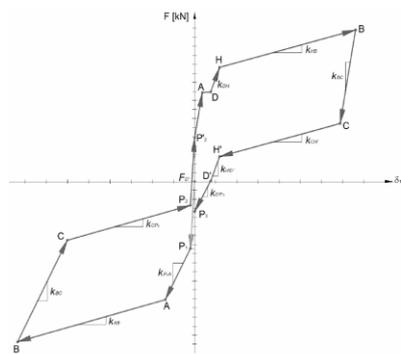
en parallèle

La solution détaillée des régimes simplifiés représentés dans Figure. 10.7 permet l'élaboration du modèle semi-analytique proposé par Banushi en mesure de représenter efficacement le comportement structural du CDSS. En fait, la courbe

force / déplacement obtenu est cohérent avec la forme de drapeau on a observé lorsque le prototype a été testé expérimentalement (Figure. 10.8). La définition de la courbe F / D est caractérisée par de nombreux paramètres (Table 10.2), Et cela ne permet pas une application facile du modèle à des situations pratiques.

Table 10.2: paramètres impliqués dans la définition de la courbe F / d.

câbles précontraints		éléments dissipatifs	
ϕ	diamètre des câbles	ADE	section globale
$A_{PTE} = n \frac{\pi \phi^2}{4}$	section globale	f_{yDE}	force performance
f_{ypte}	force performance	$f_{DE} = A_{DE} \cdot f_{yPTE}$	la force de traction
$\rho_{escudos}$	pourcentage de pré-tension	LDE	Longueur
$f_{PTE} = \rho_{PTE} \cdot f_{yPTE}$	contrainte de pré-tension		
$F_{PTE} = A_{PTE} \cdot f_{PTE}$	force de pré-tension		
L _{PTE}	longueur		
E _{PTE}	module d'élasticité		
$d_{PTE} = \frac{f_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} \cdot L_{PTE}$	déplacement		



a)

b)

Figure. 10.8: a) modèle semi-analytique selon Banushi et b) la courbe F / N expérimentale du SSCD.

10.3.2 modèles simplifiés pour le SSCD

Étant donné que la définition de tous les paramètres concernés (Table 10.2) Est trop exigeant, un modèle simplifié a été élaboré en prenant en considération la rigidité équivalente des éléments impliqués.

Pour la détermination de la courbe simplifiée F / D (Figure. 10.9), Le pré-dimensionnement des éléments importants du système est nécessaire. Les sections transversales du carter, du portique de glissement interne et du piston sont évaluées afin d'éviter les phénomènes de instabilité sous l'action sismique, tandis que les câbles précontraints et des éléments dissipatifs sont conçus pour satisfaire la demande sismique. Pour le système de SSCD présent, les dimensions des composants principaux sont résumés dans leTable 10.3.

Table 10.3: données dimensionnelles des éléments constitutifs du système SSCD.

Élément	Ai [mm ²]	Li [mm]	ki [kN / mm]	
Carter 1	11088	3700	kC	629,32
Carter 2	-	690	kc2	∞
portique coulissant	1538,72	3500	ktm	92,32
Piston	861,55	3500	kP	51,69
Endplate (à gauche)	66538	50	KCT	∞
Endplate (à droite)	60048	70		∞
câbles précontraints	226,19	3500	KPT	12,67
élément dissipatif (à gauche)	320	170	kde	395,29
élément dissipatif (à droite)				

Les dimensions initiales des éléments doivent être conçus en fonction de la définition des paramètres k_{el} , KPE , F_y , F_u , d_y , d_u , α et β , la détermination de la courbe en forme de drapeau de caractéristique:

- k_{el} raideur élastique
- KPE Poster raideur élastique
- F_y force élastique du système
- F_u force maximale autorisée par le système
- DY déplacement cédant
- d_u déplacement final
- α coefficient de raideur post-élastique
- β coefficient de dissipation d'énergie

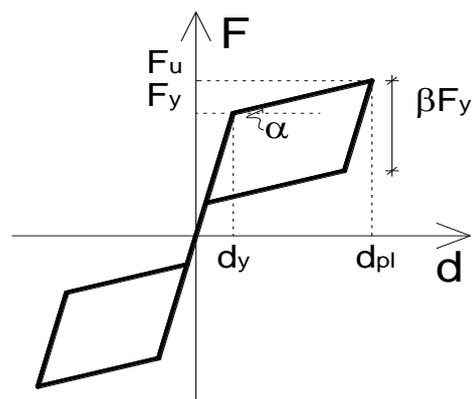
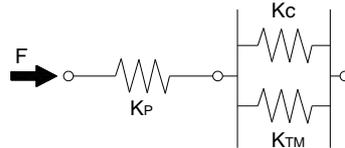


Figure. 10.9: Relation idéale Force - déplacement pour un système d'auto-centrage hystérétique.

La première branche de la courbe est caractérisée par une raideur égale à k_{el} , déterminée compte tenu du ressort associé au piston (k_p) connecté en parallèle à ceux de la carter (k_c) et du portique coulissant (k_{tm}) selon la Eq. (10.4).

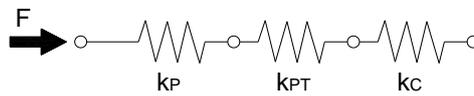
$$k_{el} = \frac{k_p (k_c + k_{TM})}{k_p + k_c + k_{TM}}$$



Eq. (10.4)

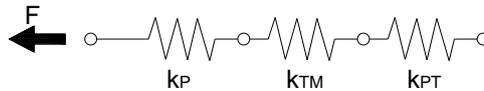
La branche post-élastique de la courbe F / D , à partir du point du système performance, présente une rigidité égale à KPE . Deux régimes différents sont adoptées pour déterminer cette valeur par rapport à la compression (Eq. (10.5)) Ou d'un comportement de tension (Eq. (10.6)) du système. Dans les deux cas des deux cas, la contribution des éléments dissipatifs, a donné après la première charge, est négligée.

$$k_{pec} = \frac{k_p \cdot k_{PT} \cdot k_c}{k_p k_{PT} + k_p k_c + k_{PT} k_c}$$



Eq. (10.5): Compression (KPEC): associer des ressorts sur le piston (k_p), les câbles précontraints (k_{PT}) et carter (k_c) en série.

$$k_{pet} = \frac{k_p \cdot k_{TM} \cdot k_{PT}}{k_p k_{TM} + k_p k_{PT} + k_{PT} k_{TM}}$$



Eq. (10.6): Tension (KPET): ressorts associée du piston (k_p), le portique coulissant (k_{TM}) et les câbles (k_{PT}) en série.

Si l'on suppose que le comportement du système de SSCD est exactement le même sous tension et à la compression en fonction de ce discuté précédemment, la raideur de la branche post-élastique peut être adoptée comme étant la moyenne entre les deux valeurs obtenues (Eq. (10.7)):

$$k_{pe} = \frac{k_{pet} + k_{pec}}{2}$$

Eq. (10.7)

où KPEC et KPET ne dépend que de la rigidité des composants du système qui restent toujours dans le domaine élastique sous l'action sismique.

La forme de la courbe d'hystérésis est déterminée par les deux paramètres α et β qui peuvent être définis comme décrit dans Eq. (10.8) et Eq. (10.9).

$$\alpha = \frac{k_{pe}}{k_{el}} \text{ poster coefficient de rigidité performance} \quad \text{Eq. (10.8)}$$

$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}} \text{ coefficient de dissipation d'énergie} \quad \text{Eq. (10.9)}$$

F_{yDE} est la force élastique associée à des éléments dissipatifs et F_{PTE} la force d'éléments précontraints. Les β coefficient peuvent également être exprimés par la Eq. (10.):

$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}} = \frac{A_{DE} f_{yDE}}{A_{PTE} \rho_{PTE} f_{yPTE}} \quad \text{Eq. (10.10)}$$

être A_{PTE} et EQM respectivement les sections transversales des éléments précontraints et des éléments dissipatifs et ρ_{escudo} le pourcentage de pré-tension. β dépend par conséquent de la variation de la section, de la pré-tension des câbles et sur la section transversale des composants dissipatifs.

Une combinaison spécifique des deux paramètres α et β doit être prévu pour chaque système conçu (fig. 10,10)

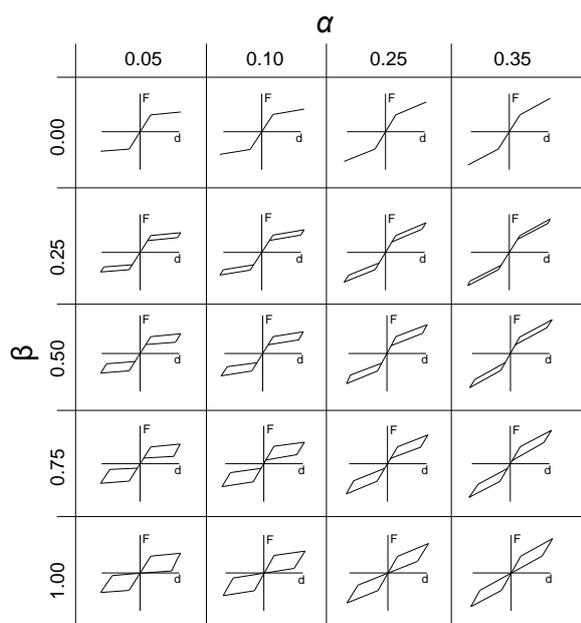


Figure. 10.10: Variation de la courbe en forme de drapeau en fonction des paramètres α et β .

Principalement en fonction de la valeur du rapport entre la force de précontrainte initiale et la limite d'élasticité des éléments dissipatifs, la courbe d'hystérésis du SSCD peut présenter des formes différentes, chacun caractérisé par des valeurs différentes de l'énergie dissipée, le déplacement résiduel et re- résiduel force de centrage, comme indiqué au par. 10.2.

Le performance du système, ce qui représente la limite en correspondance de laquelle les variations de rigidité de l'élastique à la valeur post-élastique, en raison du dépassement de la force de précontrainte des câbles. Cette force peut supposer par conséquent égale à:

$$F_y = F_{PTE} = A_{PTE} \cdot \rho_{PTE} \cdot f_{yPTE} \quad \text{Eq. (10.10)}$$

Le d_y de déplacement en correspondance avec F_y peut être déterminé comme suit:

$$d_y = \frac{F_y}{k_{el}} \quad \text{Eq. (10.11)}$$

Le déplacement final (maximum) du système du, supposée égale à la déformation maximale des câbles précontraints, est défini comme suit:

$$d_u = d_{PTE} = \frac{F_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} L_{PTE} \quad \text{Eq. (10.12)}$$

Selon la formulation ci-dessus, la capacité de déplacement peut être augmentée ou diminuée agissant sur différents paramètres; si les propriétés mécaniques des matériaux sont maintenus constants (F_{yPTE} et E_{PTE}), la déformation maximale est liée à la longueur et à $\rho_{escudos}$. Selon test expérimental exécuté sur un prototype à échelle réelle (Braconi et al. (2012)), une valeur égale à 0,50 pour un tel paramètre est en mesure de fournir une bonne capacité de re-centrage du système avec un bon niveau d'amortissement équivalent du structure.

La force maximale du système F_u peut être finalement exprimé selon:

$$F_u = F_y + (d_u - d_y) \cdot k_{pe} \quad \text{Eq. (10.13)}$$

Dans la procédure de conception proposée, les sections transversales du charretier, portique coulissant, le piston et les dimensions globales des plateaux ont été maintenus constants. Les propriétés mécaniques des matériaux sont les mêmes

pour tous les systèmes considérés (pour tous les éléments du portique, les câbles et les éléments dissipatifs), selon ce que présenté dans Table 10.4.

De cette manière, le nombre de paramètres qui doivent être déterminées pour le dimensionnement du système de SSCD peut être réduite en fonction de ce résumé dans Table 10.5. Des indications précises peuvent être fournies pour la sélection des matériaux à adopter pour la réalisation du dispositif de SSCD dissipatif. Les résultats obtenus dans les analyses pré-conception a montré que les valeurs de résistance faible performance des éléments dissipateurs ont fourni une bonne ductilité globale et, en même temps, une capacité de re-centrage efficace du système une fois que les gouttes de force externe à zéro.

Table 10.4: Valeur supposée pour la conception du système SSCD.

Paramètre	Valeur	
AC1	11088	mm ²
AU M	1 539	mm ²
AP	862	mm ²
ACTE	66538	mm ²
E	210000	N / mm ²
fyPTE	1670	N / mm ²
EPTE	196000	N / mm ²
fyDE	240	N / mm ²
LDE	170	Mm

Table 10.5: paramètres modifiés lors de la conception et l'influence sur les paramètres décrivant la courbe force / déplacement.

Le paramètre	paramètres
LC1	Kel, dy
LTM	Kel, dy
LP	Kel, dy
LPTE	KPE, α , Du, Fu
ϕ	Kel, KPE, α , Du, Fu
ρ	Fu, dy
ADE	β

10.3.3 vérification expérimentale du prototype SSCD

Deux tests différents ont été réalisés sur le prototype SSCD: les tests préliminaires sur le SSCD sans les éléments dissipatif, afin d'évaluer la valeur réelle de la force de recentrement appliquée par les câbles précontraints et fi tests NAL sur le SSCD avec le Dissipative éléments, afin de vérifier la performance globale de l'appareil. Les différentes valeurs des sections force de précontrainte initiale et dissipatif Element ont été examinées afin d'évaluer ces facteurs de l'in fl uence sur le comportement global du dispositif. Les essais expérimentaux du prototype SSCD ont été réalisées à la « Laboratorio Uf fi Ciale par le Esperienze dei Materiali da Costruzione » de l'Université de Pise. Une vue d'ensemble de la configuration de test est indiqué dans Figure. 10.10.

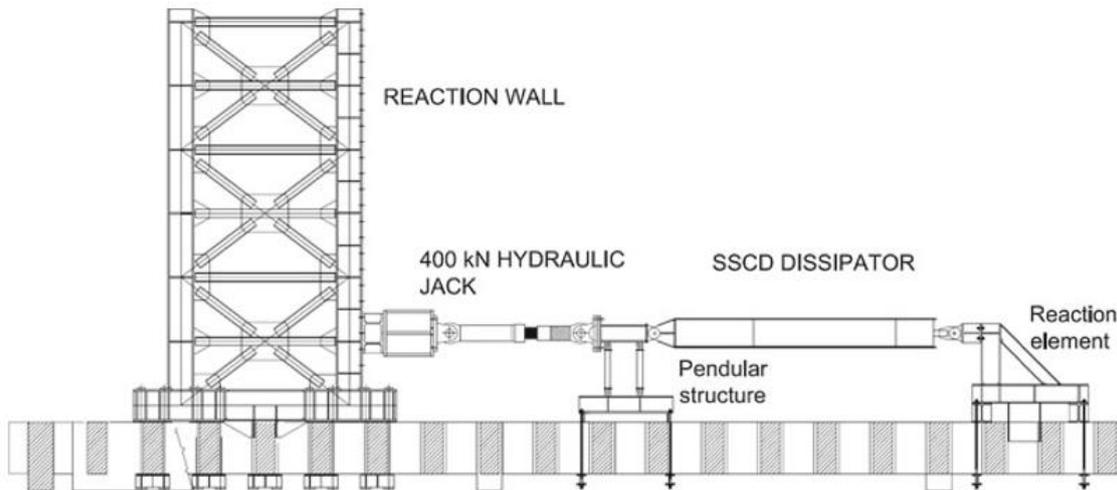


Figure. 10.10: Vue de la configuration de test

La force externe est appliquée au moyen d'un vérin hydraulique 400 kN équipé d'une cellule de chargement et le capteur de déplacement. Le vérin, disposé horizontalement, est lié d'un côté à la paroi de réaction, et de l'autre à une structure en acier pendulaire prévoyant des déplacements horizontaux. Le prototype SSCD est lié par l'intermédiaire d'articulations articulés à une extrémité à la structure en acier pendulaire (Figure. 10.11 a) et à l'autre à un élément de réaction en acier qui empêche tout déplacement horizontal ou vertical de l'appareil (Figure. 10.11b). Afin de mesurer et d'enregistrer les déplacements, des déformations et des charges, le prototype a été fi TTED avec huit capteurs de déplacement LVDT, 20 jauges de contrainte et une cellule de chargement, disposé comme représenté sur laFigure. 10.12. Les essais préliminaires ont été exécutées en effectuant un cycle de chargement-déchargement à la fois en traction et en compression, sous une amplitude de déplacement contrôlé jusqu'à un maximum / valeur minimale de ± 5 mm. Les résultats des tests sont présentés dansFigure. 10.13 pour faire varier les valeurs de la force de précontrainte couple de serrage.

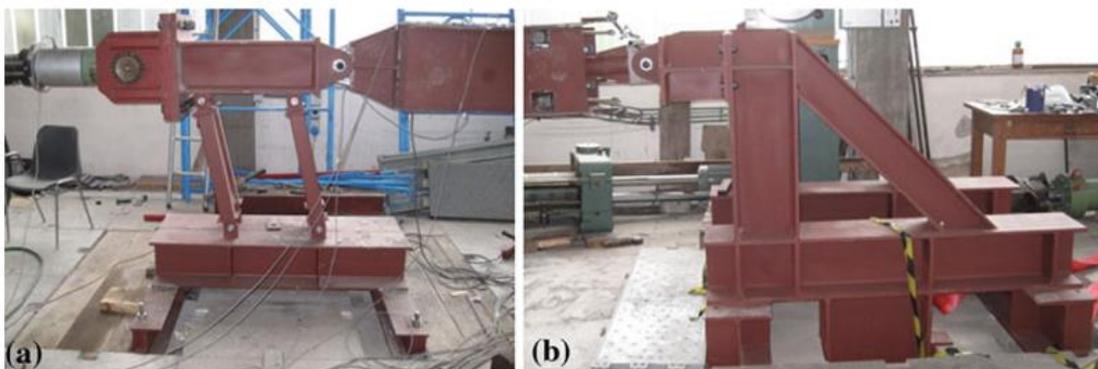


Figure. 10.11: a) structure d'acier pendulaire; b) élément de réaction en acier

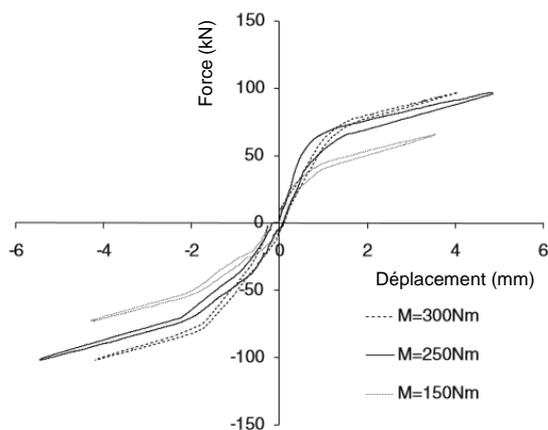
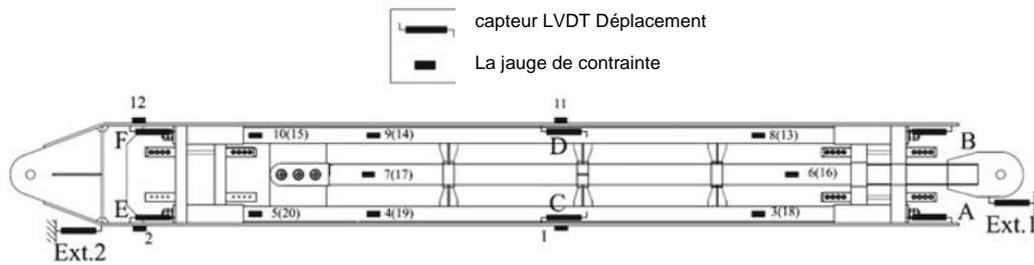


Figure. 10.13: Courbe F / D du SSCD sans éléments dissipatifs

Figure. 10.13 Terrain à la force appliquée par le vérin en fonction du déplacement relatif entre le Carter extérieur et le portique coulissant interne, enregistrée par les capteurs de déplacement C et D LVDT (Figure. 10.12). Le comportement du SSCD a été modélisée par une courbe bilinéaire pour chaque valeur de couple de serrage. La force de précontrainte a été évaluée comme étant la valeur correspondant à la variation globale de la rigidité. La branche première du modèle bilinéaire correspond au comportement du SSCD jusqu'à ce que les plaques de garde sont forcés en contact avec le portique interne par l'action des câbles précontraints. Lorsque la force externe dépasse la valeur de précontrainte, les plaques d'extrémité perdent le contact avec l'armature interne, et la diminution de rigidité. Les résultats obtenus pour la tension et la compression sont rapportés dans leTable 10.6.

Table 10.6: Force de pré-tension pour différentes valeurs de couple de serrage

diamètre des brins de précontrainte (mm)	Couple de serrage (Nm)	force de précontrainte (kN)	
		Tension	Compression
12	150	41	49
12	250	66	67
12	300	72	77

Les tests finales ont été effectuées à la suite de la procédure courte de test décrit par le groupe ECCS (GTT ECCS 1.3 1986). Dans la première étape de l'essai, de petits incréments de déplacement (0.1mm) ont été utilisés pour exécuter au moins 4 cycles complets avant que les éléments dissipatifs aient donné. Ensuite, les incréments de déplacement ont été portés à 1 mm et, pour chaque niveau de déplacement successif, 3 cycles complets ont été effectués. La vitesse de l'actionneur hydraulique a été fixée à 3 mm / min et trois tests cycliques ont été exécutés, faire varier les caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles de précontrainte et dissipatifs Elements.,Figure. 10.14 et la Fig. 10,16 montrent le comportement cyclique du prototype SSCD avec des éléments dissipatifs pour différentes valeurs de la force de précontrainte initiale. Il est évident que, à la fin de chaque cycle de chargement-déchargement du déplacement résiduel était pratiquement nulle (en tout cas, au-dessous de 0,5 mm): le SSCD présentait une capacité optimale de recentrage. De plus, pour chaque niveau de déplacement maximal, le SSCD présentait des boucles d'hystérésis stables, assurant ainsi un niveau constant de dissipation d'énergie. Enfin, outre des éléments dissipatifs du système a augmenté de manière significative la zone des boucles d'hystérèse, bien que la pente de la courbe est pratiquement identique à celui du SSCD sans les éléments dissipatif. Les résultats des tests confirmer les conclusions des préliminaires des analyses paramétrique numérique. Figure. 10.16a) montre une comparaison entre le cycle d'hystérésis du SSCD avec différentes zones de section transversale dissipatif éléments (essais 1 et 2), ainsi que les résultats pour le SSCD sans les éléments dissipatifs. La figure montre que l'augmentation de la section transversale mène à une plus grande dissipation d'énergie, mais en même temps, le déplacement plus résiduel. Figure. 10.16b) à bâtir le comportement cyclique du SSCD pour deux valeurs du couple de serrage (essais 2 et 3). Dans les deux cas, l'énergie dissipée est pratiquement la même, bien que le SSCD donne plus des valeurs de force pour les valeurs de couple de fixation plus.

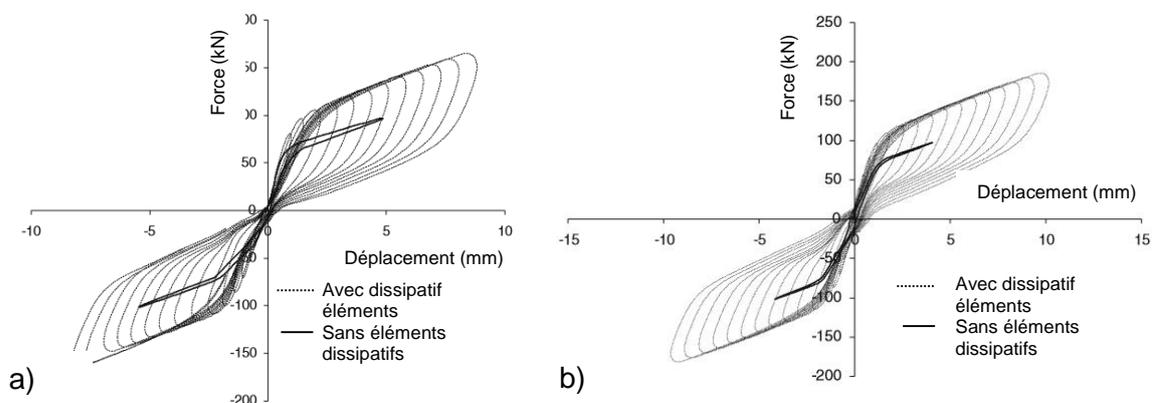


Figure. 10.14: Courbe F / D du SSCD avec des éléments dissipatifs: a) Test 1; b) Test 2.

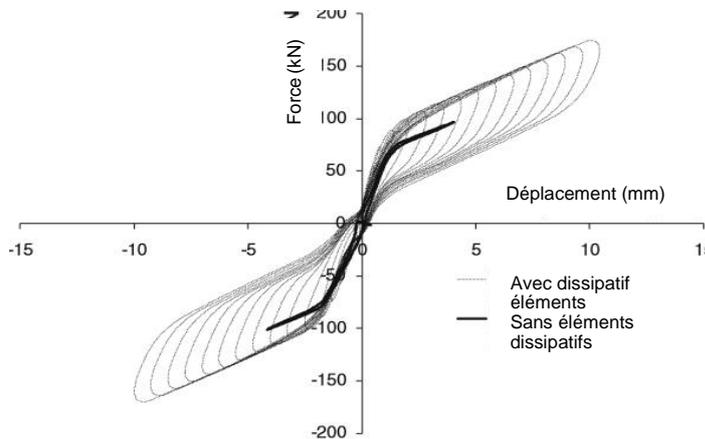
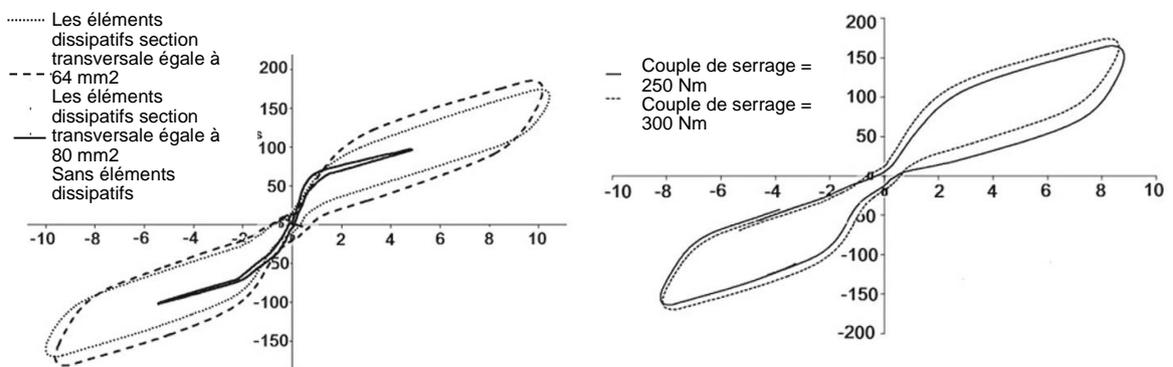


Figure. 10.15: Courbe F / D du SSCD avec des éléments dissipatifs, test 3



a)

b)

Figure. 10.16: Courbe F / D: a) Test 1 et 2; b) Essai 2 et 3.

Une fois défini le comportement mécanique du système et fait une vérification expérimentale du prototype, l'application à différentes études de cas peuvent être analysés. Il est nécessaire de souligner que réellement il n'y a pas de normes spécifiques à suivre dans la conception des structures avec systèmes de protection passive - par exemple, l'absence d'indications concernant le comportement q facteur à adopter pour l'élément pré-dimensionnement et ainsi de suite.

10.4 APPLICATION A LA CONCEPTION D'UN BÂTIMENT COMMERCIAL

10.4.1 Description générale du bâtiment

Le bâtiment commercial est situé à Mirandola (Emilie-Romagne, MO). Le bâtiment présente une structure hybride, caractérisé par les composants principaux suivants (Figure. 10.17):

- **Murs en béton armé** dans les quatre angles du bâtiment, la réalisation de l'action sismique horizontale;
- **Portiques internes en acier articulé**, support de charges verticales;

- **systèmes de hystérèse SSCD** pour la connexion (horizontal) entre les parois RC et des portiques en acier.

La procédure de conception adoptée pour ces composants est itérative et réalisée avec précision, parce que les propriétés mécaniques et géométriques des éléments (en particulier les murs RC) influencent fortement la rigidité et le comportement global dynamique de la structure. Linéaires et non linéaires analyses ont été réalisées sur le modèle en trois dimensions en utilisant le logiciel réalisé SAP2000: ce dernier d'effectuer une pré-taille tous les différents composants; l'ancien pour affiner la conception et vérifier le comportement de la structure.

Le bâtiment présente de 4 étages, caractérisé par un plan rectangulaire dont les dimensions sont 50x36 m. La hauteur entre les étages est égal à 4,50 m. Les étages 1er et 2e sont destinés à un usage commercial, alors que dans le sous-sol est utilisé comme parking. Même si les quatre principaux cas d'escalier sont situés dans les coins du bâtiment, il y a aussi des rampes internes qui impliquent des différences dans la disposition des éléments structuraux et des dalles du sous-sol (niveau P1) et des autres étages (P2, P3 et P4), (Figure. 10.18). Les plaques sont tous disposés de la même manière avec une durée maximale de 6,0 m. Figure. 10.19 montre la section typique du bâtiment.

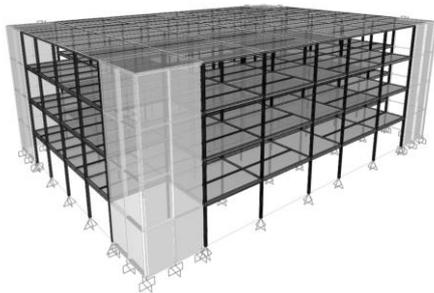


Figure. 10.17: schématisation 3D du bâtiment d'étude de cas.

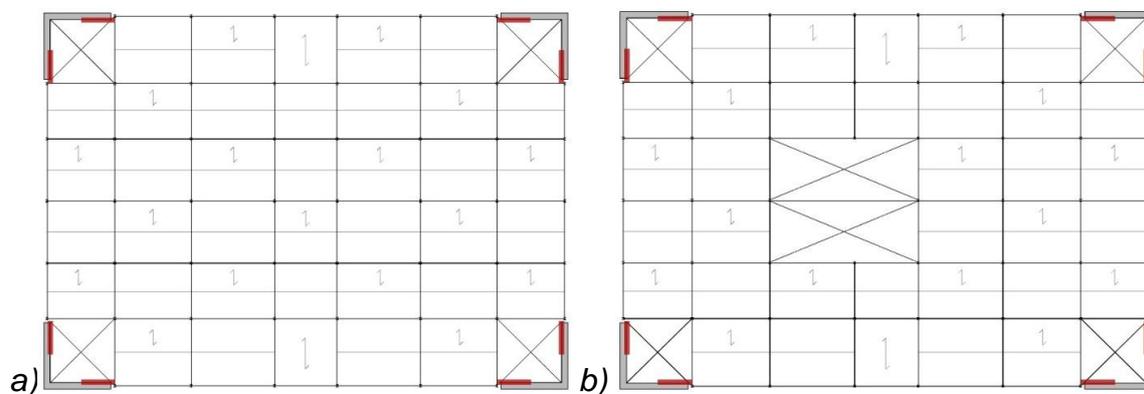


Figure. 10.18: Dispositions du plan typiques: a) P1, b) P2 et P3.

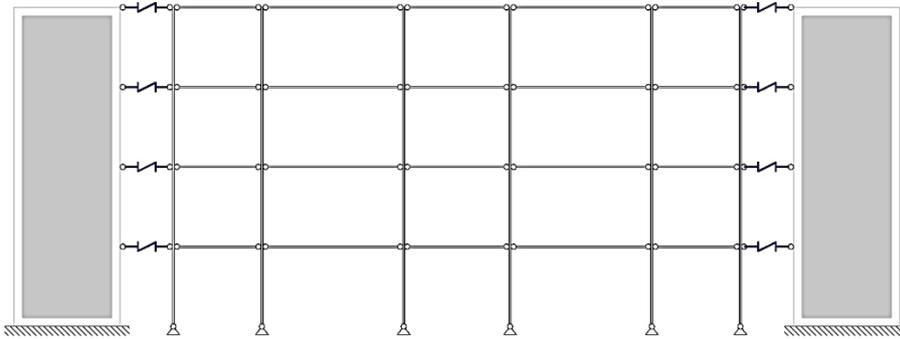


Figure. 10.19: Section typique du système conçu.

La stratégie de conception est basée sur des murs RC et les portiques en acier dans le domaine élastique, tout en concentrant le comportement non linéaire dans le dispositif de SSCD.

La largeur de la structure en acier est de 6,00 à 8,00 m et d'une nuance d'acier S275 est utilisé. Afin de séparer les proches des murs RC, les lacunes 10 cm de long ont été introduites dans le modèle.

Les parois RC ont été conçus, selon EN1998-1: 2005, en tant que grandes parois légèrement renforcé, que, dans le cas présent ont pour effectuer les réactions au maximum en raison de l'SSCD connecté. Classe de béton C25 / 30 et des barres d'armature en acier B450C ont été adoptées.

Les systèmes SSCD ont été introduits pour adsorber et dissiper l'énergie sismique, contenant les déplacements et la déformation du bâtiment. Ils ont tous deux se connecter et déconnecter les murs RC des portiques. En fait, les dispositifs de SSCD les géométriquement communs, mais laissent qu'ils se déplacent indépendamment l'un de l'autre, et chaque dispositif est activé par leur déplacement relatif.

La longueur initiale des systèmes dissipatifs a été supposé égal à 3,5 m (correspondant à l'un des prototypes expérimentalement testé et présenté dans Braconi et al.); nuance d'acier S355JR a été utilisé pour tous les composants du SSCD à l'exception des éléments dissipatifs, caractérisé par une faible résistance à la déformation.

10.4.2 pré-dimensionnement de l'étude de cas

10.4.2.1 Détermination des actions

Les charges statiques et sismiques ont été déterminées par rapport à la norme italienne réelle pour les prescriptions Constructions (DM14 / 01/2008). Figure. 10.20 montre les spectres de réponse adopté pour les analyses linéaires, alors que le permanent et les autres actions statiques sont énumérées ci-dessous:

- $G1 = 1,90 \text{ kN / m}^2$ la charge permanente de la dalle de plancher inter-étages (mort);

- $G_2 = 2,45 \text{ kN / m}^2$ la charge permanente de la dalle de plancher inter-étages;
- $G_1 = 0,15 \text{ kN / m}^2$ la charge permanente de la dalle de toit (mort);
- $G_2 = 0,20 \text{ kN / m}^2$ la charge permanente de la dalle de toiture;
- $Q_k = 5,00 \text{ kN / m}^2$ Charge appliquée pour les activités commerciales (inter-étages);
- $Q_k = 1,20 \text{ kN / m}^2$ Charge de neige (toit);
- $V_N = 50 \text{ ans}$ Durée de vie nominale de l'immeuble;
- $CU = 1,5$ « Coefficiente d'OSU », ce qui équivaut au « facteur d'importance », tel que défini au par. 2,1 (3) et 4.2.5, Eurocode 8, UNIEN 1998-1 (2004);
- $VR = V_N CU = 75$ Période de référence;

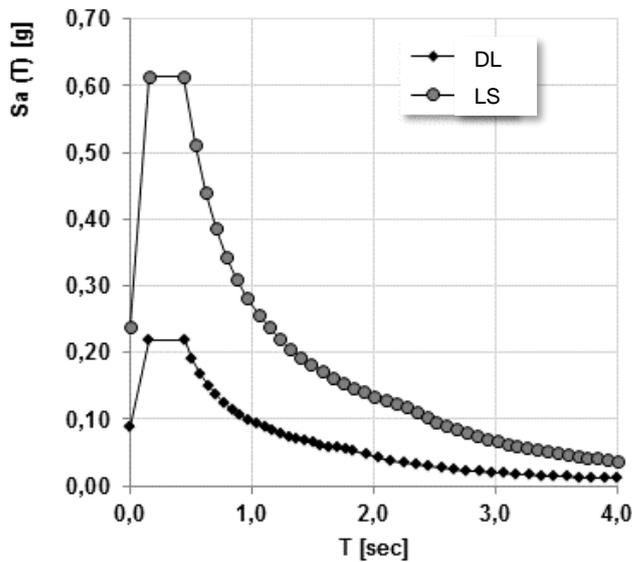


Figure. 10.20: spectres de réponse selon DM14 / 01/2008 pour la sécurité de la vie (LS) et état limite de dommages.

10.4.2.2 Pré-dimensionnement des éléments structuraux - portiques gravitaires

Les portiques en acier ont été conçus pour soutenir que la charge verticale, qui a été évaluée en utilisant la combinaison limite ultime État (Eq. (10.14)).

$$q = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} \quad \text{Eq. (10.15)}$$

Les prescriptions de DM14 / 01/2008 ont été utilisés pour évaluer la section minimale requise, à la fois pour les poutres et les poteaux. Les profils adoptés sont résumés dans leTable 10.7.

Table 10.7: Profils des éléments pour les portiques en acier.

Élément	L [m]	q [kN /	Profil
poutre inter-	6.0	40,94	HEB220
poutre inter-	8.0	40,94	HEB280

Poutre de toit	6.0	6.9	HEB160
Poutre de toit	8.0	6.9	HEB160
poteaux			HEB220

10.4.2.3 Pré-dimensionnement des éléments structuraux - SSCD

Une longueur initiale égale à 3,50 m a été adoptée, sur la base des résultats des recherches expérimentales. Les sections transversales du carter, le piston, le portique coulissant et les éléments de pré-tension a été ensuite évaluée, étant donné qu'elles contribuent au comportement élastique multi-linéaire du système SSCD et permettent de déterminer la pente de la bilinéaire F / courbe D. Les paramètres influençant le comportement dissipatif ont été initialement négligés, en les initiant que lorsque la structure se déplace dans le domaine non linéaire. Dans la première étape, tous les SSCD à différents niveaux ont été supposés être égaux. Les données utilisées pour la détermination de la courbe élastique bilinéaire F / D sont résumées dans le Table 10.8.

Pour introduire les systèmes dissipatifs dans le modèle SAP2000, une schématisation élastique multilinéaire a été adoptée Figure. 10.21.

Table 10.8: paramètres initiaux de la courbe F / D des systèmes d'SSCD.

kel	144658	kN /
KPE	28886	kN /
Fy	634822	kN
DY	4388	mm
Fu	938765	kN
du	14911	mm

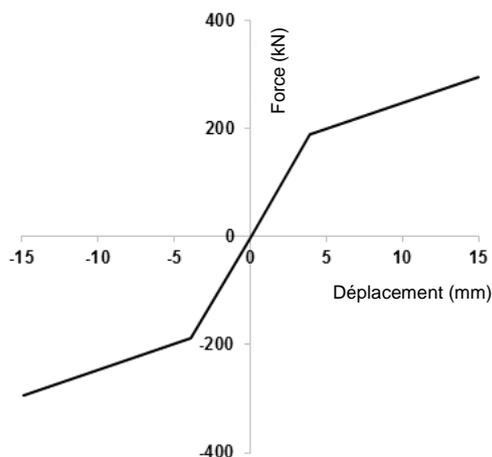


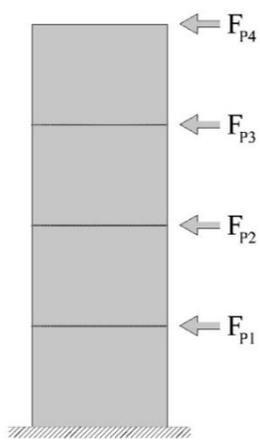
Figure. 10.21: courbe élastique bilinéaire de l'SSCD

10.4.2.4 Pré-dimensionnement des éléments de structure - parois RC

La longueur des parois RC a été supposée égale à 6,0 m, en fonction de la conception architecturale. Une analyse statique équivalente a été exécutée au préalable pour déterminer leur épaisseur, compte tenu de la paroi RC en porte à faux avec des

charges concentrées évaluée en utilisant un facteur de comportement unitaire. Cela signifie que les dispositifs SSCD se comportent comme des « composants rigides » qui ne se dissipent pas l'action sismique, mais transférer directement sur les murs. Les forces de conception et résultant des actions de cisaillement et de flexion sont résumées dans Table 10.9.

Table 10.9: Forces statiques pour $q = 1$, actions de conception résultant et schématisation adaptées pour les murs RC.



Fh [kN]	Étage	zi [m]
23838,1	P1	4,5
	P2	9,00
	P3	13,5
	P4	18,00
Wi [kN]	Fi [kN]	
15449,74	FP1	969,63
13590,34	FP2	1705,86
14214,94	FP3	2676,38
2420,58	FP4	607,66

actions de conception	
Ved	4935 kN
Med	30964 kNm

Selon EN1998-1: 2005 et DM14 / 01/2008, les prescriptions suivantes doivent être respectées.

L'épaisseur de la section de poids corporel doit être supérieure à la valeur maximale comprise entre 150 mm et $h_s / 20$, en étant h_s la hauteur de l'espace inter-étages, se déplaçant dans le cas présent en:

$$b_w \geq 225 \text{ mm}$$

barres d'acier longitudinales doivent être placées à l'écart maximum de 300 mm le long des deux côtés de la paroi et leur diamètre doit satisfaire à la relation ci-dessous (Eq. (10.16)):

$$\phi_l \leq \frac{b_w}{10} \quad \text{Eq. (10.16)}$$

Les deux portions extrêmes de la paroi confinés doivent être longs comme prescrit dans Eq. (10.18):

$$l_c = 0,20 l_w \geq 1,5 b_w = 1,20 \text{ m} \quad \text{Eq. (10.17)}$$

Les renforts verticaux en acier dans ces zones doivent satisfaire à l'équation suivante (Eq. (10.18)):

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad \text{Eq. (10.18)}$$

Compte tenu de toutes les prescriptions ci-dessus énumérés, l'épaisseur de paroi obtenue était égale à 600 mm; par portions 24 mm confiné barres en acier de diamètre, placé à l'écart de 100 mm, doivent être utilisés alors que dans les autres parties de leur espacement augmente jusqu'à 250 mm.

10.4.3 modélisation et analyse structurelle de l'étude de cas

10.4.3.1 Modèle linéaire et analyse

À la suite de l'analyse modale dynamique (voir Figure. 10.20 pour les spectres de réponse utilisé), le comportement de la structure du bâtiment est similaire dans les deux directions principales X et Y (par exemple des périodes de vibrations similaires, les formes modales), présentant un comportement à la flexion et de haute masse participant (Figure. 10.22).

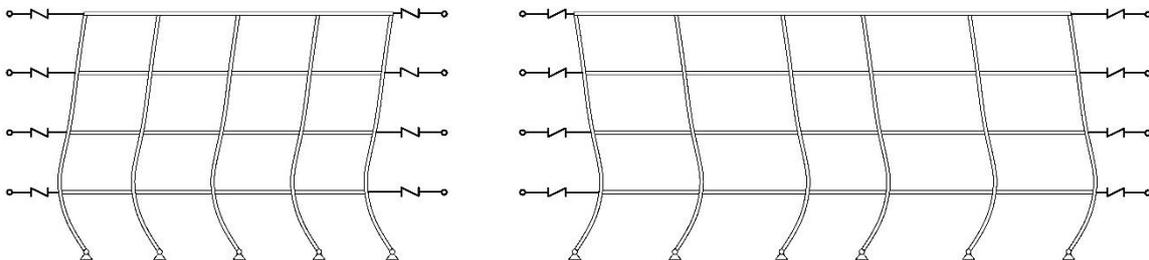


Figure. 10.22: Première forme modale associée à des directions Y et X.

Le déplacement horizontal du bâtiment est directement lié à l'activation du SSCD dans la direction considérée, avec des forces élastiques proportionnel au déplacement des différents étages.

Afin d'optimiser le comportement de la structure du système, une forme déformée modale le plus uniforme possible, dans le but de rester plus ou moins « verticale » au-dessus du premier étage, a été poursuivi: de cette façon, tout le système de SSCD doit se comporter avec le même niveau de forces et de déformations, avec des déplacements relatifs proches de zéro pour tous les étages au-dessus du premier (Figure. 10.23).

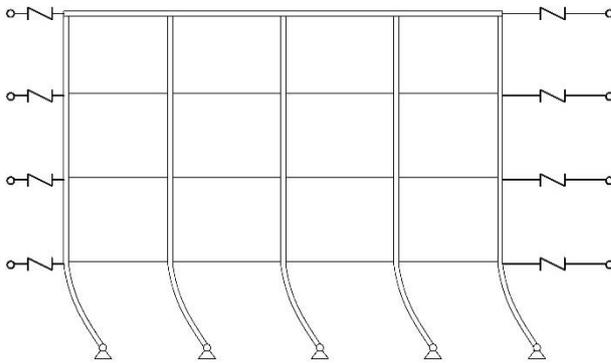


Figure. 10.23: Déformation modale souhaitée.

La déformation souhaitée a été obtenue en variant la raideur élastique des dispositifs de SSCD (KEL), en utilisant comme paramètres de commande « » les déplacements x_i du bâtiment à SSCD de niveaux différents (x_1, x_2, x_3, x_4).

Dans un premier temps, la kel de rigidité a été modifiée que par la longueur de la LP de piston. Ce paramètre a été modifié de manière itérative jusqu'à ce que la suite de l'analyse modale linéaire a été obtenue la configuration souhaitée.

En raison de la rigidité réduite des poteaux, qui est conçu uniquement pour supporter les charges de gravité, ils ne sont pas capables de réaliser une connexion forte entre les différents étages. Cela implique que chaque étage se comporte comme indépendants (par exemple des masses avec un comportement indépendant). Si chaque étage est indépendant de l'autre, la période de vibration de la masse unique du plancher i -ème générique est fourni par (Eq. (10.19)).

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \quad \text{Eq. (10.19)}$$

Si tous les étages doivent se comporter d'une manière similaire (à savoir avec le même déplacement), il est nécessaire de les imposer à la même période de vibration. Étant donné que la masse sismique de chaque étage est donnée, la rigidité différente du SSCD pourrait être facilement évaluée (Table 10.).

Table 10.10: Rigidité des différents SSCD en relation avec les résultats de l'analyse dynamique linéaire.

Étage	z_i [m]	m_i [kN]	kel SSCD [kN /
P1	4,50	15449,74	144,66
P2	9,00	13590,34	144,66
P3	13,50	14214,94	144,66
P4	18,00	2420,58	48,02

En l'espèce, étant donné que les masses sismiques des trois premiers niveaux sont à peu près les mêmes, les mêmes dispositifs SSCD sont adoptés pour les niveaux P1, P2 et P3, alors que les différents systèmes ne sont utilisés que pour P4.

Avec les valeurs de rigidité présentées dans Table 10. Avec les valeurs de rigidité présentées dans Table 10. la forme déformée modale présentée dans Figure. 10.24 On a obtenu, très proche de la désirée « configuration verticale » (Figure. 10.23). Table 10.10 montre les résultats de l'analyse modale linéaire dans la configuration finale sélectionnée.

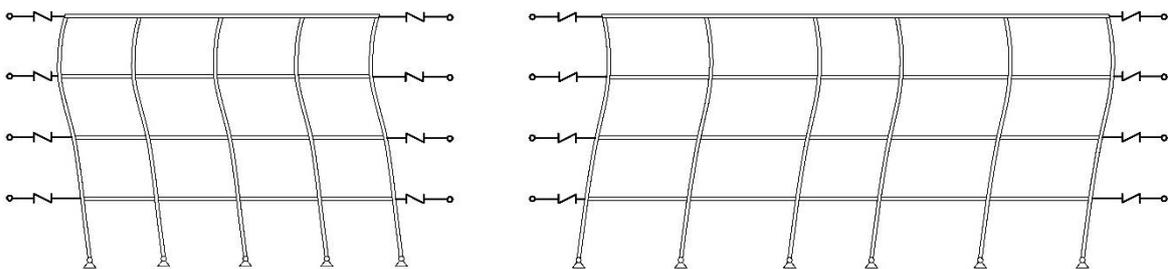


Figure. 10.24: déformée modale correspondant à un premier mode dans les directions Y et X.

Table 10.10: résultats d'analyse modale.

Mod	Période	% De	% De	% De	% Résultant	% Résultant
1	0,31512	0,00	81,36	0,00	0,00	81,36
2	0,31385	84,10	0,00	0,00	84,10	81,36
3	0,28409	0,00	17,47	0,00	84,10	98,82
4	0,27696	15,59	0,00	0,00	99,69	98,82

Les actions sur le SSCD pendant la phase élastique peut être estimée compte tenu de l'action sismique pour les dommages état limite Limitation (DL), ce qui permet d'évaluer le déplacement maximal prévu pour chacun des SSCD; les actions de base dans les murs RC peuvent être déterminées et comparées à celles initialement envisagées, avec l'optimisation éventuelle de l'épaisseur de l'élément.

La conception finale de SSCD peut être ensuite exécutée par la détermination de la zone transversale des éléments dissipatifs, précédemment négligés, influençant directement le paramètre β , l'énergie globale dissipée et la forme de la courbe F / D. Les principales caractéristiques du SSCD conçu appliquées à différents niveaux sont résumés dans leTable 10.11, et Table 10.13; etFigure. 10.25 montre les courbes en forme de drapeau correspondante.

Table 10.11: Propriétés géométriques et mécaniques des câbles précontraints.

câbles précontraints					
		P1, P2, P3		P4	
Nombre d'éléments	n	2		2	
Diamètre	φ	22	mm	12	mm
zone transversal	APTE	380,13	mm ²	113,10	mm ²
zone globale et	APTE, tot	760,27	mm ²	226,19	mm ²

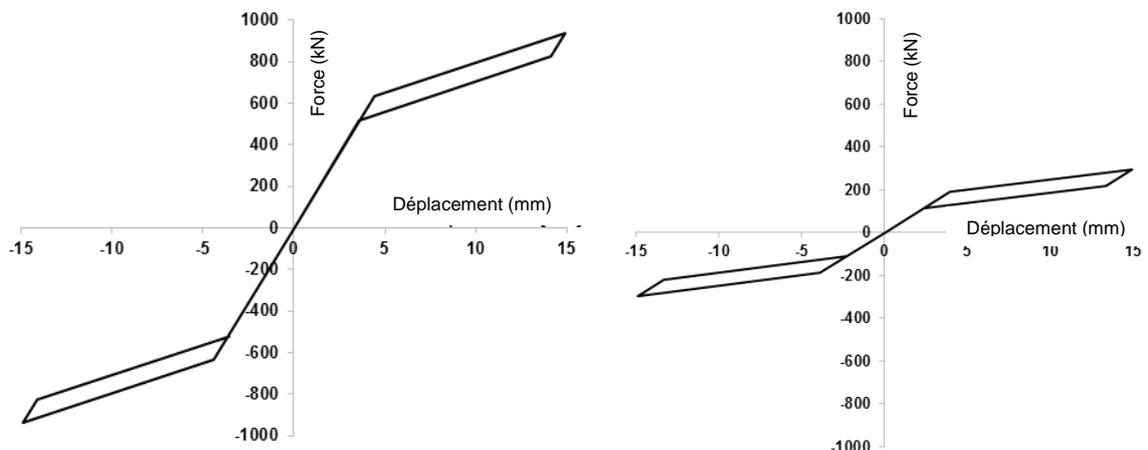
force cédant	f_y , escudos	1670,00	N /	1670,00	N /
pourcentage	$\rho_{PTE} = f_{PTE} /$	0,50		0,50	
la force de pré-	f_{PTE}	835,00	N /	835,00	N /
force de pré-tension	F_{PTE}	634,82	kN	188,87	kN
Longueur	L_{PTE}	3500	mm	3500	mm
Module d'élasticité	E_{PTE}	196000	N /	196000	N /
allongement maximal	D_{PTE}	14,91	mm	14,91	mm

Table 10.12: Propriétés géométriques et mécaniques des éléments dissipatifs.

Elements Dissipatif (Grade Steel BO40)					
		P1, P2, P3		P4	
Nombre d'éléments	n	4		4	
zone transversal	AE	120	mm	80	mm ²
zone globale et	AE	480	mm	320	mm ²
force cédant	f_y ,	240	N /	240	N /
force élastique	F_y ,	115	kN	76,	kN
Élongation ultime	A_{gt}	24,	%	24,	%
Longueur de réduire la	LE	170	mm	170	mm

Table 10.13: Paramètres de SSCD pour les niveaux P1, P2 et P3.

Drapeau en forme de courbe F / D				
Paramètres	P1, P2, P3		P4	
kel	144658	kN / mm	48237	kN /
KPE	28886	kN / mm	9588	kN /
F_y	634822	kN	188873	kN
D_Y	4388	mm	3,9155	mm
F_u	938765	kN	294295	kN
d_u	14911	mm	14911	mm
α KPE = / =	0200		0199	
β = F_y , ED /	0181		0407	



a) b)
Figure. 10.25: Courbes en forme de drapeau pour SSCD de niveaux: a) P1, P2 et P3; b) P4.

Afin d'introduire le SSCD dans le modèle numérique du bâtiment, éléments de liaison avec une relation constitutive en forme de drapeau spécifique ont été utilisés. Le modèle de SSCD est simulée par deux éléments différents travaillant en parallèle (Figure. 10.26): Le premier, caractérisé par une « multilinéaire élastique » relation définissant les deux premières branches de la courbe de raideur égale à k_{el} et K_{PE} , qui donne la force F_y et du déplacement maximal (Figure. 10.27a), le second définie comme « plastique » caractérise les cycles d'hystérésis des éléments dissipatifs par le paramètre K_{DE} et le F_{yDE} correspondant (Figure. 10.27b).

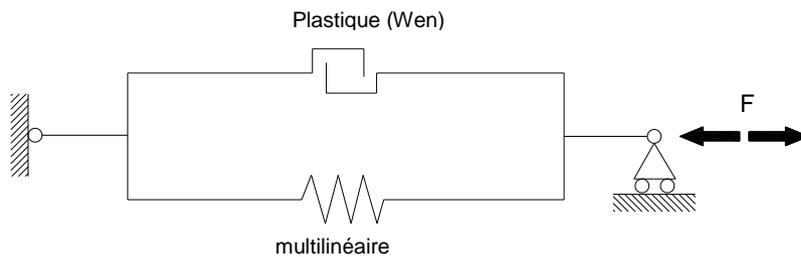


Figure. 10.26: Modèle simplifié du SSCD avec deux éléments NL en parallèle.

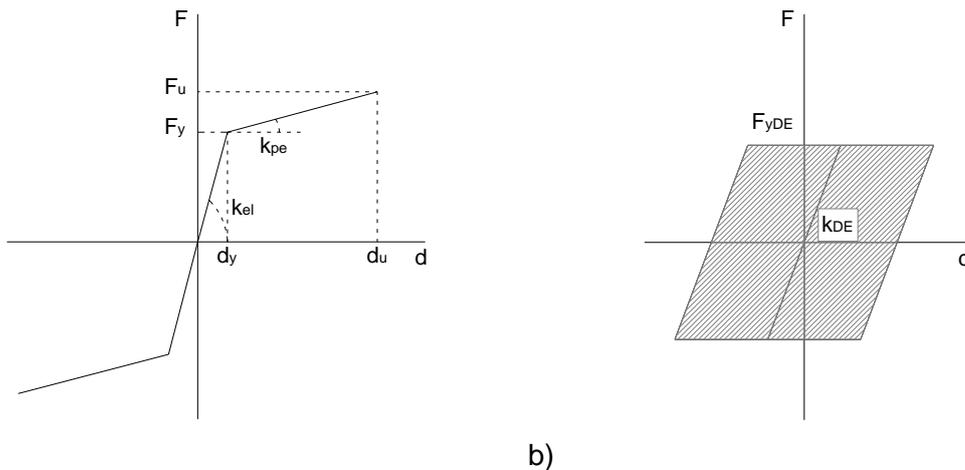


Figure. 10.27: A) élastique multilinéaire et b) les lois constitutives plastique.

10.4.3.2 modèle non linéaire pour analyses dynamiques

Les analyses dynamiques non linéaires ont encore été exécuté pour étudier profondément le comportement structurel du bâtiment dans le domaine post-élastique. analyses dynamiques supplémentaires (IDA) ont été faites selon la procédure proposée par Vamvatsikos et Cornell, sur la base des étapes ci-dessous:

1. détermination des accélérogrammes à unscale utilisé: $a_1(ti)$
2. détermination du facteur d'échelle (SF) à appliquer à l'accélérogramme: $a_\lambda = \lambda a_1$
3. détermination de la mesure de l'intensité (IM), la fonction de l'accélérogramme unscald qui augmente de façon monotone avec le facteur

- d'échelle λ (à savoir le PGA - accélération maximale du sol, l'accélération spectrale correspondant à la première période et ainsi de suite);
4. détermination du paramètre de la mesure de dommages (DM), caractérisant la réponse de la structure du bâtiment lors d'événements sismiques (par exemple, le V_b maximale de cisaillement à la base, la drift inter-étages maximale, et ainsi de suite);
 5. détermination de la courbe de l'IDA, qui est une représentation graphique de la DM vers le paramètre IM pris en considération pour l'accélérogramme sélectionné.

Dans le cas présent, la PGA est sélectionné comme paramètre IM.

Deux DM sont adoptées: la drift inter-étages au maximum DRMAX et le déplacement maximal des systèmes SSCD DDmax. L'atteinte de l'état limite de limitation des dommages (DL) est associée à la réalisation du drift inter-étages maximale selon DM 14/01/2008 afin de garantir l'utilisation efficace de l'immeuble (Eq. (10.20)):

$$d_r \leq 0,01 h \quad \text{Eq. (10.20)}$$

h étant la hauteur entre les étages. Dans ce cas, la relation décalée dans Eq. (10.21):

$$d_r \leq 45 \text{ mm} \quad \text{Eq. (10.21)}$$

L'état limite de sécurité des personnes (LS) est associé à la déformation axiale des systèmes de SSCD supérieur à l'allongement maximal autorisé, correspondant à l'état donnant des câbles précontraints et la perte de capacité de recentrage. Cette limite pourrait être imposée égale à (Eq. (10.22)):

$$d_{SSCD} \leq 14,91 \text{ mm} \quad \text{Eq. (10.22)}$$

Il est nécessaire de souligner que cette limitation ne correspond pas parfaitement à l'atteinte d'un état limite de l'effondrement « ultime », puisque, d'un point de vue statique, les SSCDs sont encore en mesure de fournir à la structure avec une force résiduelle suffisante à l'effondrement. Le problème consiste principalement à la perte de la capacité de re-centrage (une capacité réduite dissipatif reste). En outre, la condition LS n'est pas atteint simultanément par tous les systèmes SSCD, avec la perte subséquente de l'efficacité que dans certains d'entre eux.

Sept accélérogrammes ont été utilisés pour l'exécution de l'IDA. La messagerie instantanée a été réfléchi à l'échelle tenant compte des différentes SF pour les différents accélérogrammes jusqu'à 0,40 g (Table 10.14).

Table 10.14: Les facteurs d'échelle adoptés pour les différents accélérogrammes.

événement	PGAm	0,05	g	0,15	g	0,25	g	g	g
0520ME	0,2591	0193	0386	057	0772	0965	1158	135	154
0529ME	0,2672	0187	0374	056	0749	0936	1123	1.31	149
SPC1	0,3127	0160	0320	048	0640	0799	0959	111	127
SPC2	0,2508	0199	0399	059	0797	0997	1196	139	159
SPC3	0,2855	0175	0350	052	0701	0876	1051	122	140
SPC4	0,3374	0148	0296	044	0593	0741	0889	103	118
SPC5	0,2507	0199	0399	059	0798	0997	1197	139	159

Figure. 10.28 et Figure. 10.29représenter le résumé des résultats de l'IDA exécuté l'adoption des 7 différents accélérogrammes. L'analyse des résultats à venir de la IDAs, il est évident que l'allongement maximal des dispositifs dissipatifs (de DD_{max}) est fortement influencée par les accélérogrammes considérées: jusqu'à IM égal à 0.15ga comportement similaire est visible, alors que les niveaux croissants de IM ont correspondu à la différence croissante dans les résultats obtenus. Des considérations similaires peuvent être exécutées aussi pour la drift inter-étages maximale (DR_{MAX}), en rapport avec DL. Pour réduire partiellement ces effets, les résultats moyens des sept accélérogrammes, selon ce qui est prévu par DM14 / 01/2008, a été envisagée. Les valeurs moyennes de preuve DM La capacité de la structure conçue pour satisfaire fortement l'exigence imposée pour DL pour PGA, jusqu'à 0,30 g

déplacements résiduels ont également été évalués pour tester l'efficacité du modèle (Table 10.15): Déplacements résiduels ont entraîné inférieure à 2% du maximum exposé déplacements inter-étages, valeur qui peut être considéré comme admissible pour garantir la capacité de recentrage du système. Comme visibleFigure. 10.29, P1, P2 et P4 niveaux présenté un comportement similaire pour augmenter les niveaux de PGA alors que P3 est caractérisé par un déplacement supérieur. La limite élastique des quatre courbes est plus ou moins les mêmes et dans la plage [0,10 g; 0,15g], la définition d'un comportement tout à fait régulier du bâtiment.

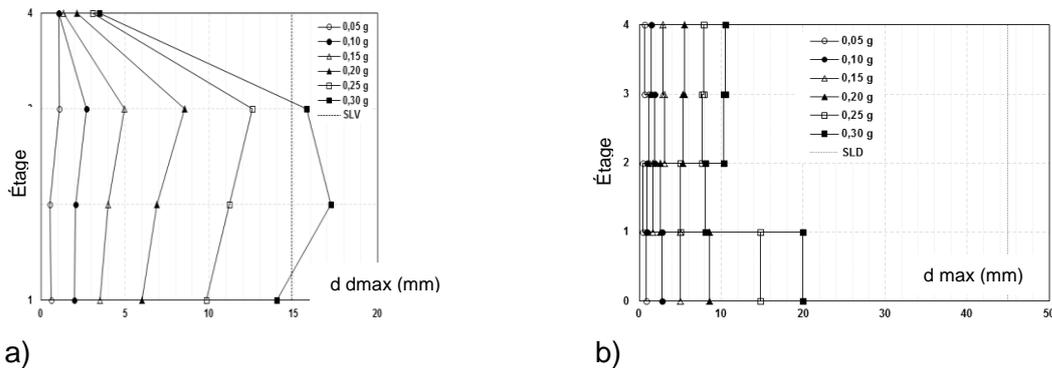


Figure. 10.28: Les résultats moyens des 7 entrées: a) déplacement maximum de SSCD (LS) et b) déplacement max inter-étages (DL).

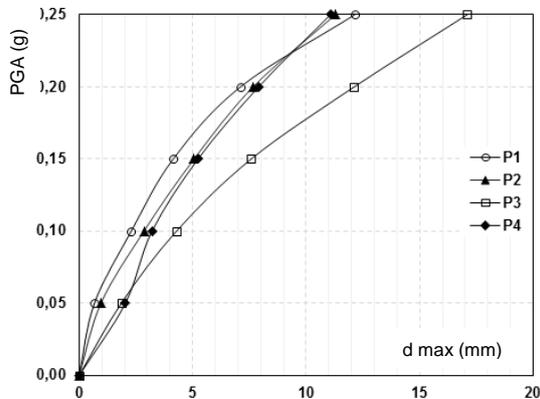


Figure. 10.29: Résultat de l'IDA en termes de déplacement de différents étages vers PGA (moyenne de 7 accélérogrammes).

Table 10.15: Déplacements moyen résiduel pour le bâtiment (PGA égal à 0,25 g).

étage	dr [mm]	DRMAX [mm]	dr [%]
P1	0,08	14,79	0,55
P2	0,09	5,03	1,89
P3	0,08	7,65	1,02
P4	0,16	7,90	2,07

L'exécution de contrôles de sécurité pour tous les éléments de structure constituant le bâtiment, selon ce qui est prévu par la norme actuelle et en correspondance avec PGA égale à 0,25 g de LS, a conduit à plusieurs modifications dans les profils d'éléments, d'après ce bref résumé dans Table 10.16 pour des sections d'acier. Aucun changement n'a été autrement requis pour les dimensions et le renforcement des murs RC.

Table 10.16: Modification nécessaire pour profilés en acier selon les résultats des analyses non linéaires.

Élément	profil préliminaire	Modification	Raison
poutres en acier inter-étages	HEB280	HEA340	comportement flexion

poutres en acier de toit	HEB160	HEB180	comportement flexion
Poteau	HEB220	HEB240	instabilité

10.4.4 Optimisation de la solution proposée

Les résultats de non-linéaire des analyses à l'échelle globale en évidence que le comportement de la structure du système est principalement influencée par l'allongement maximal de SSCD, caractérisant directement la réalisation des LS, alors que le déplacement inter-étages, lié à la satisfaction de la condition de DL, sont généralement bien en dessous du imposée limitation et ne représentent pas une limite pour la détermination de la capacité effective du système.

La modification de SSCD peut ensuite être exécuté afin d'augmenter la capacité structurelle du bâtiment pour la satisfaction de la limitation de LS pour IM supérieur à 0,25 g, agissant directement sur différents paramètres. Les possibilités suivantes ont été prises en considération.

10.4.4.1 Cas 1 - Augmentation de la longueur de SSCD

Plusieurs modifications ont été introduites et testées modifier la longueur de SSCD, adoptant enfin une longue câbles précontraints dispositif de longueur externe 5,30 m et 5,10 m, par opposition à l'une initiale égale à 3,50 m (entraîné à partir d'essais expérimentaux sur le prototype SSCD) (Figure. 10.30). Par conséquent (Figure. 10.31), L'augmentation de la longueur de SSCD n'affectent pas de manière significative le comportement de la structure, puisque la PGA maximale admissible reste égale à 0,25 g. Ceci est principalement dû au fait que l'augmentation de la longueur est liée à la diminution de la rigidité linéaire (Figure. 10.30).

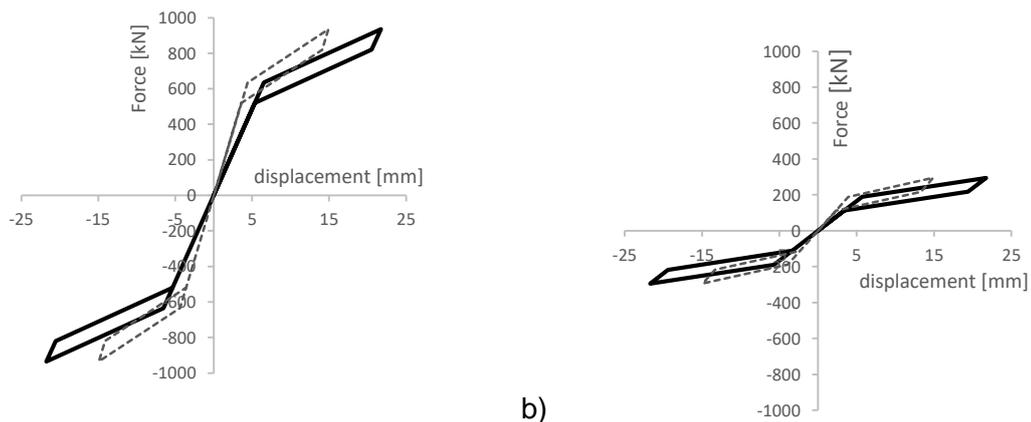


Figure. 10.30: Première modification (longueur de SSCD): courbes en forme de drapeau modifiés pour a) les niveaux P1, P2 et P3, b) P4.

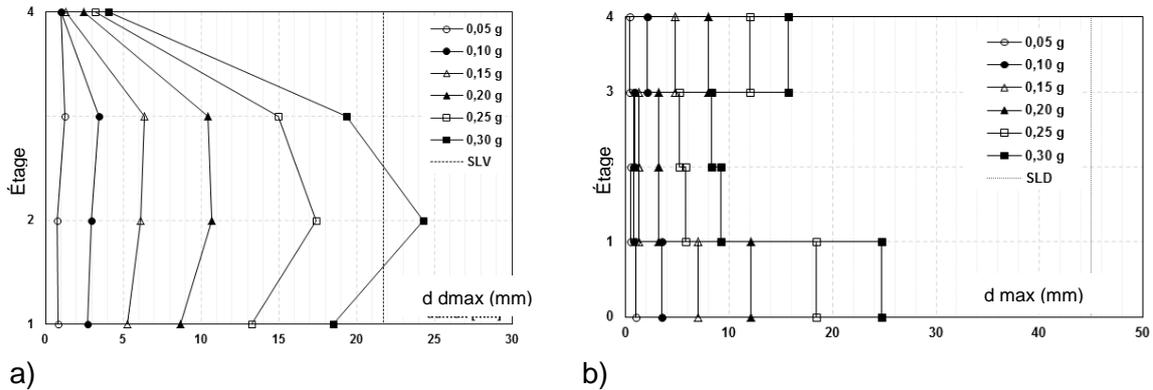


Figure. 10.31: Moyenne des résultats de l'IDA pour a) déplacement maximal du SSCD (LS) et b) déplacement inter-étages (DL)

10.4.4.2 Cas 2 - Augmentation de diamètre des câbles précontraints

La seconde possibilité consiste à la modification du diamètre des câbles précontraints en les augmentant de 4,0 mm; la longueur globale du SSCD est, dans ce cas également, l'augmentation par rapport à l'une initiale jusqu'à 5,30 m. Étant donné que le diamètre ne modifie pas ce paramètre, le déplacement LS cible reste égale à 21,93 mm. La modification du diamètre des câbles influe directement sur les forces produisant et finaux, ainsi que la rigidité des deux branches élastiques et post-élastique de la courbe en forme de drapeau (Figure. 10.32).

Comme visible, le couplage des modifications de longueur et le diamètre des câbles SSCD est capable d'augmenter la capacité structurelle efficace du système, avec PGA maximum admissible égale à 0,30 g sans le dépassement de LS. Aucune modification à DL peuvent être observées.

La comparaison entre le 1er et le 2ème étage ne fait pas apparaître de différences significatives pour IM inférieur ou égal à 0,15g: cela signifie que ci-dessous 0,15g l'influence du câble précontraints n'est pas pertinent. L'augmentation de la PGA, l'influence des câbles devient souvent plus sur le comportement post-élastique de SSCDs.

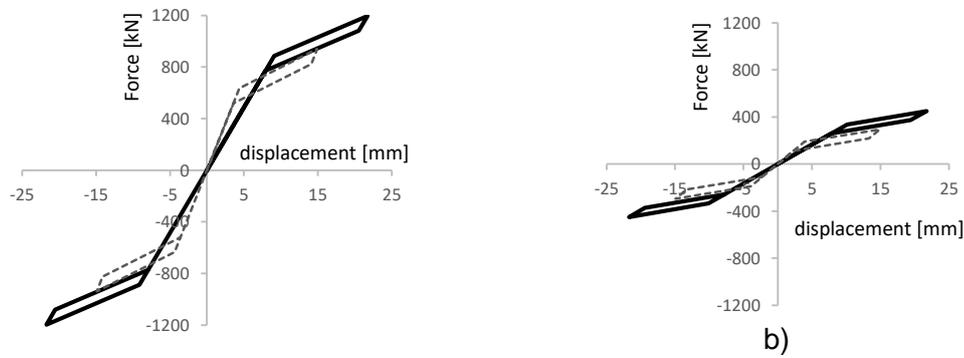


Figure. 10.32: Deuxième modification (longueur de SSCD et diamètre des câbles): courbes en forme de drapeau pour a) P1 niveaux, P2 et P3, b) P4.

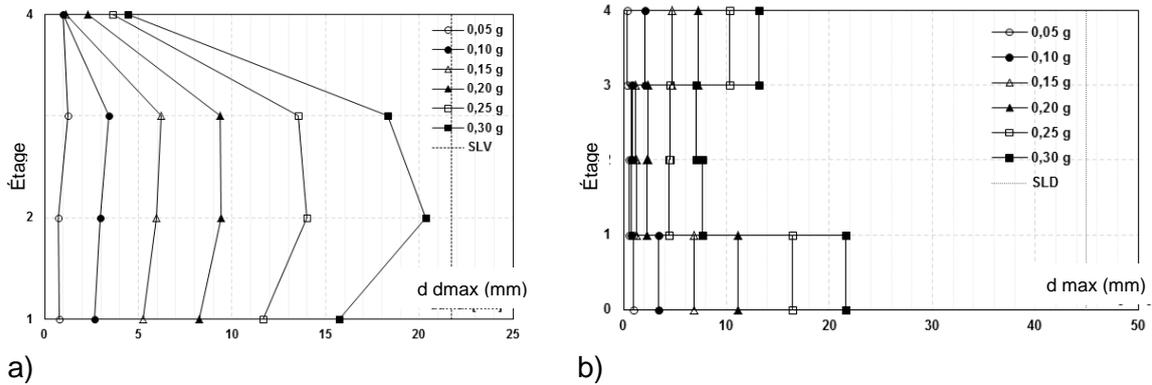


Figure. 10.33: Moyenne des résultats de l'IDA pour a) déplacement maximal du SSCD (LS) et b) déplacement inter-étages (DL) - Cas 2.

10.4.4.3 Cas 3 - Augmentation des éléments dissipatifs - $\beta = 0,50$

La capacité globale de la structure peut également être augmentée élargir la capacité dissipatif des dispositifs SSCD. Pour le moment, la β coefficients qui caractérisent les courbes en forme de drapeau obtenues sont respectivement égales à 0,18 pour P1, P2 et P3 et P4 pour 0,40.

Dans ce troisième cas, pour évaluer l'efficacité de ce paramètre, la longueur initiale de la SSCD (3,50 m) est adoptée, l'augmentation de la dimension des éléments dissipatifs jusqu'à atteindre $\beta = 0,50$, sans modifier les autres caractéristiques (Figure. 10.34).

Comme en témoigne Figure. 10.35 Cette solution présente l'efficacité pertinente, avec PGA maximum autorisé à LS égal à 0,35 g et environ 50% de réduction du déplacement inter-étages au maximum. Étant donné que la rigidité du SSCD n'est pas modifiée, les déplacements inter-étages sont réduits, par ailleurs la taille inférieure du dispositif permet de réduire les coûts et plus de facilité dans l'assemblée.

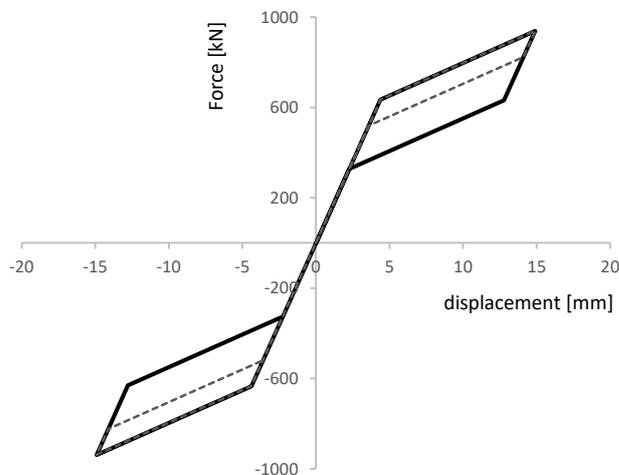


Figure. 10.34: 3ème modification ($\beta = 0,50$): courbes en forme de drapeau pour les niveaux P1, P2 et P3.

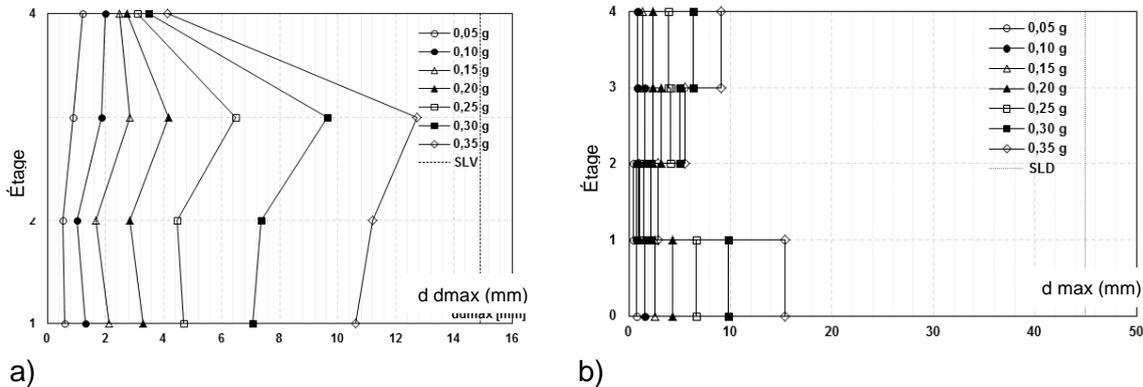


Figure. 10.35: Moyenne des résultats de l'IDA pour a) déplacement maximal du SSCD (LS) et b) déplacement inter-étages (DL) - 3 cas.

10.4.4.4 Cas 4 - Augmentation des éléments dissipatifs - $\beta = 1,25$

L'augmentation de la β coefficient sur 0,90 conducteurs, selon les résultats d'essais expérimentaux, à la perte du comportement en forme de drapeau typique des éléments dissipatifs: comme visible à partir de Figure. 10.36, Ainsi que les déplacements résiduels dans ce cas sont pertinents. Le résultat le plus évident de l'IDA est que l'augmentation de la section des éléments dissipatifs réduit la capacité globale du bâtiment, avec PGA admissible maximale égale à 0,30 g (Figure. 10.37): Cela signifie que, au cours d'une certaine limite, l'augmentation de la taille des éléments dissipatifs ne sont pas utiles pour améliorer la performance structurale du bâtiment.

Les dispositifs SSCD de P4 atteignent les allongements supérieurs (dans tous les autres cas considérés, les dispositifs P4 SSCD sont les moins touchés par la variation des paramètres): il est responsable de la diminution de la capacité globale à LS. Cet aspect est mis en évidence par la courbe de la capacité des différents niveaux (Figure. 10.38): En dépit de ce que la courbe par rapport à P4 montre donnant à PGA égale à 0,10 g, les courbes pour les trois autres paliers présentent un comportement plus ou moins linéaire. Cela signifie que le bâtiment atteint sa limite maximale au niveau P4 SSCD avec l'autre dans le domaine élastique.

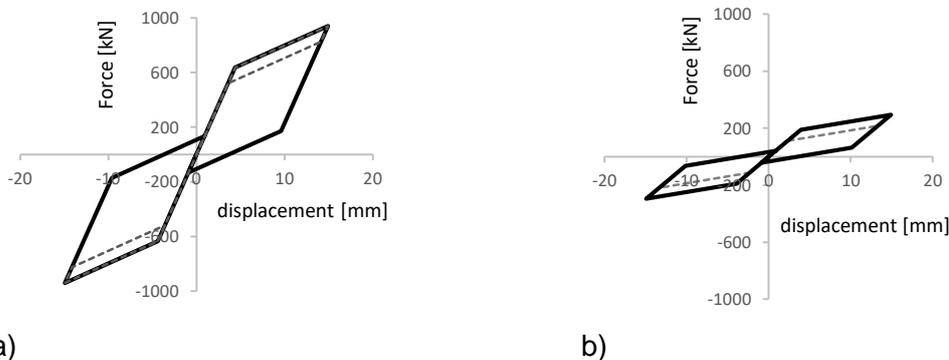


Figure. 10.36: 5^{ème} Modification ($\beta = 1,25$): courbes en forme de drapeau pour les niveaux a) P1, P2 et P3, b) P4.

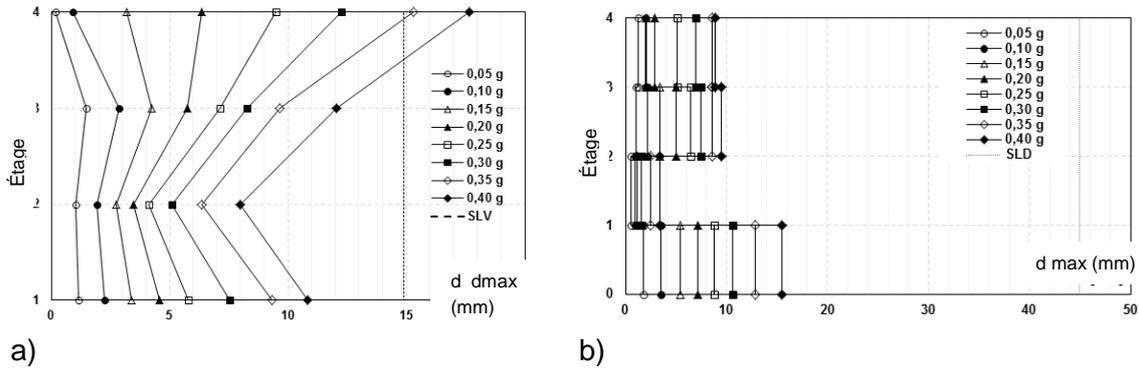


Figure. 10.37: Moyenne des résultats de l'IDA pour a) déplacement maximal du SSCD (LS) et b) déplacement inter-étages (DL) - Cas 5.

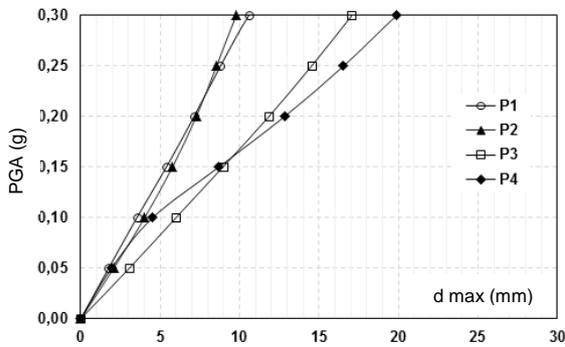


Figure. 10.38: Courbes de capacité pour les différents étages - 5 cas.

déplacements résiduels ont été finalement évalués: pour β des valeurs supérieures à 1,0, la perte SSCD la capacité de recentrage, laissant le bâtiment exposés à des déplacements résiduels. Leurs valeurs moyennes pour PGA égale à 0,30 g sont résumés dans le Table 10.17.

Table 10.17: valeurs résiduelles moyennes de la structure en acier pour PGA = 0,30 g.

# étages	$\beta = 1,25$			$\beta = 2.00$		
	dr [mm]	DRMAX	dr [%]	dr [mm]	DRMAX	dr [%]
P1	0,54	10,56	5,08	0,64	11,75	5,48
P2	0,40	1,54	25,85	0,76	1,61	47,26
P3	0,59	7,45	7,98	0,75	8,06	9,36
P4	0,24	6,93	3,41	0,37	9,53	3,87

Des conclusions similaires peuvent être faites dans le cas de β coefficient égal à 2,0, encore une fois avec l'augmentation de la taille des éléments dissipatifs et la perte de comportement en forme de drapeau.

10.5 CONCLUSIONS

Le système de SSCD proposé a été utilisé pour la conception d'un RC hybride commercial / acier bâtiment commercial. La procédure de conception, aussi largement présenté, est et comprend itératives linéaires et analyses non linéaire.

Le prototype « original » du système, avec des propriétés mécaniques et géométriques décrites dans Braconi et al., A permis de concevoir le bâtiment de l'action sismique avec PGA au maximum égale à 0,25 g, en accord avec les exigences des normes actuelles tant pour le DL et LS et offrant une bonne capacité de re-centrage, avec des déplacements résiduels très limités.

La modification des paramètres tels que la longueur du dispositif, le diamètre des câbles et la taille des éléments dissipatifs du SSCD permet d'améliorer la performance structurale du bâtiment, aussi largement démontrée.

L'optimisation du système peut être obtenue par l'application d'investigations paramétriques visant à déterminer les valeurs de caractéristiques des systèmes SSCD - principalement la longueur des câbles précontraints et la région transversale des éléments dissipatifs - à être utilisé en relation avec les exigences effectives de le bâtiment.

La position horizontale du SSCD (comme connexion entre des parois RC et des portiques en acier) permet la commande directe du comportement de la structure du bâtiment et de la possibilité d'optimiser la forme déformée modale afin d'avoir, comme dans le cas considéré, les déplacements égaux en correspondance de tous les étages.

La comparaison entre les résultats numériques des analyses et les données provenant des essais expérimentaux prouve que les simplifications adoptées dans le modèle (tel que, par exemple, le négligeant de friction et d'éléments dissipatifs pour la détermination de la raideur équivalente) conduit à une erreur qui influence principalement la quantité d'énergie dissipée. D'autre part, de très faibles différences entre l'analyse et les tests expérimentaux ont été révélés pour ce qui concerne l'estimation des déplacements résiduels.

La limite la plus importante du système SSCD est lié à la capacité de déplacement réduite, capable de supporter 25 mm au maximum. La quantité d'énergie dissipée est liée aux déplacements et aux forces agissant sur le dispositif: le déplacement peut être augmentée avec l'augmentation de la dimension des câbles précontraints ou à la longueur du dispositif - le dernier difficile à appliquer . La capacité dissipative du SSCD peut être augmentée avec une taille plus élevée des éléments dissipatifs, en gardant la β coefficient inférieur à 0,90.

Il est par ailleurs nécessaire de souligner que l'absence de normes spécifiques fixant les paramètres nécessaires à la caractérisation des dispositifs dissipatifs ne permet pas de comparer directement le comportement d'un système « traditionnel » avec celui d'un immeuble avec système de protection dissipatif. Le dispositif proposé SSCD a été conçu et vérifié considérant à la fois statique et la condition sismique, mais la détermination efficace des niveaux de performance selon IO, DL, LS et CP

n'est pas clair, ainsi que la définition du facteur de comportement effectif q , supposé dans le cas présent égal à 1,0.

10.6 DOMAINE D'APPLICATION

Le dispositif autocentrage acier peut être appliqué aussi bien aux bâtiments existants et nouveaux. Il est particulièrement adapté pour être incorporé en acier ou portiques en béton.

10.7 PUBLICATIONS

Publications en journaux internationaux

1. Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) *Seismic protection of structures through an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test*. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
2. Braconi A., Morelli F., Salvatore W. *Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.
3. F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, *Seismic retrofit of an industrial structure through an innovative self-centering hysteretic device: modelling, analysis, optimization*, Proceedings of the VII European Congress on Computational Méthodes in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS Congress 2016, Crete Island, Greece, 5–10 June 2016.
4. F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, *Seismic behavior of an industrial steel structure retrofitted with self-centering hysteretic dampers*. Under preparation

10.8 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Alderighi E, Bayo E, Bianco L, Braconi A, Coscetti C, Dall'Asta A, Filippuzzi P, Fulop L, Gracia J, Hoffmeister Hradil PB, Karamanos S, Leoni G, Mallardo R, Moller S, Osta A, Salvatore W, Tsintzos P, Varelis G, Vasilikis D (2010) *PREfabriCated STEEL structures for low-rise buildings in seismic areas*. RFSR-CT-2007-00038 project. Final report, European Commission, Brussels.
- [2] Banushi G. Un modello semianalitico del comportamento meccanico di un dissipatore autocentrante per la protezione sismica delle strutture, Tesi di Laurea, Facoltà di Ingegneria, Università di Pisa, 2010.
- [3] Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) *Seismic protection of structures through an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test*. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
- [4] Braconi A., Morelli F., Salvatore W. *Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.
- [5] Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B, Uang C-M (2002a) *Post-tensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel portiques*. ASCE J Struct Eng 128(9):1111–1120.
- [6] Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B (2002b) *Seismic response of self-centering hysteretic SDOF systems*. Earthq Eng Struct Dyn 31(5):1131–1150.
- [7] Christopoulos C, Filiatrault A (2006) *Principles of supplemental damping and seismic isolation*. IUSS Press, Pavia.
- [8] Christopoulos C, Tremblay R, Kim HJ, Lacerte M (2008a) *Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation*. J Struct Eng 134(1): 96–107.

- [9] Christopoulos C, Choi H, Eronchko J (2008b) *Comparison of the seismic response of steel buildings incorporating self-centering energy dissipative diagonales, buckling restrained diagonales and moment resisting portiques.*
- [10] Cormack LG (1988) *The design and construction of the major bridges on the mangaweka rail deviation.* Transaction of the Institute of Professional Engineers of New Zealand, vol 15. I/CE, pp 16–23.
- [11] Desroches R, Smith B (2004) *Shape memory alloy in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations.* J Earthq Eng 8 (3):1–15.
- [12] EN1998-1:2005 - *Eurocode 8 –Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General Rules, seismic action and rules for buildings.*
- [13] Filiatrault A, Tremblay R, Kar R (2000) *Performance evaluation of friction spring seismic damper.* ASCE J Struct Eng 126:491–499.
- [14] NTC (2008) Norme tecnica per le Costruzioni. Gazzetta Ufficiale n. 29, February 4, 2008, Suppl. Ordinario n.30, Italy (in Italian).
- [15] Priestley MJN, Sriharan S, Conley JR, Pampanin S (1999) *Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-étage precast concrete test building.* PCI J 44(6):42–47.
- [16] Uang C.M., Bertero V.V. (1990) - *Evaluation of seismic energy in structures,* Earthquake Engineering & Structural Dynamics 19 (2), 77-90.
- [17] Vamvatsikos D., Cornell C.A. *Incremental dynamic analysis,* Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 491-514, 2002-.

11 DISPOSITIF HYSTERETIQUE EN ACIER TRIANGULAIRE (de TRSH)

11.1 INTRODUCTION

Au sein d'un projet de recherche « ATTENUATION DES RISQUES POUR LES TREMBLEMENTS DE TERRE ET GLISSEMENT » (acronyme LESSLOSS, ID GOCE-CT-2003-505448) du 6ème programme cadre européen de la recherche Triangulaire acier hystérèse (de TRSH) comme élément dissipatif complémentaire dans les systèmes de base isolement étaient développé et testé en ce qui concerne leur application [1, 2]. Les activités de recherche appartenaient à des sous-projets 6 « développement et la fabrication de dispositifs de dissipation d'énergie et sectionneurs sismiques ».

Un rapport présente les résultats des enquêtes sur la performance sismique des dispositifs de TRSH et propose une procédure de conception des bâtiments en acier et composites, dans lequel le dispositif de TRSH est utilisé dans les systèmes de contreventement hystérèse.

11.2 DESCRIPTION DU DISPOSITIF HYSTERETIQUE EN ACIER TRIANGULAIRE

Les dispositifs en Acier hystérétiques (SHD) représentent une solution efficace pour augmenter la capacité des structures pour dissiper l'énergie sismique. Parmi les dispositifs SHD, le dispositif acier hystérétique (TRSH) triangulaire (voir Figure. 11.1) Est un élément efficace pour la mise en oeuvre dans un système de contreventement structurel, par exemple:

- la courbure de flexion produite par une force transversale appliquée à l'extrémité de la plaque triangulaire est uniforme sur toute la hauteur de la plaque (voir Figure. 11.2),
- il peut subir de grandes déformations inélastiques sans concentrations de courbure (voir Figure. 11.2).

Figure. 11.3 illustre deux agencement possible du système de TRSH: élément unique (à gauche) ou en série (à droite) avec une connexion de groupe de couplage.



Figure. 11.1: Élément de TRSH avec une tête demi-lune [1]

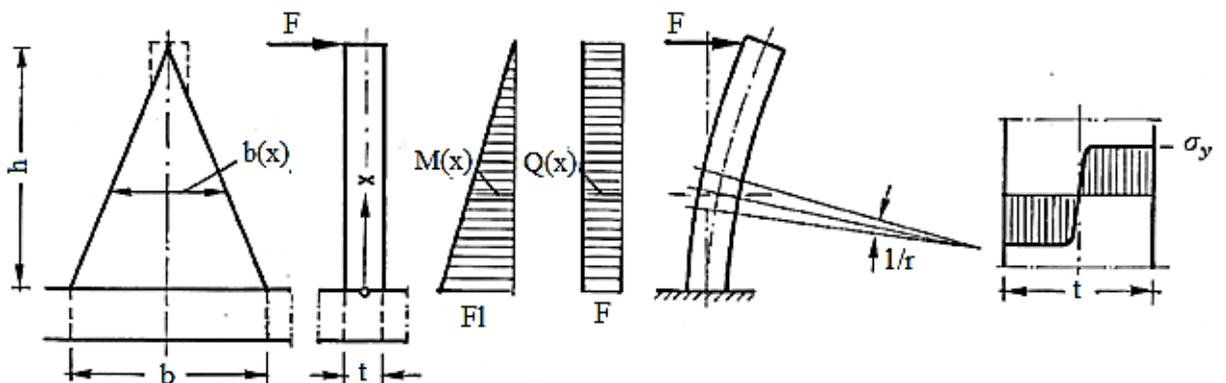
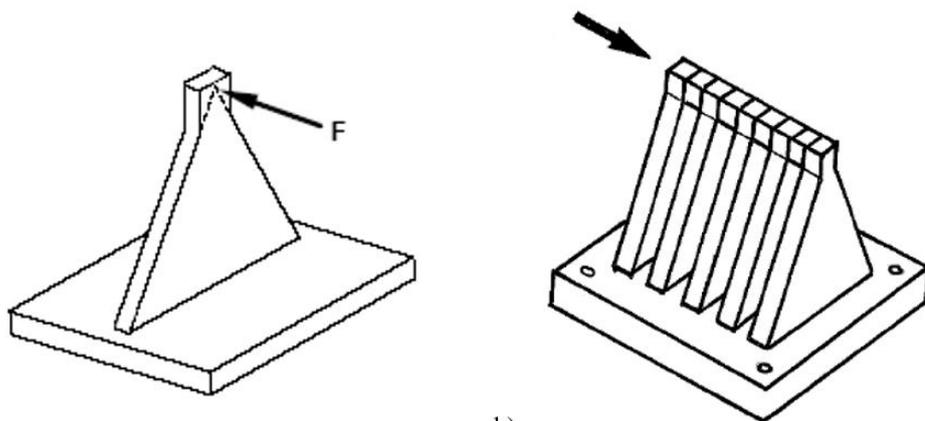


Figure. 11.2: Paramètres géométriques et comportement mécanique d'un élément de TRSH [1]



a) b)
Figure. 11.3: Élément de TRSH: a) une seule, b) connexion en série [1]

Le principe de fonctionnement d'un système de contreventement mise en œuvre de dispositifs trsh et sa cinématique qualitatifs sont représentés dans Figure. 11.4. Un agencement possible de la connexion d'diagonales avec un poutre au moyen d'un TRSH est représenté sur laFigure. 11.5 et Figure. 11.6. Les plaques triangulaires dissipent l'énergie sismique en rapport avec les composantes horizontales de

l'action sismique tandis que la transmission des diagonales composants verticaux est assurée par un guide coulissant.

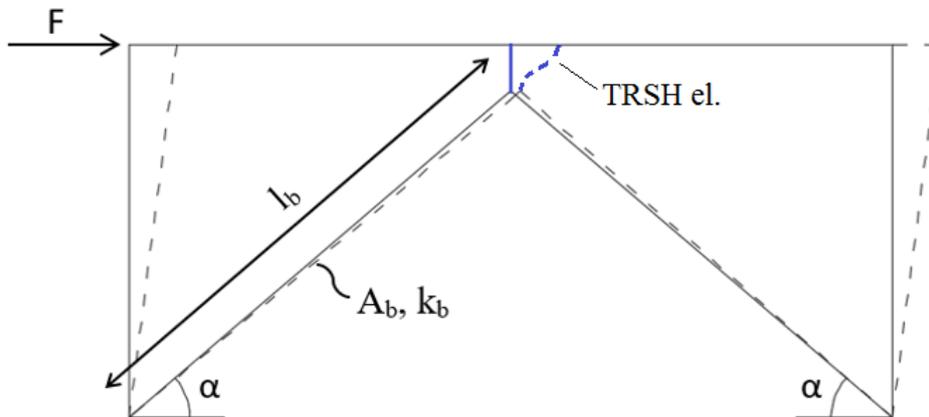


Figure. 11.4: Principe de fonctionnement et la cinématique d'un système de contreventement TRSH

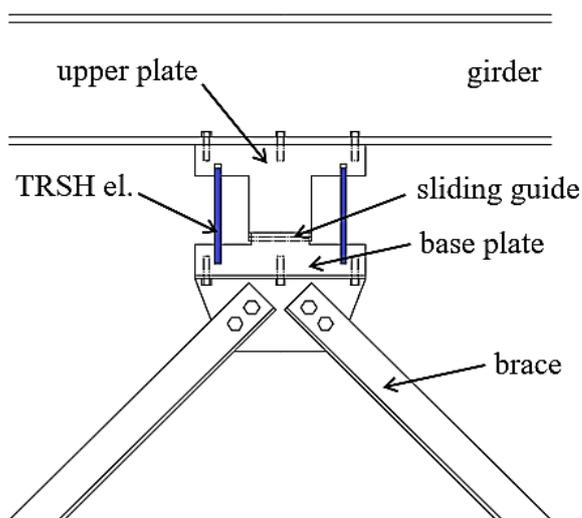


Figure. 11.5: Les composants principaux d'un système de contreventement TRSH - vue latérale

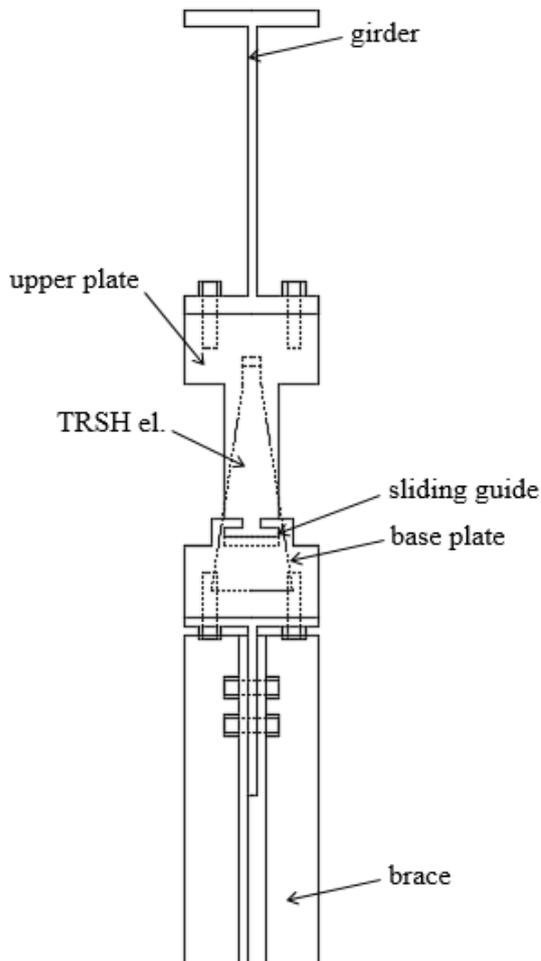


Figure. 11.6: Les composants principaux d'un système de contreventement TRSH - vue en coupe

Premières investigations numériques et expérimentales relatives à la réponse sismique des structures de mise en œuvre des dispositifs de TRSH sont datés au début des années 90 [3-8]. Selon ces études, la rigidité latérale élastique, la courbure élastique (constante), la force élastique, la résistance à la rupture, et le déplacement élastique d'un dispositif de TRSH peut être calculée comme suivre [6]:

$$k_{el,t} = \frac{nEbt^3}{6h^3} \quad \text{Eq. (11.1)}$$

$$\chi_{el,t} = \frac{12Fh}{Ebt^3} \quad \text{Eq. (11.2)}$$

$$F_{y,t} = \frac{n\sigma_ybt^2}{6h} \quad \text{Eq. (11.3)}$$

$$F_{u,t} = \frac{n\sigma_ybt^2}{4h} \quad \text{Eq. (11.4)}$$

$$\Delta_{y,t} = \frac{F_{y,t}}{k_{el,t}} = \frac{\sigma_yh^2}{Et} \quad \text{Eq. (11.5)}$$

où n et t sont les paramètres géométriques représentées dans *bht* Figure. 11.2,, Et E et σ_y sont respectivement le module élastique et la contrainte élastique de l'acier TRSH. $nE\sigma_y$

Il a pu être démontré que la rigidité latérale globale d'un système élastique d'agonalement mise en oeuvre du dispositif de TRSH est: $k_{el,T+B}$

$$k_{el,t+b} = \frac{k_{el,t} \cdot k_{el,b}}{k_{el,t} + k_{el,b}} \quad \text{Eq. (11.6)}$$

où $k_{el,b}$ est la rigidité latérale des diagonales sans les éléments dissipatifs. $k_{el,b} = 2(EA_b/l_b) \cos^2 \alpha$

11.3 MODELE

11.3.1 approximation bilinéaire de la courbe force-déplacement

À des fins de conception, les boucles de courbes force-déplacement sont généralement approchée par une boucles d'hystérésis bilinéaires avec une rigidité initiale k_1 , k_2 une rigidité donné et une force d'élasticité F_y . La méthode adoptée ci-après pour l'approximation bilinéaire à une des boucles d'hystérésis est montré Figure. 11.7.

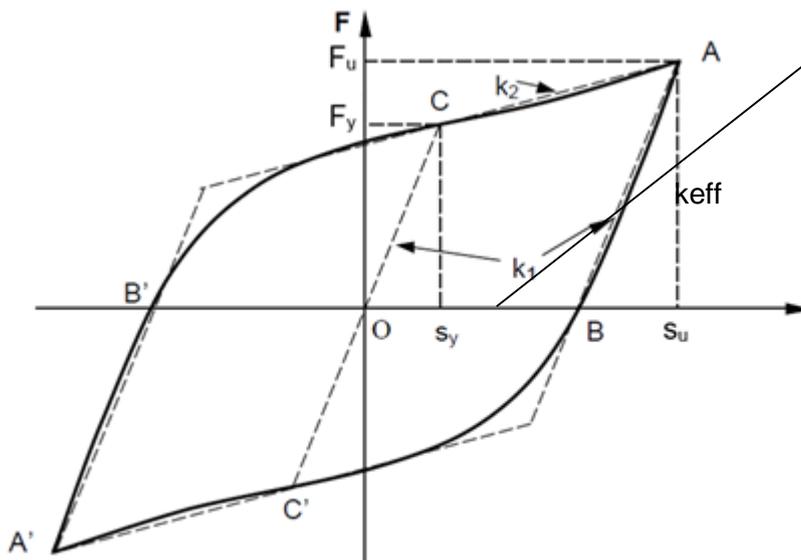


Figure. 11.7: Approximation bilinéaire à la boucle d'hystérésis

La boucle incurvée $A'B'CA'$ est pas symétrique autour du centre O , et les coordonnées des sommets A et A' sont les déplacements maximaux $\pm s_u$ et la force maximale $\pm F_u$.

La rigidité initiale K_1 est approchée par la pente des lignes parallèles AB et $A'B'$ où B et B' sont les intersections de la boucle sur l'axe des x .

Les rigidités de performance K_2+ et K_2- sont approchées par la pente de la ligne à courant alternatif et $A'C'$ où CC' est la droite passant par O à pente K_1 .

Les coordonnées du point C (s_y , F_y) sont le déplacement d'élasticité et de la force élastique, respectivement, pour le rapprochement de la boucle d'hystérésis courbe. Les paramètres de la boucle bilinéaire changent rapidement avec l'amplitude de déformation maximale s_u à faible contrainte, mais plus lentement à la souche plus grande. Dans la pratique, ces paramètres changements n'introduisent pas de grandes erreurs sismiques sur des boucles de bilinéaire, puisque les réponses sismiques sont dominées par la souche relativement importante, avec des paramètres variables lentement.

Avec des valeurs fixes de K_1 , K_2 et F_y l'bilinéaire boucles nid sur une courbe de génération de deux pentes avec un point de départ fixe.

Souvent, le comportement bilinéaire est simplifié au moyen d'un keff de rigidité équivalente et un amortissement ξ_{eff} comme équivalent suit:

$$k_{eff} = \frac{F_y}{s_u} + k_2 \quad \text{Eq. (11.7)}$$

$$\xi_{eff} = \frac{4F_y(s_u - \frac{F_y}{k_1 - k_2})}{2\pi \cdot k_{eff} \cdot s_u^2} \quad \text{Eq. (11.8)}$$

11.3.2 La « mise à l'échelle - Méthode du facteur »

La réponse d'un amortisseur métallique est une fonction de sa géométrie et des caractéristiques mécaniques du métal à partir de laquelle il est fabriqué. À cet égard, la « mise à l'échelle Méthode Factor » (SFM) est courbe basée sur l'hypothèse que la réaction de déplacement de force d'un hystérétiques Devices acier ($\sigma - \varepsilon$ Figure. 11.8) peuvent être obtenus à l'échelle le contrainte-déformation ($\sigma - \varepsilon$) Figure. 11.8) De l'acier utilisé par des « facteurs d'échelle appropriés ».

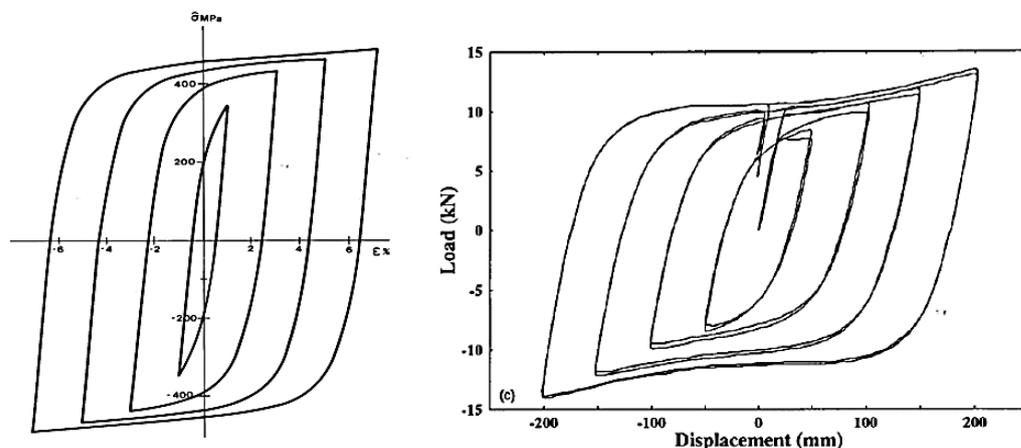


Figure. 11.8: Mise à l'échelle des courbes de contrainte-déformation (à gauche) et correspondant

boucles force-déplacement d'un dispositif de TRSH en acier doux laminé à chaud (à droite)

Laisser reposer les variables suivantes:

s déplacement de l'appareil

F la force d'amortissement de l'appareil

ε déformation de l'acier

σ contrainte d'acier normal (supposée être constante sur toute la section transversale).

Les « mise à l'échelle des équations » peuvent être écrites:

$$s = \delta \cdot \varepsilon \quad \text{Eq. (11.9)}$$

$$F = \varphi \cdot \sigma \cdot (1 + \alpha \cdot s^2) \quad \text{Eq. (11.10)}$$

où, pour le dispositif de TRSH représenté dans Figure. 11.9, Le facteur de force, le facteur de déplacement, et le facteur de correction (grosse cylindrée) sont les suivants: $\varphi \delta \alpha$

$$\varphi = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \quad \text{Eq. (11.10)}$$

$$\delta = \frac{h^2 - c^2}{t} \quad \text{Eq. (11.11)}$$

$$\alpha = \frac{2}{(h+c)^2} \quad \text{Eq. (11.12)}$$

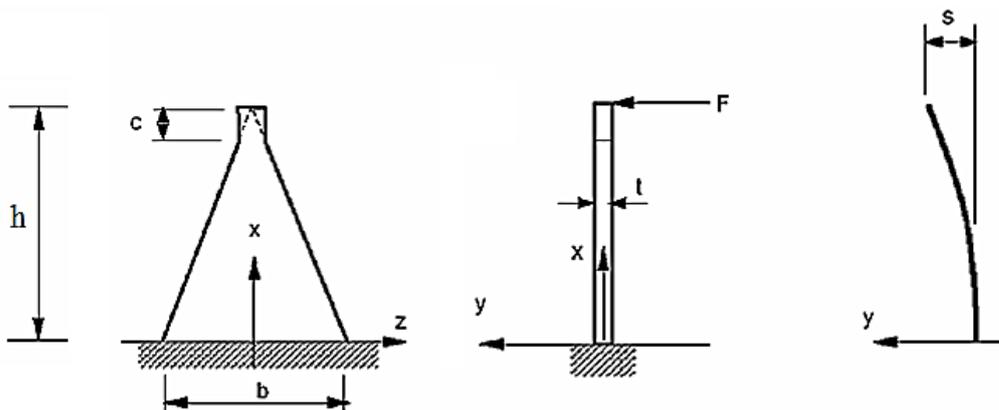


Figure. 11.9: Paramètres géométriques d'un élément de TRSH [9]

Compte tenu des résultats d'un essai de traction sur une éprouvette d'acier de la TRSH (par exemple, Table 11.1), La raideur élastique et post-performance peut être calculé en appliquant la « méthode du facteur d'échelle »: $k_1 k_2$

$$k_1 = \frac{\varphi}{\delta} E_1 \quad \text{Eq. (11.13)}$$

$$k_2 = \frac{\varphi}{\delta} E_2 + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \quad \text{Eq. (11.14)}$$

Ces formules peuvent être trouvées comme suit:

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{F_y}{s_y} = \frac{\sigma_y \varphi}{\varepsilon_y \delta} = E_1 \frac{\varphi}{\delta} \\ k_2 &= \frac{F_u - F_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi \cdot \sigma_u + \varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2 - \varphi \cdot \sigma_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi(\sigma_u - \sigma_y)}{\delta(\varepsilon_u - \varepsilon_y)} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2}{s_u(1 - s_y/s_u)} \\ &= E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - \varepsilon_y/\varepsilon_u)} \cdot \frac{(1 + \varepsilon_y/\varepsilon_u)}{(1 + \varepsilon_y/\varepsilon_u)} = E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - \varepsilon_y^2/\varepsilon_u^2)} \\ &\cdot \left(1 + \varepsilon_y/\varepsilon_u\right) \cong E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \end{aligned}$$

où et $E_1 = \sigma_y/\varepsilon_y$ $E_2 = \sigma_u - \sigma_y/\varepsilon_u - \varepsilon_y \varepsilon_y^2/\varepsilon_u^2 \cong 0$

Table 11.1: SFM-paramètres pour le dispositif de TRSH en acier doux

ε_u [-]	ε_y [-]	σ_y [N / mm ²]	E_1 [N / mm ²]	E_2 [N / mm ²]
0,01	0,0036	270	70000	12200
0,02	0,0055	370	70000	2560
0,03	0,0059	406	70000	1220
0,04	0,0061	424	70000	758
0,05	0,0063	442	70000	534
0,06	0,0065	452	70000	479
0.07	0,0066	458	70000	465

Le procédé de facteur d'échelle comprend 4 erreurs principales:

1. Déviation de propriétés du matériau réel pertinentes (par exemple de résistance à la déformation, la déformation élastique et plastique) du dispositif de TRSH être conçu et le prototype à partir duquel les valeurs de calcul correspondantes sont dérivées (voir Table 11.1),
2. La raideur élastique est fortement influencée par la rigidité du serrage et l'application de la force. Un écart d'env. 50% peut se produire,
3. En raison du changement progressif de la section transversale à grande déformation du durcissement par déformation du dispositif de TRSH peut augmenter,
4. D'autres effets secondaires peuvent influencer l'hystérésis.

Strictement parlant la méthode mise à l'échelle des facteurs conduit à la prévision fiable du comportement élastique-plastique, si les éléments de trsh sont fabriqués avec de l'acier à partir du même lot matériau que l'élément de prototype, à partir de laquelle les données Table 11.1 est dérivé.

11.3.3 Exemple de conception

Considérons l'élément représenté dans TRSH Figure. 11. avec des paramètres géométriques pertinents rapportés dans Table 11.2.

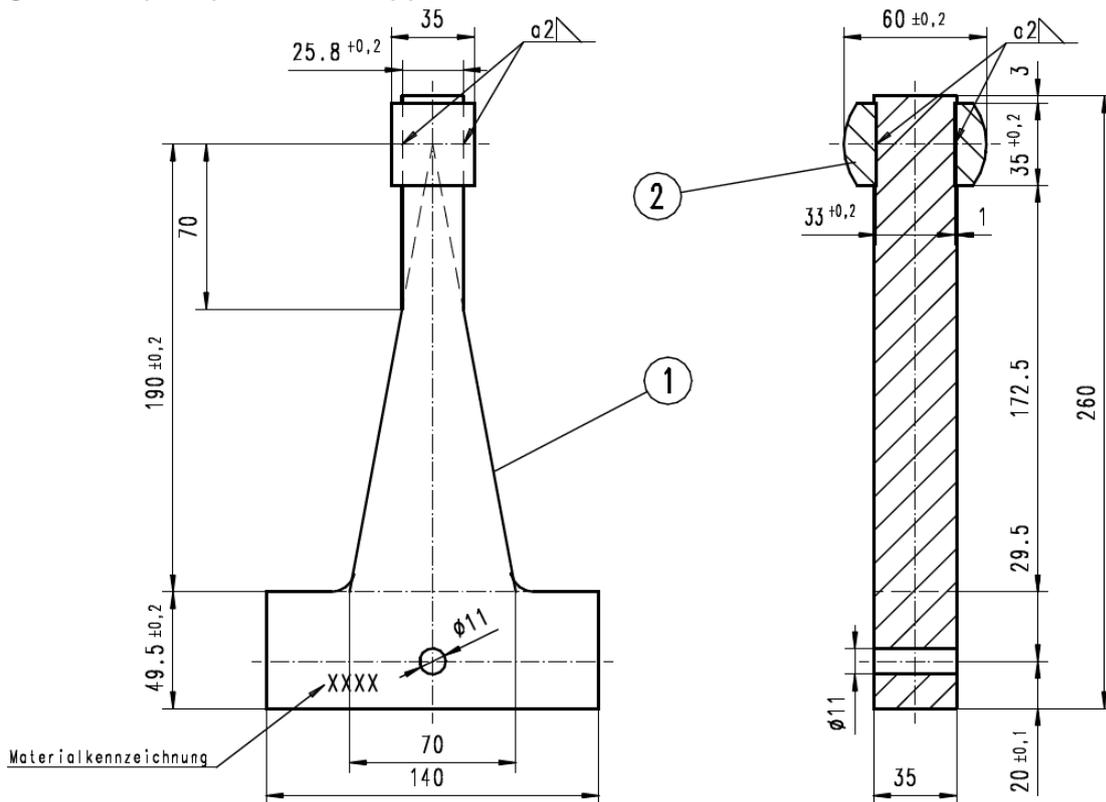


Figure. 11.10: élément TRSH

Table 11.2: Paramètres géométriques de l'élément considéré TRSH

h [Mm]	b [Mm]	c [Mm]	t [Mm]
190	70	70	35

Supposons une déformation maximale, le déplacement correspondant du dispositif de TRSH peut être calculée comme suit: $\epsilon_u = 0,04s$

$$s = \frac{h^2 - c^2}{t} \cdot \epsilon_u = \frac{190^2 - 70^2}{35} \cdot 0,04 = 35,7 \text{ [mm]}$$

et le performance correspondant, la force d'amortissement, élastique et rigidité après sont à performance: $F_y F k_1 k_2$

$$F_y = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma_y = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 = 47,8 \text{ [kN]}$$

$$F = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma \cdot \left(1 + \frac{2}{(h+c)^2} \cdot s\right) = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 \cdot \left(1 + \frac{2}{(190+70)^2} \cdot 35,7^2\right) \cdot 10^{-3} \\ = 49,6 \text{ [kN]}$$

$$k_1 = \frac{b \cdot t^3}{4 \cdot h \cdot (h^2 - c^2)} \cdot E_1 = \frac{70 \cdot 35^3}{4 \cdot 190 \cdot (190^2 - 50^2)} \cdot 70000 = 8227,1 \text{ [N/mm]}$$

$$k_2 = \frac{b \cdot t^3}{4 \cdot h \cdot (h^2 - c^2)} \cdot E_2 + \frac{2}{(h+c)^2} \cdot F_y \cdot s \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \\ = \frac{70 \cdot 35^3}{4 \cdot 190 \cdot (190^2 - 70^2)} \cdot 758 + \frac{2}{(190+70)^2} \cdot 47800 \cdot 35,7 \\ \cdot \left(1 + \frac{0,0061}{0,04}\right) = 107,6 \text{ [N/mm]}$$

11.4 INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES

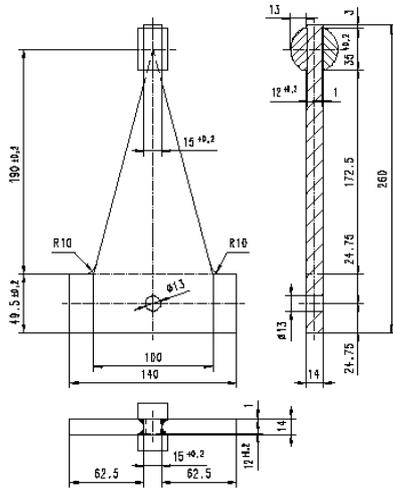
Dans le cadre du projet de recherche européen LESSLOSS [1], Une campagne expérimentale approfondie a été menée sur des appareils TRSH. Leur fiabilité pour des applications structurelles a en effet été évaluée dans les deux essais de table contrôlée déplacement et secouer.

11.4.1 Déplacement contrôlé par des tests

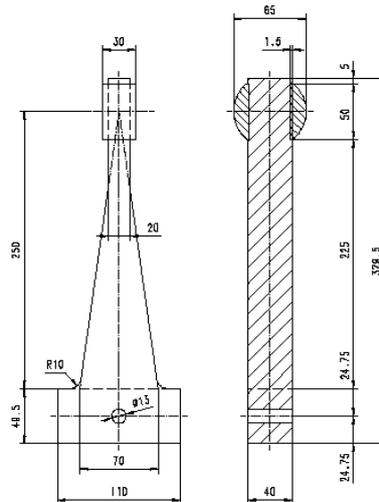
Afin d'étudier la réponse réelle des dispositifs de TRSH, deux prototypes géométriques différentes de TRSH et différentes nuances d'acier ont été testées. Leurs paramètres de conception sont présentés dans Table 11.3. Les deux dispositifs de trsh ont été testés avec des liens à tête demi-lune et avec un support à galets pour mesurer le comportement sans l'effet parasite de frottement (voir Figure. 11.10 et Figure. 11.11).

Table 11.3: paramètres géométriques des prototypes testés TRSH

TRSH #	h [Mm]	b [Mm]	c [Mm]	t [Mm]	ID d'acier #
7	250	70	50	40	S355J2 (1,0570), X5CrNi18-10 (1,4301)
13	190	100	50	14	X2CrNiMoN22-5-3 (1,4462)



TR-Damper 190x 100x 14



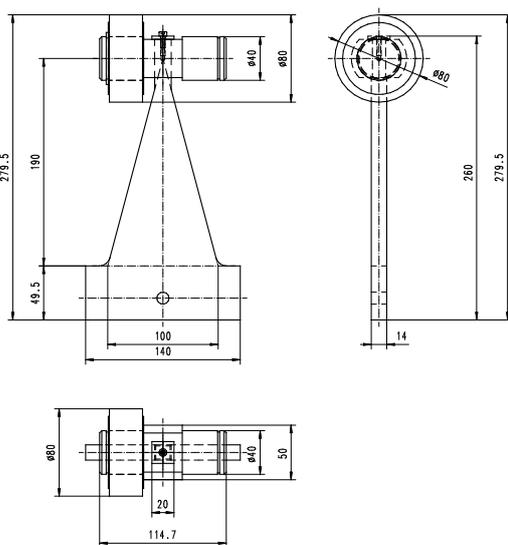
TR-Damper 250x 70x 40

Dessin technique de TRSH pas. 13 (gauche) et no. 7 (à droite)



b) l'échantillon d'essai de TRSH

Figure. 11.10 a) -b): échantillon de test avec la tête demi-lune [9]



a) Dessin technique



b) Spécimen de test

Figure. 11.11 a) -b): échantillon de test avec un roulement à rouleaux [9]

Les tests de caractérisation de chaque prototype TRSH ont été réalisées à Universität der Bundeswehr à Munich.

Figure. 11.12 représente l'équipement de test: le côté supérieur de l'élément de TRSH est serrée tandis que sur le côté inférieur d'une tête de palier à roulement et l'actionneur appliquent le mouvement horizontal. La tête de palier à roulement de la tête de demi-lune de l'élément TRSH tourne dans le chariot mobile spécial linéaire. L'actionneur horizontal applique le déplacement souhaité pour le chariot avec une forme d'onde sinusoïdale. prototypes de TRSH ont été testés dans des conditions statiques et dynamiques. Les boucles force-déplacement ont été enregistrées. En outre, une caméra thermique enregistre la séquence de la température au cours des essais dynamiques.

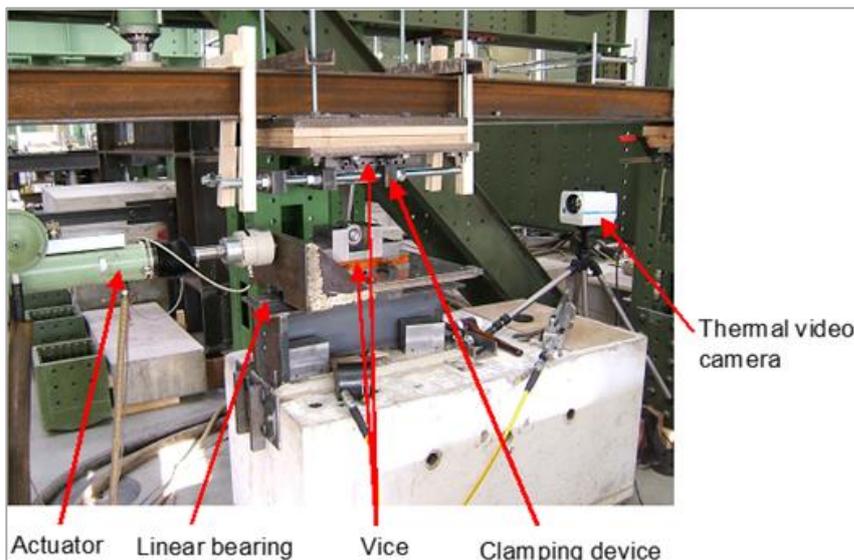


Figure. 11.12: Montage d'essai [9]

Figure. 11.13 montre les boucles d'hystérésis obtenus pour l'essai dynamique de l'élément TRSH - 7 - acier 1.0570 (resp S355J2.).

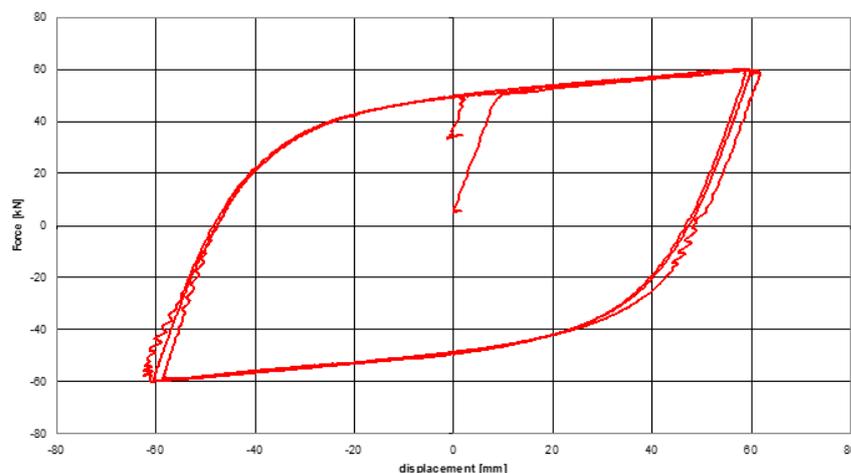


Figure. 11.13: TRSH - test dynamique no. 7 à 1,0570 (déplacement crête 60mm) [10]

Figure. 11.14 montre les boucles d'hystérésis obtenus pour l'essai dynamique de l'élément TRSH - 7 - (resp. X5CrNi18-10) en acier 1.4301.

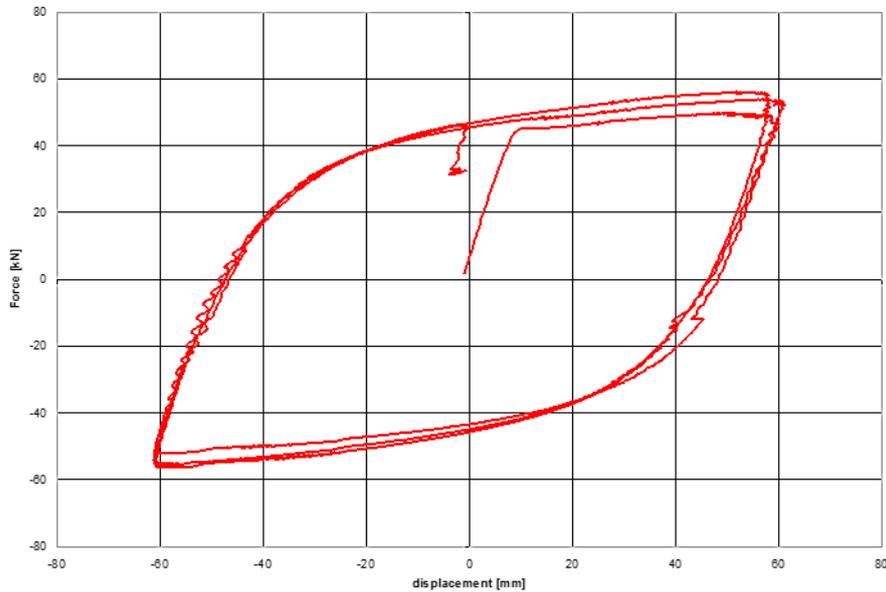


Figure. 11.14: TRSH - test dynamique no. 7 à 1,4301 (déplacement crête 60mm) [10]

Figure. 11.15 et Figure. 11.16 afficher les boucles d'hystérésis de l'essai dynamique sur l'élément TRSH- 13 - acier 1.0570 (resp S355J2.).

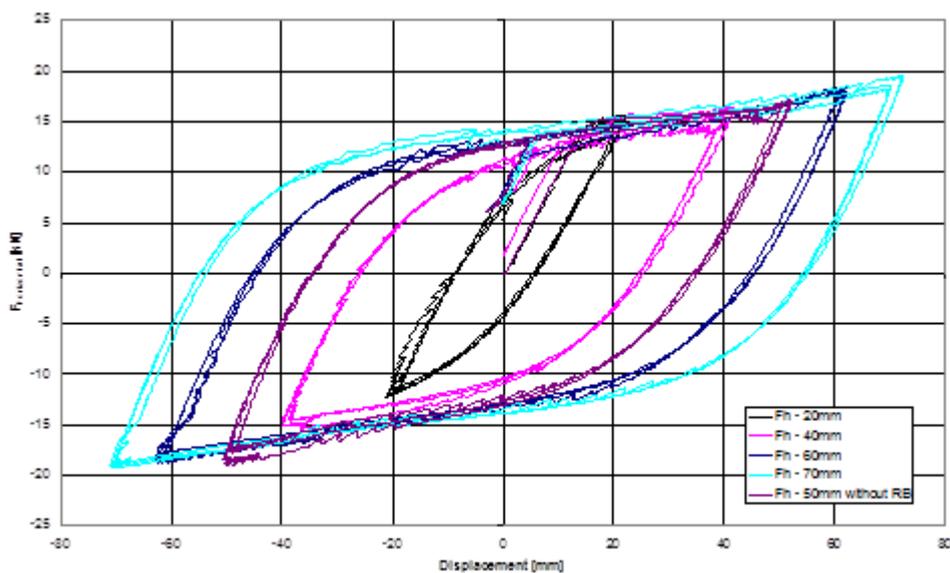


Figure. 11.15: Essai dynamique TRSH 190 à 1,0570 (20-70mm de déplacement de pointe) [10]

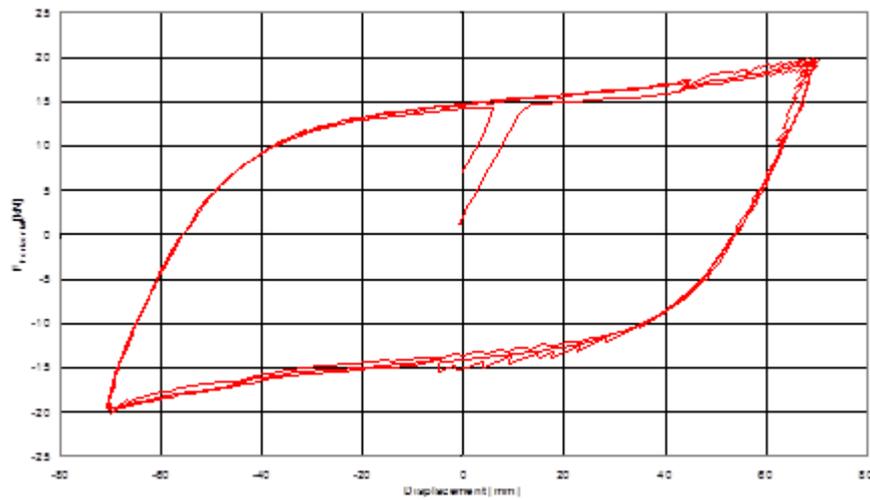


Figure. 11.16: Essai dynamique TRSH 190 à 1,0570 (pic de déplacement 70mm) [10]

Figure. 11.17 montre les boucles d'hystérèse du test dynamique sur l'élément TRSH- 190 - acier 1.4301.

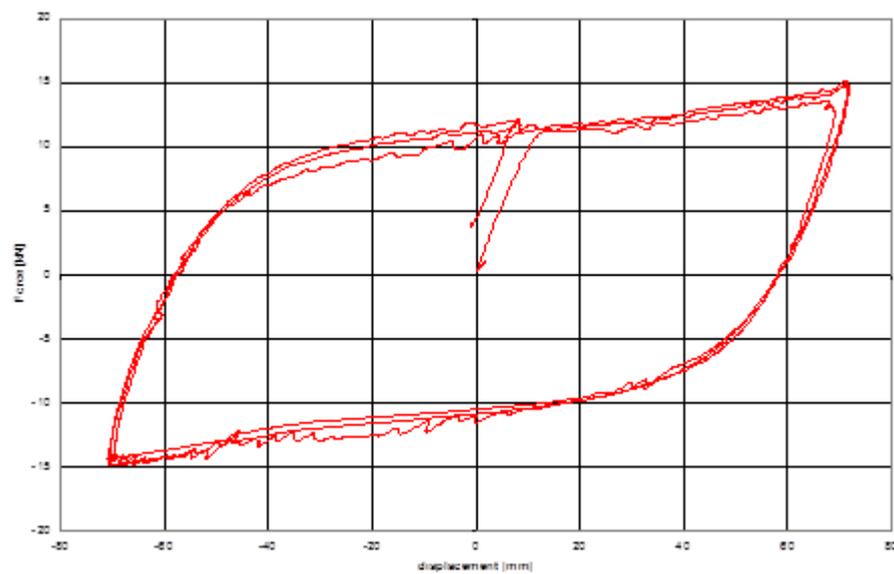


Figure. 11.17: Essai dynamique TRSH 190 à 1,4301 (pic de déplacement 70mm) [10]

Les résultats des essais, en termes de rigidité élastique et post-élastique, ce qui donne la force et de déplacement, et résistance à la rupture et de déplacement sont rapportés dans le $k_1 k_2 F_y s_y F_u s_u$ Table 11.4 pour chaque prototype de TRSH.

Table 11.4: Les résultats des tests pour chaque type de prototype TRSH [10]

Characteristic data	Elements 1.0570		Elements 1.4462		Elements 1.4301	
	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)
K_1 [N/mm]	1100,00	5000,00	930,00	4850,00	670,00	4700,00
K_2 [N/mm]	80,00	180,00	82,00	(800)	72,00	160,00
F_y [N]	12000,00	50000,00	13000,00	58000,00	8000,00	47000,00
s_y [mm]	11,00	10,00	14,00	12,00	12,00	10,00
F_u [N]	18000,00	59000,00	18000,00	63000,00	12500,00	55000,00
S_u [mm]	85,00	60,00	75,00	18,00	75,00	60,00

Comparaison avec la méthode du facteur d'échelle

Figure. 11.18 montre deux comparaisons entre les résultats expérimentaux et la prédiction du modèle du procédé de facteur d'échelle pour TRSH no. 7 et TRSH pas. 13.

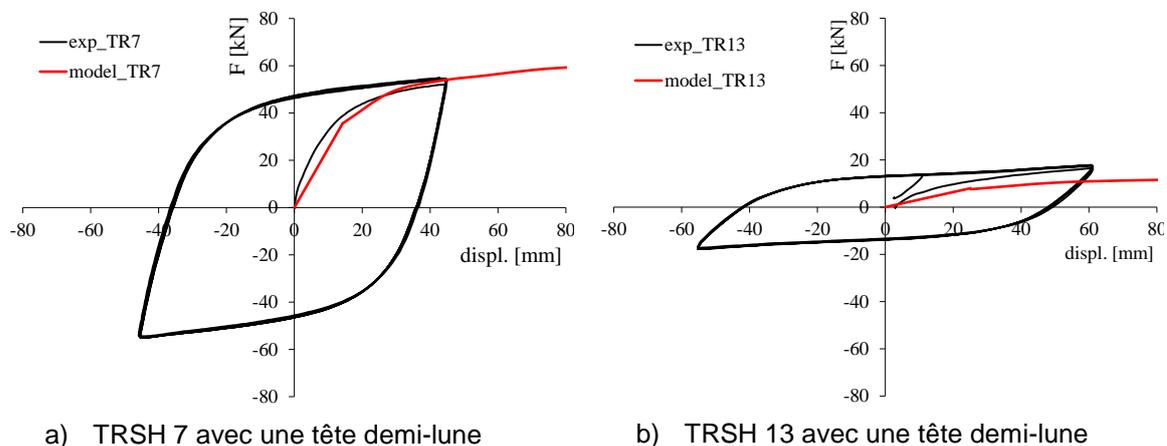


Figure. 11.18 a) -b): Comparaison entre les résultats expérimentaux et les prédictions trsh fait de S355J2

Les boucles expérimentales enregistrées dans des essais contrôlés au déplacement sur les dispositifs de trsh expositions pour l'élément TRSH 7 un bon accord avec celles prévues au moyen de la méthode du facteur d'échelle, tandis que pour le TRSH plus mince 13 de l'accord est assez faible pour les raisons mentionnées dans section 11.3.2.

La comparaison des boucles expérimentales pour d'autres matériaux conduisent à aucun accord avec la gestion durable des forêts sur la base des valeurs données dans Table 11.1. D'autres valeurs doivent être dérivées.

11.4.2 Essais sur tables à secousse

Dans le portique du projet LESSLOSS [1], Se serrent les tests de table ont été réalisées sur le système SDOF composé d'une dalle massif mettant en oeuvre un système d'isolation de glissement de base avec des éléments de trsh agissant en parallèle à la même [9]. Le test global maquette est représenté dans Figure. 11.19 et comprend:

- une armature en acier (Figure. 11.20);

- 4 paliers lisses plat en PTFE (Figure. 11.21);
- de 1 à 3 éléments trsh hystérétiques (Figure. 11.22)
- une dalle modulaire (de 12,2 jusqu'à 16,4 tonnes).

L'anneau d'essai est équipé de quatre guides qui restreignent le mouvement dans une seule direction, ainsi que d'autres accessoires de sécurité.



Figure. 11.19: Maquette d'essai pour les tests sur table vibrante



Figure. 11.20: Détail de la structure en acier de l'élément de TRSH et son système d'ancrage



Figure. 11.21: Détail du palier coulissant

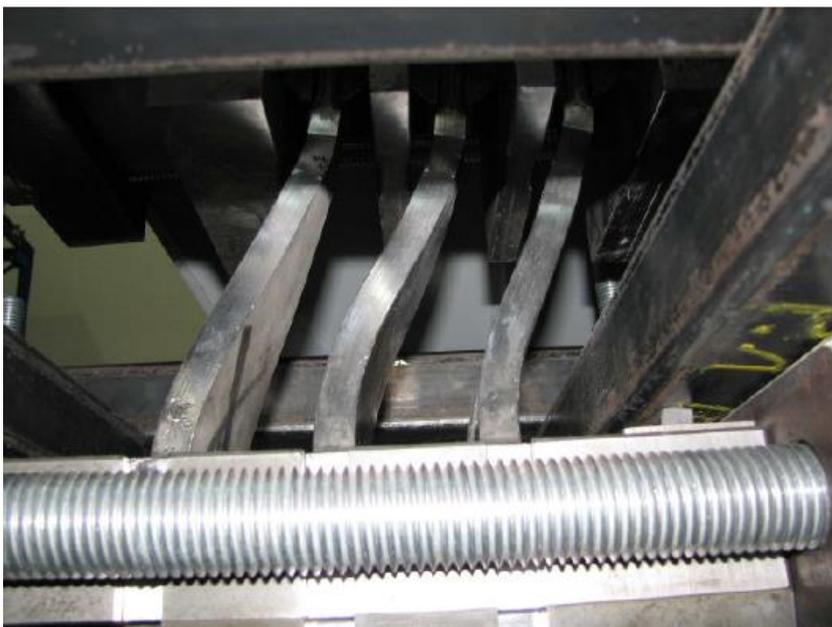


Figure. 11.22: Test sur trois éléments TRSH

Trois prototypes ont été testés TRSH: TR (7) et TR (13) de S355J2. Pour chaque type de mise en page d'isolement, a été appliquée la procédure d'essai suivante:

- un test de balayage sinusoïdal a d'abord été effectuée afin de déterminer la raideur élastique du dispositif de TRSH;
- le système d'isolation est alors soumis à une augmentation progressive de données sismiques (par exemple, Figure. 11.23) Afin d'obtenir des déplacements de time historys avec différents rapports de ductilité (de 1 à 13).

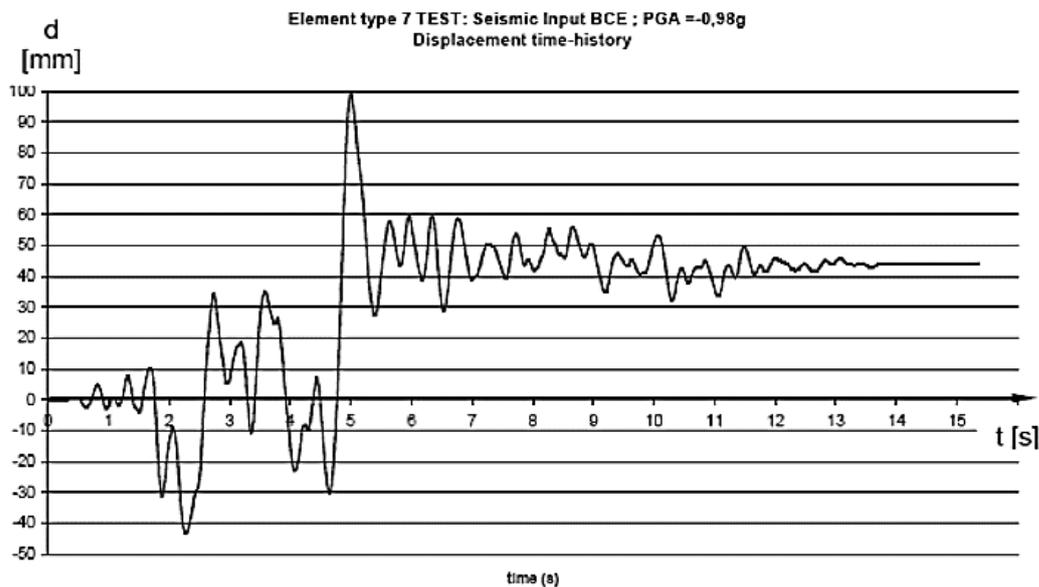


Figure. 11.23: Déplacement de l'élément TR (7) soumis à une entrée sismique synthétique

Secouer les tests du tableau ont montré que les dispositifs de trsh même lorsqu'il est soumis à une forte entrée sismique (induisant des ratios élevés de ductilité à 13) présentent un comportement stable et reproductible sans défaillance structurelle ou des déviations importantes de la rigidité post-performance.

11.4.3 Remarques finales

La robustesse des dispositifs de TRSH comme source potentielle d'amortissement structurel hystérèse a été prouvée à la fois le déplacement contrôlé et secouez les tests de table. Même lorsqu'il est soumis à de grands déplacements de pointe (rapports de ductilité jusqu'à 13) du dispositif de TRSH présentait un comportement dissipatif stable et reproductible.

La gestion durable des forêts peut être un outil fiable pour concevoir des éléments de TRSH avec d'autres géométries que le prototype testé, si les propriétés des matériaux et le comportement de serrage sont très similaires. Il doit être pris en compte que la gestion durable des forêts ne donne que des valeurs représentatives et ne donne pas les caractéristiques supérieures et limite inférieure du dispositif ni des tolérances, qui est nécessaire selon la norme EN 15129 [13] Pour une application fiable au sein des structures. Avant la mise en œuvre dans une structure, d'autres tests selon les spécifications données dans l'EN 15129 [13] Sont recommandés.

11.5 RÈGLES DE CONCEPTION

11.5.1 Général

La méthodologie de conception, décrite ci-après, est fondée sur les dispositions de la norme EN 1993-1 [11], EN 1998-1 [13] Et EN 15129 [13]. Certaines clauses de la norme EN 01/01/1998 ont été correctement réarrangées pour couvrir l'utilisation

d'éléments de TRSH par les dispositions du Code normales et par rapport aux dispositions données dans l'EN 15129 [13].

Pour une pré-dimensionnement d'une structure équipée TRSH existe deux approches différentes:

1. l'analyse du spectre de réponse multimodaux en tenant compte de la raideur k_1 élastique des dispositifs de trsh et un facteur Q approprié
2. l'analyse du spectre de réponse multimodaux en tenant compte de la raideur équivalente de k_{eff} des dispositifs de trsh avec Q-facteur approprié.

Dans ce qui suit la conception structurelle pris en compte la première approche est affichée.

11.5.2 Pré-dimensionnement

En supposant que les charges gravitationnelles à ultime états limites (ELU) combinaison () sont confiées au portique principal (poutres et poteaux), à chaque niveau de l'étage du bâtiment, le système de contreventement TRSH est préliminaire conçu pour résister seul le latéral général charge sismique. À cet égard, selon la norme EN 1998-1 (§ 4.3.3.2.2 et 4.3.3.2.3), une approximation grossière de la charge sismique latérale (force d'inertie) agissant au niveau de l'étage i -ième peut être obtenu de la manière suivante : $1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5QF_i$

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad \text{Eq. (11.15)}$$

où:

$F_b = S_a(T_1) \cdot m \cdot \lambda$	base cisaillement sismique;
$S_a(T_1) = \left(\frac{1}{q}\right) \cdot S_{ae}(T_1)$	spectre inélastique;
$S_{ae}(T_1)$	spectre de référence élastique;
$q = 3.0$	facteur de comportement supposée;
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$	période fondamentale du bâtiment.

Une fois connus les forces d'inertie, la charge de cisaillement agissant sur la base d'éléments du poteau au niveau de chaque étage peut être calculée (somme des forces d'inertie au niveau de l'étage supérieur) et le dispositif de TRSH doit être conçu afin d'accomplir la vérification suivant: $F_i F_{b,i}$

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i} \quad \text{Eq. (11.16)}$$

où la force de résistance est la conception du dispositif de TRSH (soit, respectivement, et la force élastique, et le nombre d'éléments triangulaires

composant le dispositif). $F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} F_{y,t,i} n_i \gamma_X = 1,2$ est le facteur de fiabilité et $\gamma_b = 1,1$ est le coefficient partiel pour le dispositif acc. EN 15129 [13].

En cas de portique avec V contreventements, il convient de noter que les deux diagonales de traction et de compression doivent être prises en sections de compte et éléments doivent être choisis pour remplir les contrôles suivants:

$$N_{Ed,b,i} = \frac{F_{b,i} \cos \alpha}{2} \leq 0.5 \cdot N_{Rd,b,i} \quad \text{Eq. (11.17)}$$

$$\lambda_{b,i} = \sqrt{A_{b,i} \cdot f_y / N_{cr,b,i}} \leq 2.0 \quad \text{Eq. (11.18)}$$

où est l'effet de l'action axiale; , Sont respectivement la conception axiale résistant à la force et de la charge critique de tronçonnage diagonale éléments; est l'élanement d'une dimension de la même (2,0 est la limite pour les systèmes de contreventement V selon la norme EN 1993-1 [$N_{Ed,b,i} N_{Rd,b,i} N_{cr,b,i} \lambda_{b,i}$ 11]).

11.5.3 Dimensionnement par analyse élastique linéaire

analyse par spectre de réponse

Dans l'état actuel de la technique, un bâtiment avec système de contreventement TRSH peut être simulée avec des éléments linéaires élastique à raideur latérale calculée selon la formule mentionnés à la section 11.2.

Les deux éléments de structure dissipative et non dissipatifs sont vérifiés en se référant à la combinaison de la charge sismique (). À cet égard, la méthode classique pour le calcul des forces internes dues à l'action sismique () est Multimodal Réponse Analyse du spectre, où le nombre de modes de vibration considéré dans chaque direction est telle que la somme de la masse effective est à moins égale à 85% de la masse totale et il n'y a pas de modes avec la participation de masse > 5%. Le spectre de conception doit être définie avec un facteur de conduite maximum égal = 3,0, qui a été confirmée par des analyses statiques non linéaires (Pushover). $G_1 + G_2 + \psi Q + EEq$

Limitation du drift inter-étage

Limitation du drift inter-étage assure la protection des éléments non structuraux sous chargement sismique et se compose d'un critère de base pour la conception des dispositifs de trsh. Il fournit une estimation des dommages pour les différents niveaux de performance et définit la répartition de la rigidité dans la structure et, éventuellement, la taille et le type des sections transversales appliquées sur le système.

En supposant que le bâtiment a des éléments non ductiles de structure suivant la vérification correspondante du maximale entre les étages sont fulfilled: d_r

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h \quad \text{Eq. (11.19)}$$

où $v = 0,5$ est un facteur de réduction des déplacements de conception en raison de la classe importance du bâtiment (bâtiments ordinaires) et h est la hauteur de l'étage.

Dans l'analyse linéaire des déplacements induits par l'action sismique de calcul sont calculées sur la base des déformations élastiques DE du système structurel par le biais de l'expression: d_s

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Eq. (11.20)}$$

Dans le cas où les rapports de capacité des éléments dissipatifs (w) est bas, le calcul de la conception basée sur la drift inter-étage est conservatrice et donc un facteur de réduction (v) égal au rapport des capacités des dispositifs peut être utilisé comme suit: $d_s q_\Omega$

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \quad \text{Eq. (11.21)}$$

La conception drift inter-étage est définie comme la différence entre les déplacements latéraux moyenne en haut et en bas de l'étage à l'étude. En fonction du type de non - éléments de structure (matériaux fragiles, ductile ou non connectées) et la classe importance du bâtiment, la conception drift inter-étage d_r est comparée aux valeurs correspondantes du Code. La conception optimale est obtenue lorsque les drifts inter-étage maximales de la structure sont proches des valeurs limites. Étant donné que les déplacements horizontaux sont multipliés par le facteur de comportement de la limitation du drift inter-étage ne dépend pas d'elle.

effets de second ordre

L'influence possible des effets de 2e ordre doit être contrôlé par la limitation du coefficient de sensibilité de drift inter-étage θ en dessous des valeurs limites du Code. Le coefficient est calculé comme suit: θ

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \quad \text{Eq. (11.22)}$$

où P_{tot} est la charge totale de la gravité et au-dessus de l'étage considérée, V_{tot} est le cisaillement de l'étage sismique, d_r est la drift entre les étages, et h_{story} est la hauteur entre les étages.

En variante, le coefficient de sensibilité à la drift inter-étage peut être calculée de façon plus précise par une analyse de flambement linéaire par le facteur, le facteur par lequel le chargement de la conception devrait être augmentée pour provoquer une instabilité élastique dans un mode global. L'analyse est effectuée dans des conditions de charges de gravité constant de la combinaison sismique $(1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q)$ et produit les modes de flambement. Les modes qui se déplacent le bâtiment à des directions x et y sont choisis et les valeurs correspondantes sont calculées comme suit: $\theta \alpha_{cr} \alpha_{cr}$

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad \text{Eq. (11.23)}$$

où est la charge critique de instabilité élastique pour le mode global d'instabilité en fonction des raideurs élastiques initiales et est la charge nominale de la combinaison sismique. $F_{cr} F_{Ed}$

Pour prendre en compte les déplacements inélastiques du bâtiment, est divisé par le facteur. Les valeurs de dans ce cas sont les suivants: $\alpha_{cr} q \theta$

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \quad \text{Eq. (11.24)}$$

Le EC3 concerné [11] Dispositions exigent des bâtiments que le coefficient de sensibilité de drift inter-étage est limitée à $\theta \leq 0,1$, si les effets de second ordre sont ignorés. Si $0,1 < \theta < 0,2$, les effets du second ordre peuvent approximativement être pris en compte en multipliant les effets de l'action sismique pertinents par un facteur égal à $1 / (1 - \theta)$. Si $0,2 < \theta < 0,3$ seconde analyse d'ordre plus précis applique. En tout cas il est $\theta < 0,3$.

éléments dissipatifs (dispositifs de trsh)

A chaque niveau de l'étage i-ème générique, il doit être vérifié que l'action sismique en tenant compte des $F_{Ed,i} \gamma_x$ comme facteur de fiabilité et γ_b comme facteur partiel du dispositif sur le dispositif d'amortissement TRSH ne dépasse pas sa résistance à la conception (voir EN 15129, section 4.1.2): $F_{Rd,t,i}$

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_b \cdot \gamma_x \cdot F_{Ed,i} \quad \text{Eq. (11.25)}$$

De plus, pour obtenir un comportement dissipatif uniforme au niveau de chaque étage, il convient de vérifier que le rapport maximum sur résistance Ω d'éléments de trsh sur toute la structure ne diffère pas de la valeur minimale Ω plus de 25%. Dans cette vérification, il est essentiel de considérer les propriétés de conception limites inférieures et supérieures données par le fabricant de TRSH:

$$\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (11.26)}$$

$$\text{où } \Omega_i = (n_i \cdot F_{y,t,i}) / F_{Ed,i}$$

Pour être précis F_y , t , i doit être en accord avec les propriétés de conception inférieure et supérieure des dispositifs de TRSH, qui sont fournis par le fabricant. Par conséquent, pour les deux équation ci-dessus des valeurs de conception et non pas des valeurs représentatives doivent être prises en compte.

vérifications d'éléments non dissipatifs: diagonales, poutres, et les poteaux.

Afin de veiller à ce que la plastification se produit uniquement dans les éléments de trsh, des éléments de structure non dissipatifs (poutres, poteaux et diagonales) doit être capacité conçue pour des valeurs accrues de forces internes par rapport à ceux issus des analyses avec le plus défavorable combinaison sismique:

$$\begin{cases} N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases} \quad \text{Eq. (11.27)}$$

où:

- N_{Rd} (,) Est la direction axiale (flexion ou de cisaillement en conséquence) la résistance à la conception de l'élément structurel; M_{Rd} V_{Rd}
- $N_{Ed,G}$ (,) Est la direction axiale (flexion ou de cisaillement en conséquence) force agissant sur l'élément de structure en raison des actions non sismiques; $M_{Ed,G}$ $V_{Ed,G}$
- $N_{Ed,E}$ (,) Est la direction axiale (flexion ou de cisaillement en conséquence) force agissant sur l'élément de structure en raison de l'action sismique de calcul; $M_{Ed,E}$ $V_{Ed,E}$
- γ_{ov} est le facteur surrésistance (pour l'acier S355); $\gamma_{ov} = 1,25$
- $\Omega = \min(N_{Rd,i}/N_{Ed,E,i})$ sur toutes les diagonales de contreventement.

11.5.4 Dimensionnement par analyse non linéaire (Pushover)

Le modèle structurel utilisé pour l'analyse élastique doit être étendue pour inclure la réponse des éléments structurels au-delà de l'état élastique et estimer les mécanismes plastiques attendu et la distribution des dommages. Les éléments de poutre ayant un comportement bilinéaire de dans la direction de cisaillement horizontale sont utilisées pour modéliser les dispositifs de trsh tandis que les éléments linéaires sont utilisés pour d'autres éléments de structure. Les propriétés mécaniques des éléments de TRSH sont calculés en fonction des modèles analytiques décrits dans la section 11.3.1. Depuis une analyse quasi-statique est effectué, l'hystérésis des éléments TRSH peut être négligé en diagramme de

comportement (Figure. 11.24). Au contraire, la rupture de l'élément en raison du dépassement du déplacement final est pris en compte.

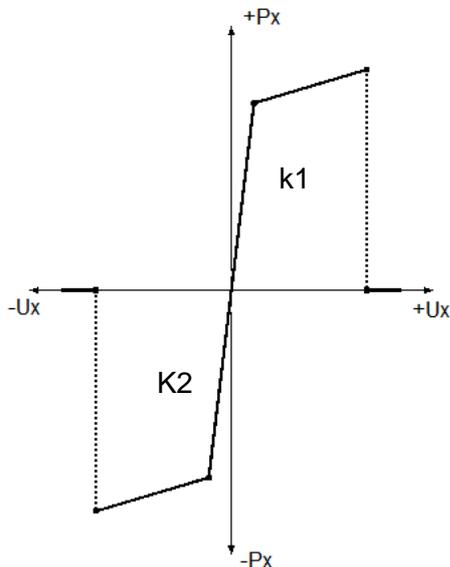


Figure. 11.24: diagramme force-déplacement utilisé pour les éléments de trsh dans les analyses Pushover

11.6 PORTIQUE 2D

Les équations, les propriétés des éléments, des recommandations de conception, des contrôles critiques et facteur de comportement proposé, inclus dans le Guide de conception, sont vérifiées ci-après par des analyses numériques sur un bâtiment d'étude de cas 2D équipé des éléments de TRSH. Tout d'abord, le portique est conçu par une analyse élastique avec des charges sismiques latérales équivalentes appliquées à la structure. Une analyse statique non linéaire (Pushover) est finalement réalisée afin d'étudier la réponse de TRSH au-delà du domaine élastique et de déterminer le q globale des facteurs de comportement. Toutes les analyses sont effectuées au moyen du logiciel commercial RFEM v5.08 [14].

11.6.1 Description de la structure du bâtiment considéré

Géométrie

L'étude de cas 2D analysé ci-après est représenté en Figure. 11.25. La largeur de la zone d'influence du portique dans la direction transversale considérée pour le calcul des charges réparties linéaires est 8,0m.

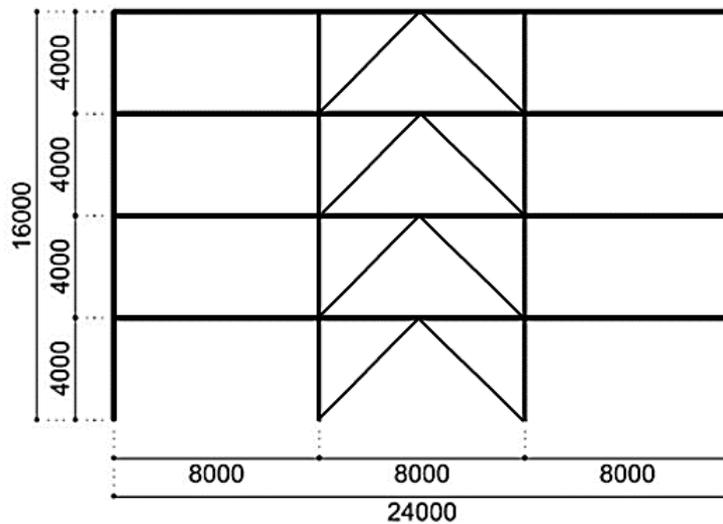


Figure. 11.25: Géométrie du portique considéré

Charges

Poids mort (G):

auto-poids en acier: $78,5 \text{ kN} / \text{m}^3$

Dalle composite:

auto-poids en béton: $25,0 \text{ kN} / \text{m}^3$

tôle d'acier: hauteur 73 mm, épaisseur 1 mm

L'épaisseur totale de la dalle: 150 mm

épaisseur de la dalle uniforme équivalent: 110 mm

$g_{2,c} = 2.75 \text{ kN} / \text{m}^2$ (Y compris les tôles d'acier)

Services, plafonds, planchers surélevés:

$g_{2,fl} = 0.70 \text{ kN} / \text{m}^2$ pour les planchers intermédiaires

$g_{2,rf} = 1.00 \text{ kN} / \text{m}^2$ pour étage supérieur

parois périmétriques (G): $1.00 \text{ kN} / \text{m}^2$

$g_{2,per} = 4.00 \text{ kN} / \text{m}$

Surcharges (q) pour les bureaux (classe B):

$q = 3,00 \text{ kN} / \text{m}^2$

Les cloisons amovibles (q): $\leq 2.00 \text{ kN} / \text{m}^2$

$q_{add} = 0.80 \text{ kN} / \text{m}^2$

Charge totale en direct:

$q_{add} = 3.80 \text{ kN} / \text{m}^2$

Coefficient pour les combinaisons sismiques: $\psi_2 = 0,6$

Le toit est accessible

Charge de neige est ignorée.

Charge sismique (E):

facteur d'importance: $\gamma_I = 1.0$

accélération du sol de pointe: $a_{gR} = 0.36g$

Sol de type B - Type 1 spectre:

$$S = 1.2, S = 1.2, T_B = 0.15s, T_C = 0.50s, T_D = 2.00s$$

Accélération verticale du sol non prise en compte.

11.6.2 Pré-dimensionnement

Chaque élément de structure du portique principal (poutres et poteaux sans contreventements) est préliminairement conçu pour résister à (, et) seELU les charges gravitationnelles à états limites ultime (ELU) combinaison (). Les poteaux sont censés complètement immobilisés (encastres) à la base alors que les poutres articulées sur les poteaux. Les sections transversales résultant est IPE450 pour les poutres et les poteaux pour HEB280 à tous les niveaux d'un étage ($N_{Rd} \geq N_{Ed}, V_{Rd} \geq V_{Ed}, M_{Rd} \geq M_{Ed} 1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5Q$ Table 11.5).

Table 11.5: Section transversale de la poutre et du poteau à chaque niveau de l'étage

	poteau	poutre	acier
1er niveau	HEB 280	450 IPE	S 355
2e niveau	HEB 280	450 IPE	S 355
3e niveau	HEB 280	450 IPE	S 355
4ème niveau	HEB 280	450 IPE	S 355

Le système dissipatif de contreventement TRSH préliminaire est alors conçu selon le mode opératoire décrit à la Section **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden..** L'inertie et des forces de cisaillement sur les éléments du poteau au niveau de chaque étage sont rapportés dans le

Table 11.6.

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.0075 \cdot 16^{\frac{3}{4}} = 0.14s$$

$q = 3.0$ facteur de comportement pour les bâtiments avec des dispositifs de TRSH

(voir la section 11.6.4)

$$S_a(T_1) = \frac{S_{ae}(T_1)}{q} = 0.35g$$

$$F_b(T_1) = m_{tot} \cdot \lambda \cdot S_a(T_1) \cong 868kN$$

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Table 11.6: Distribution de masse et de la force d'inertie à chaque niveau de l'étage

	m_i [kg]	F_i [KN]	$F_{b,i}$ [KN]
niveau 1	67635	98,5	867,9
niveau 2	67635	196,9	769,5
niveau 3	67635	295,4	572,5
Niveau 4 (toit)	47595	277,2	277,2

Les dispositifs de TRSH à installer à chaque niveau de l'étage sont choisis en fonction des véritables appareils prototypes testés dans LESSLOSS (voir Table 11.4). Les valeurs indiquées dans Table 11.4 sont supposées comme valeurs représentatives. Inférieurs et propriétés de conception limite supérieure de la TRSH doivent être fournies par le fabricant et doivent être pris en compte dans la conception.

Les éléments dissipatifs triangulaires nombre doit être déterminé comme suit:

$$n_i = \frac{\gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}}{F_{y,LBDP,t,i}}$$

où est la propriété de conception limite inférieure de la force élastique de l'unique élément dissipatif, $F_{y,LBDP,t,i}$ est le facteur de fiabilité et γ_b le coefficient partiel pour le dispositif de TRSH donné dans les codes.

Comme LBDP et UBDP ne sont pas connus à ce stade, le nombre de dispositifs de TRSH est calculé en négligeant γ_x et γ_b . Avoir des informations plus précises sur le TRSH ces facteurs doivent être pris en considération.

Table 11.7 résume les paramètres de conception obtenus des dispositifs de TRSH à chaque niveau de l'étage.

Table 11.7: Distribution de dispositifs de TRSH à chaque niveau

	Type TRSH	$F_{y,t,i}$ [KN]	$F_{u,t,i}$ [KN]	n ° [-]	$n \cdot F_{y,t,i}$ [KN]	$n \cdot F_{u,t,i}$ [KN]
niveau 1	TR 250 (7) - 1,0570	50	59	18	900	1062
niveau 2	TR 250 (7) - 1,0570	50	59	16	800	944

niveau 3	TR 250 (7) - 1,0570	50	59	12	600	708
Niveau 4 (toit)	TR 250 (7) - 1,0570	50	59	6	300	354

Enfin, la section transversale des éléments de diagonales afin sont choisis (Table 11.8) Afin de répondre aux exigences pertinentes à la fois la résistance axiale et élancement dimensions (voir la section **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.**).

Table 11.8: Coupe transversale des éléments de contreventement à chaque niveau

	la Coupe transversale	$N_{Ed,i}$ [KN]	$N_{Rd,i}$ [KN]	l_0 [M]	$N_{cr,i}$ [KN]	$\lambda_{b,i}$ [-]
niveau 1	2 UPN300	228,0	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
niveau 2	2 UPN300	202,1	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
niveau 3	2 UPN300	150,4	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
Niveau 4 (toit)	2 UPN300	72,8	2x3795	5.26	2x943.5	2.0

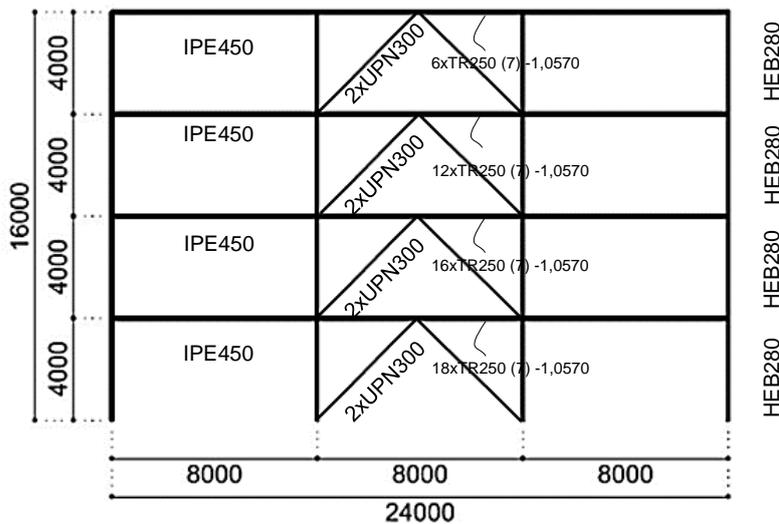


Figure. 11.26: coupe transversale dérivée de la pré-dimensionnement

11.6.3 analyse élastique linéaire

Il est à noter que pour la conception sismique des conditions suivantes devaient être remplies conformément aux règles de conception décrites à la section 11.5.3 et EN 01/01/1998 [11] règles. Les deux éléments structuraux dissipatifs et non dissipatifs sont dignes de confiance par rapport à la combinaison de la charge sismique ($G_1 + G_2 + \psi Q + E$).

analyse par spectre de réponse

analyse du spectre de réponse multimodale a été réalisée. les charges sismiques latérales équivalentes ont été calculées en ne considérant que les trois premiers modes, car ils activent le 97% de la masse totale du bâtiment (Table 11.9).

Table 11.9: rapport de masse participante et les périodes

Mode n°	Période [s]	masse participantes [%]	Total [%]
---------	-------------	-------------------------	-----------

1	0,613	0,811	97,0
2	0,239	0,117	
3	0,147	0,042	

Limitation du drift inter-étage

En supposant que le bâtiment a des éléments non ductiles de structure de la vérification suivante en rapport avec le maximum de entre les étages a été vérifié (voir Section d_r 11.5.3):

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h = 30\text{mm}$$

Le chèque est satisfait à tous les niveaux de plain-pied avec une valeur de crête nettement inférieure à la valeur limite 30.0mm (Table 11.).

Table 11.10: Les résultats des vérifications du drift entre les étages

niveau Étage	1	2	3	4
$d_{e,top}$ [Mm]	8.8	19.6	29,2	37,9
$d_{e,bottom}$ [Mm]	0,0	8.8	19.6	29,2
$d_r = q \cdot (d_{e,top} - d_{e,bottom})$ [Mm]	26,4	32,4	28,8	26,1
$d_r \cdot v$ [Mm]	13.2	16.2	14.4	13,05

effets de second ordre

L'influence possible des effets de 2e ordre a été contrôlé par la limitation du coefficient de sensibilité de drift inter-étage θ en dessous des valeurs limites du Code (voir la section 11.5.3):

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$

les résultats de la vérification sont présentés dans Table 11.10; puisque pour chaque niveau d'étage $\theta < 0,1$, 2e effets d'ordre peuvent être négligés.

Table 11.10: Résultats de effets de second ordre

niveau Étage	P_{tot} [KN]	d_r [Mm]	V_{tot} [KN]	h_{story} [Mm]	θ [-]
1	2107,6	26,4	484,1	4000	0,03
2	1488,2	32,4	427,7	4000	0,03
3	887,8	28,8	303,3	4000	0,02
4	272,6	26,1	145,7	4000	0,01

éléments dissipatifs (dispositifs de trsh)

Il a été vérifié que, à chaque niveau de l'étage, l'action sismique $\gamma_x \gamma_b$ sur le dispositif de TRSH n'a pas dépassé la résistance à la conception de l'élément (voir la section $F_{Ed,i} F_{Rd,t,i}$ 11.5.3):

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{Ed,i}$$

Les résultats pertinents sont présentés dans Table 11.11.

Table 11.11: Vérification de la résistance sur les éléments TRSH à chaque niveau

niveau Étage	Type TRSH	$F_{y,t,i}$ [KN]	$F_{u,t,i}$ [KN]	n °	$n \cdot F_{y,t,i}$ [KN]	$n \cdot F_{u,t,i}$ [KN]	$F_{Ed,i}$ [KN]	$\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i}$ [KN]
niveau 1	TR 250 (7) - 1,0570	50	59	18	900	1062	498,2	658
niveau 2	TR 250 (7) - 1,0570	50	59	16	800	944	515,4	681
niveau 3	TR 250 (7) - 1,0570	50	59	12	600	708	374,8	495
Niveau 4 (toit)	TR 250 (7) - 1,0570	50	59	6	300	354	195,6	258

De plus, pour obtenir un comportement dissipatif uniforme au niveau de chaque étage, à l'exigence suivante en rapport avec la répartition de la force sur-ratios Ω des éléments de trsh sur toute la structure a été vérifié (voir Section 11.5.3):

$$\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i} \leq 1.25$$

Ici, il faut garder à l'esprit que les propriétés de conception liées inférieure ou supérieure des dispositifs de TRSH ne sont pas connus. Dans le cas d'une véritable mise en œuvre dans une structure, ces propriétés doivent être prises en compte. Les résultats pertinents sont présentés dans Table 11.12.

Table 11.12: Facteur de surrésistance des éléments de trsh au niveau de chaque étage

niveau Étage	$F_{Ed,i}$ [KN]	$(n_i \cdot F_{y,t,i})$ [KN]	Ω_i [-]	$\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i}$ [-]
1	498,2	900	1,81	1.18
2	515,4	800	1,55	
3	374,8	600	1.60	
4	195,6	300	1,53	

vérifications d'éléments non dissipatifs: diagonales, des poutres, des poteaux et
Afin de veiller à ce que la plastification se produit uniquement dans les éléments de trsh, des éléments de structure non-dissipatif (poutres, poteaux et diagonales) ont

été vérifiées en fonction des exigences de conception de capacité (voir Section 11.5.3):

$$\begin{cases} N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases}$$

Les résultats pertinents aux éléments structurels les plus sollicités sont signalés de Table 11.13 à Table 11.15.

Table 11.13: vérifications de l'élément non-dissipative soumis à des charges axiales

Type d'élément	N_{Rd} [KN]	$N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$ [KN]
poteau - HEB280	4241,0	1233,0
poutre - IPE450	n / a	n / a
corset - 2UPN300	3795,0	448,7

Table 11.14: Les vérifications de l'élément non-dissipative soumis à des moments de flexion

Type d'élément	M_{Rd} [KNm]	$M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$ [KNm]
poteau - HEB280	495,1	69,1
poutre - IPE450	549,3	192,2
corset - 2UPN300	n / a	n / a

Table 11.15: Les vérifications de l'élément non-dissipative soumis à des charges de cisaillement

Type d'élément	V_{Rd} [KN]	$V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$ [KN]
poteau - HEB280	1878,0	19,7
poutre - IPE450	1034,0	96,1
corset - 2UPN300	n / a	n / a

11.6.4 Analyse pushover

Évaluation du comportement non linéaire des portiques

Une analyse Pushover statique (SPO) a été réalisée sur la structure en utilisant deux motifs de plus en plus monolithique de charge latérale. Selon EC8 [13], comme représenté sur la Figure. 11.27, Les analyses Pushover a été réalisée compte tenu à la fois uniforme et la distribution modale des charges latérales. Les dispositifs de trsh sont modélisés selon laFigure. 11.24 et Table 11.7. De toute évidence, étant donné que la charge appliquée sont différentes, les courbes de capacité résultant présentent les différentes tendances représentées dansFigure. 11.28.

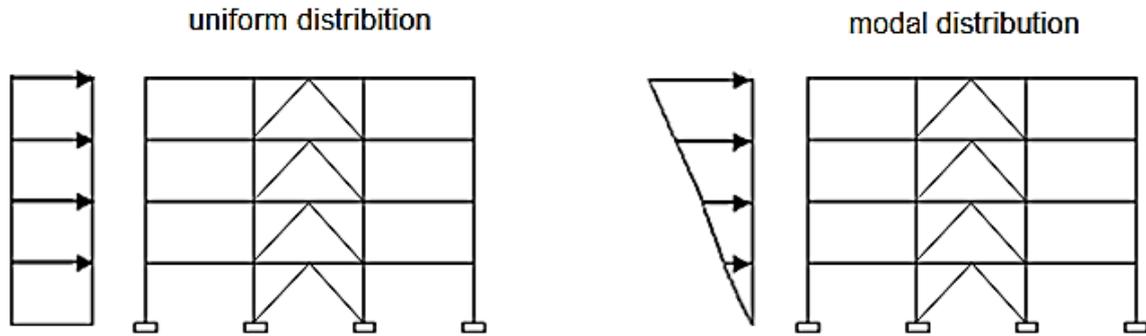


Figure. 11.27: distribution de charge latérale uniforme et modale

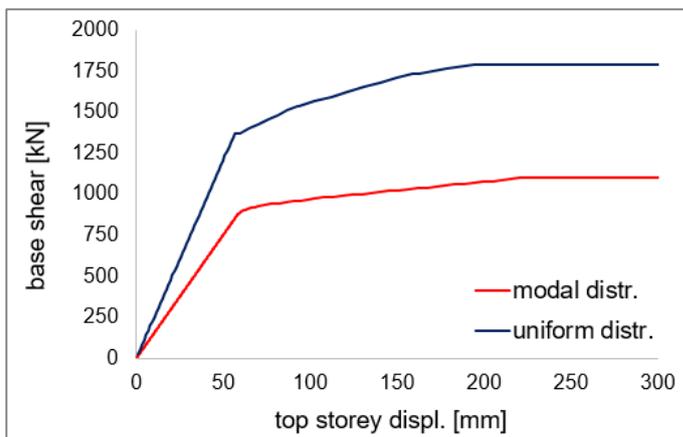


Figure. 11.28: Courbes de capacité calculées pour les distributions uniformes et modales

L'évaluation du facteur de comportement q

Afin d'évaluer la ductilité structurale, le facteur de conduite est calculée en fonction de la FEMA P695 [q23] des provisions (Figure. 11.29). Selon cette méthode, le facteur surrésistance est donc défini comme le rapport entre la résistance maximale au cisaillement de base et le cisaillement à la base du performance. La ductilité à base de période est définie comme étant le rapport entre le déplacement du drift de toit et le déplacement du drift sur le toit du performance effectif. $\Omega V_{max} V \mu d_u d_{y,eff}$

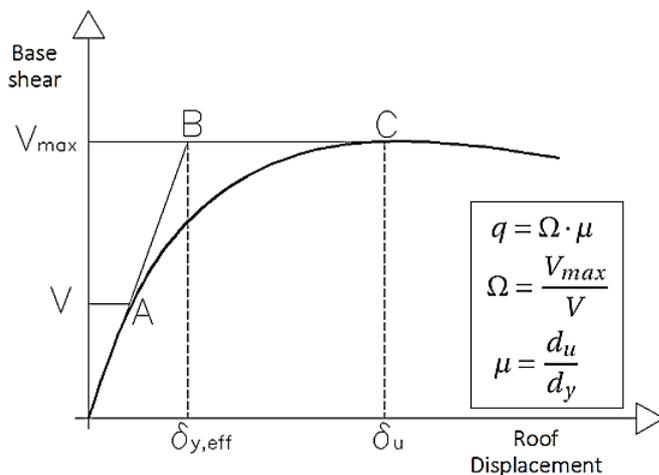


Figure. 11.29: Méthode de calcul de facteur de Comportement q selon la FEMA 695

Les facteurs de comportement qui en résulte pour les deux distributions de charges latérales modales et uniformes sont donnés dans le q Table 11.16.

Table 11.16: Facteurs de comportement pour les deux distributions modales et uniformes

Distribution	V_{max} [KN]	V [KN]	Ω [-]	d_u [Mm]	$d_{y,eff}$ [Mm]	μ [-]	q [-]
modal	1092	894	1.22	216	74	2,92	3,57
uniforme	1792	1372	1.31	194	76	2,55	3.33

Le facteur recommandé est la plus faible parmi ceux obtenus; dans ce cas $.qq = 3.3$

11.7 CONCLUSIONS

Dans la présente étude, les résultats des tests expérimentaux sur le dispositif de TRSH sont présentées en ce que l'élément présentent un comportement non linéaire stable et reproductible, même lorsqu'ils sont soumis à de grands déplacements de pointe (rapports de ductilité jusqu'à 13. En outre, une procédure de conception pour la mise en œuvre des dispositifs de trsh dans les systèmes de contreventement V des structures en acier à plusieurs étages est proposée et appliquée à un immeuble étude de cas 2D. une analyse statique linéaire avec des charges latérales sismiques équivalentes estimées par analyse du spectre de réponse multi-modale est mise en oeuvre et les vérifications structurelles pertinentes sur les deux dissipatifs (dispositifs de trsh) et des éléments de structure non dissipatifs sont exécutées. Une analyse statique non linéaire (Pushover) a été réalisée afin d'évaluer le coefficient de comportement q . Même si d'autres investigations sont suggérées, cette évaluation préliminaire permet d'avoir une estimation approximative ($q = 3,0 \div 3,5$) du comportement dissipatif des structures en acier mettant en œuvre des dispositifs de TRSH dans les systèmes de contreventement V.

Il faut noter que les propriétés des dispositifs de TRSH sont basés sur un prototype des tests. Ces propriétés sont considérées comme des valeurs caractéristiques. Avant la mise en œuvre dans une autre structure de données est nécessaire, par exemple, les propriétés de conception limite inférieure et supérieure, qui doit être pris en considération dans la conception de la structure, et d'autres tests doivent être effectués (voir EN 15129 [13]).

11.8 DOMAINE D'APPLICATION

Le dispositif de TRSH innovant peut être appliqué dans les systèmes de contreventement V de bâtiments en acier à plusieurs étages afin d'obtenir une augmentation significative de la capacité dissipative de la structure en combinant ductilité et transparence architecturale avec rigidité.

11.9 REFERENCES

1. LESSLOSS 2007/03 – Innovative Anti-Seismic Systems Users Manual. Available online at <http://elsa.jrc.ec.europa.eu/events.php?id=4#reports>.
2. Medeot, R. – Re-centring capability of seismic isolation systems based on energy concepts. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver 2004.
3. Tsai, K.C., Hong, C.P. and Su, Y.F. – Experimental study of steel triangular plate energy absorbing device for seismic-resistant structures. Report No CEER/R81-08, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
4. Tsai, K.C. and Chen, H.W. – Seismic response of building structures using steel triangular plate energy dissipators. Report No CEER/R81-09, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
5. Tsai, K.C. – Steel triangular plate energy absorber for earthquake-resistant buildings. Proceedings of the First World Conference on Constructional Steel Design, Mexico, Acapulco 1992. Earthquake Spectra, Vol. 9(3): 505-528, 1993(a).
6. Tsai, K.C., Chen, H.W, Hong, C.P. and Su, Y.F. – Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction.
7. Tsai, K.C., Li, J.W., Hong, C.P., Chen, H.W. and Su, Y.F. – Welded steel triangular plate device for seismic energy dissipation. Proceedings of the ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, California, San Francisco 1993(b).
8. Tsai, K.C., Chen, H.W, Hong, C.P., and Wang, T.F. – Steel plate energy absorbers for improved earthquake resistance. Proceedings of the ASCE Structures Congress, California, Irvine 1993(c).
9. LESSLOSS - Deliverable D36 - Analysis of shake table test SHS. 2007.
10. LESSLOSS - Deliverable D31 – Characterisation tests of SH elements. 2007.
11. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
12. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
13. EN 15129: Anti-seismic devices, Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2010.
14. RFEM 5 – Reference Manual. Dlubal.
15. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.

12 Dispositif hystérétique en acier en forme de lune (MSSH)

12.1 INTRODUCTION

Les dispositifs en Acier hystérétiques (SHD) sont des dispositifs anti-sismiques et représentent une solution efficace pour accroître la capacité des structures à dissiper l'énergie sismique par la déformation plastique resp. cédant. Le performance peut être obtenu par traction uniaxiale (ou compression), de cisaillement, de torsion et de flexion.

Parmi SHD le dispositif en forme de lune (MSSH) en acier hystérèse, représentée Figure. 12.1, A été développé comme amortisseur de structures isolées de base. L'isolateur est constitué d'un coulisseau surface plane resp. des dispositifs d'appui et MSSH élastomères (voir Figure. 12.2).

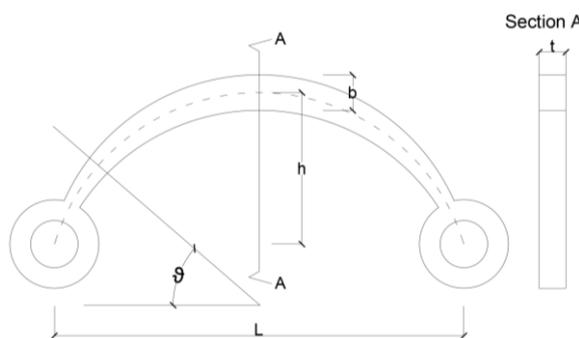


Figure. 12.1: Géométrie générale du dispositif hystérétique en acier en forme de lune



Figure. 12.2: Dispositifs combinés avec une unité d'isolation en caoutchouc-plomb Bearingas

Pour amortisseurs dans le portique de sectionneurs il était censé être en mesure de grands déplacements avec une faible à modérée résistance à la force. Le but dans les INNOSEIS est d'insérer les dispositifs de MSSH dans les systèmes de contreventement dissipatifs et de définir une ligne directrice de conception pour l'application dans les structures en ce qui concerne les codes et les normes.

12.2 DESCRIPTION DU DISPOSITIF EN ACIER HYSTÉRÉTIQUE EN FORME DE LUNE

Les croquis en Figure. 12.3 montrent un dispositif en forme de lune hystérétique (MSSH) qui est exposé d'abord à une force de traction horizontale, F_1 , puis à une force de compression horizontale, F_2 . Le dispositif est symétrique par rapport à l'axe des ordonnées. Le moment de flexion $M(\theta)$ et de la force axiale $N(\theta)$ sont variables avec le sinus, tandis que le Q de la force de cisaillement (θ) est variable avec le cosinus.

En regardant l'autre forme déformée en Figure. 12.3 pour les forces de traction et de compression appliqué, il peut être déduit que le comportement est non symétrique, au moins dans le domaine plastique lorsque les déformations sont unneglectable (Figure. 12.4). Dans le domaine élastique, où les déformations sont négligeables, le comportement, il est presque symétrique. En cas de tension de l'élément est abaissée (par exemple le bras de levier diminue), donc il aura besoin d'une plus grande force appliquée pour atteindre le déplacement maximal autorisé pour le dispositif, et à la place, en cas de compression l'élément pose (h, soit le bras de levier h), augmente donc est nécessaire une force plus faible pour atteindre le déplacement maximum autorisé.

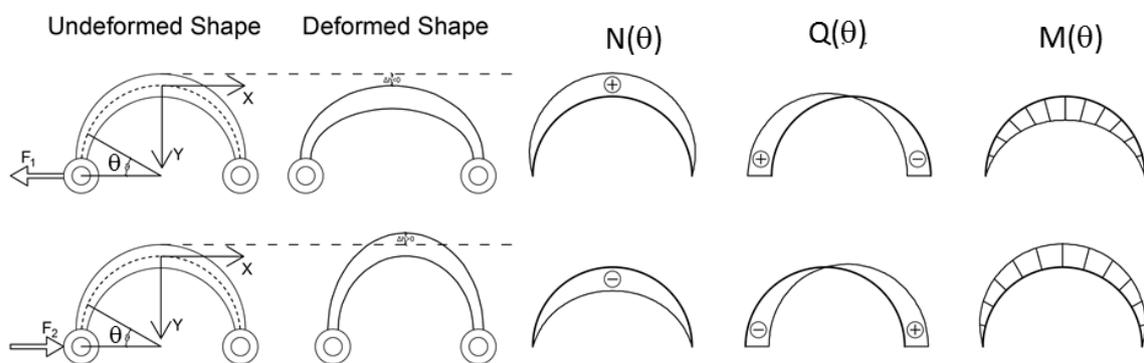


Figure. 12.3: Forme non déformée et déformée, flexion, cisaillement et les effets axiale sur l'élément MSSH exposé à une tension horizontale et de la force de compression.

Pour parvenir à une haute tension pour le dispositif de MSSH sans défaillance matérielle, l'acier utilisé doit posséder les caractéristiques de comportement d'écoulement très distinctif. Le gradient hystérétique courbe des amortisseurs hystérétiques en acier est influencée par la conception de l'élément. Dans Figure. 12.4 elle montre le diagramme force-déplacement d'un élément de MSSH développé et testé comme amortisseur d'isolation de base.

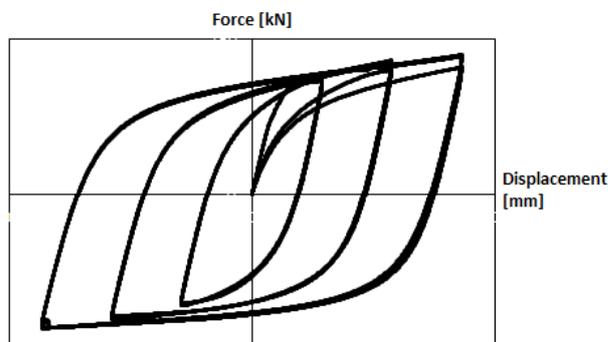


Figure. 12.4: Courbes force-déplacement d'un dispositif de MSSH

Le système sismique résistant innovant avec des dispositifs de MSSH consiste en l'introduction de ces dispositifs, à chaque étage d'un bâtiment: étant donné un

système de contreventement concentrique, les dispositifs sont introduits à la fin de chaque élément d' diagonale. Sous mouvement sismique forte déformations inélastiques sont limitées à des dispositifs de MSSH, qui dissipent une grande quantité d'énergie d'entrée, en laissant le reste de la structure élastique et en bon état.

Les travaux de réparation sont faciles, car ils sont limités aux dispositifs de MSSH qui ne sont pas soumis à des charges verticales, car ils sont placés entre les niveaux d'un étage.

Les appareils sont faciles à remplacer et la fabrication, offrant une solution rentable.

12.3 MODÈLES STRUCTURELS

12.3.1 Modèle Constitutif pour MSSH

12.3.1.1 boucle bilinéaire Force-Déplacement à partir des données de test

La réponse d'un amortisseur métallique est une fonction de sa géométrie et des caractéristiques mécaniques du métal à partir de laquelle il est fabriqué. La meilleure approximation du comportement non linéaire des dispositifs d'hystérésis en acier est d'utiliser les données expérimentales obtenues à partir de tests de composants selon la norme EN 15129 [1], L'article 12.6.

Pour l'incorporation d'un dispositif dépendant de déplacement non linéaire (voir [1]) Dans un modèle structurel numérique, les boucles courbes force-déplacement mesurées des dispositifs acier hystérétiques sont généralement approchée par une des boucles d'hystérésis bilinéaire avec une rigidité initiale K_1 , K_2 un poste de rigidité élastique et une force d'élasticité F_y . La méthode adoptée ici pour sélectionner une approximation bilinéaire à une des boucles d'hystérésis est montrée dans Figure. 12.5.

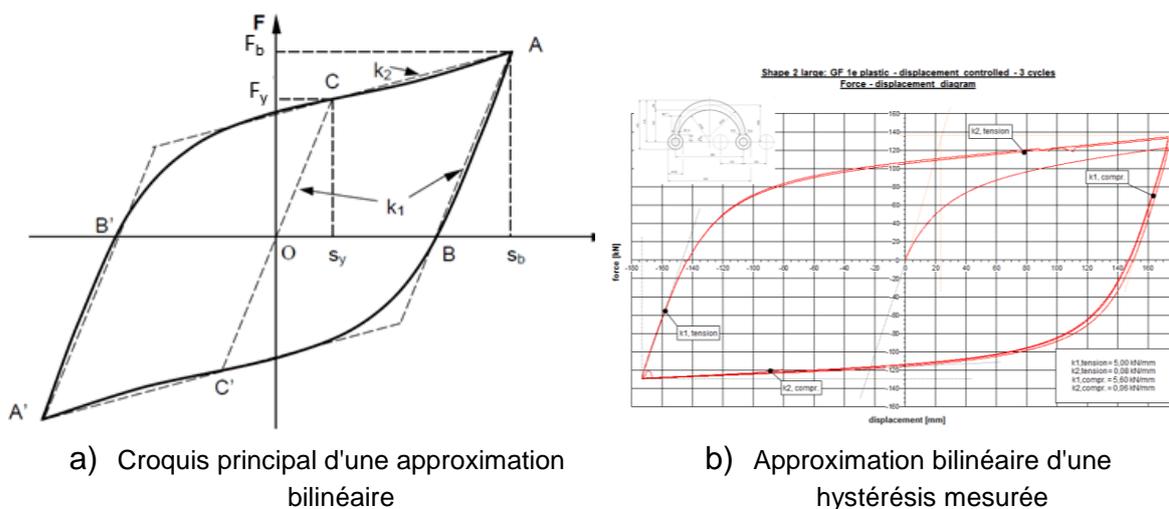


Figure. 12.5 a) -b): approximation bilinéaire d'une boucle d'hystérésis.

Le A'B'CABC'A' de boucle incurvée peut être non symétrique autour du centre 0, et les coordonnées des sommets A et A 'sont les déplacements maximaux $\pm s_b$ et la force maximale $\pm F_b$.

- La raideur k_1 initiale est évaluée par la pente des lignes parallèles AB et A'B' où B et B' sont les intersections de la boucle sur l'axe des x.
- La raideur élastique $k_2 +$ et $k_2 -$ sont approchées par la pente de la ligne à courant alternatif et A'C' où CC' est la droite passant par 0 avec k_1 de la pente.
- Les coordonnées du point C (s_y , F_y) sont le déplacement d'élasticité et de la force élastique, respectivement, pour le rapprochement de la boucle d'hystérésis courbe.

Les paramètres de la boucle bilinéaire changent rapidement avec l'amplitude de déformation maximale ϵ_m à faible contrainte, mais plus lentement à la souche plus grande. Dans la pratique, ces paramètres changements n'introduisent pas de grandes erreurs sismiques sur des boucles de bilinéaire, puisque les réponses sismiques sont dominées par la souche relativement importante, avec des paramètres variables lentement.

Avec des valeurs fixes de k_1 , k_2 et F_y l'bilinéaire boucles nid sur une courbe de génération de deux pentes avec un point de départ fixe.

12.3.1.2 *boucle force-déplacement bilinéaire sur la base de la méthode du facteur de mise à l'échelle*

La réponse d'un amortisseur métallique est une fonction de sa géométrie et des caractéristiques mécaniques du métal à partir duquel elle est fabriquée et la fixation resp. les conditions de serrage.

La famille des boucles force-déplacement pour un amortisseur de courbure de poutre peut être mis à l'échelle sur la base d'un modèle simple, pour donner un ensemble de courbes contrainte-déformation. boucles approximative à déplacement de force pour une large gamme d'amortisseurs acier à poutre peut alors être obtenu à partir des courbes de contrainte-déformation à l'échelle.

Les facteurs d'échelle φ et δ sont basés sur un modèle très simplifié mais efficace de la poutre cédant. Les souches extrêmes de fibres ϵ_{SC} sont basées sur la forme de la poutre qui prendrait si elle reste entièrement élastique. Les contraintes nominales σ_{SC} sont liées au facteur de mise à l'échelle φ vigueur dans l'hypothèse où ils restent constantes sur une section de poutre (comme ils le feraient pour un matériau de poutre de plastique rigide). L'indice SC est introduit pour mettre l'accent sur la nature nominale des contraintes et dérivées en utilisant l'moduli hypothèse uniforme stress.

Les propriétés pertinentes d'une approximation bilinéaire de la boucle de déplacement de force peut être déterminée:

$$k_1 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{1,SC} \quad \text{Eq. (12.1)}$$

$$k_2 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{2,SC} + \alpha \cdot F_y \cdot s_b \cdot \left(1 + \frac{\epsilon_{y,SC}}{\epsilon_{b,SC}}\right) \quad \text{Eq. (12.2)}$$

$$F_y \approx \varphi \cdot \sigma_{SC} \quad \text{Eq. (12.3)}$$

$$s_u \approx \delta \cdot \varepsilon_{b,SC} \quad \text{Eq. (12.4)}$$

$$s_y \approx k_1 \cdot F_y \quad \text{Eq. (12.5)}$$

$$F_b \approx F_y + k_2 \cdot (s_u - s_y) \quad \text{Eq. (12.6)}$$

Le calcul des propriétés de contrainte-déformation sont mises à l'échelle décrite dans la section 12.4.4.

Les facteurs d'échelle φ , α et δ dépendent de la géométrie du dispositif de MSSH.

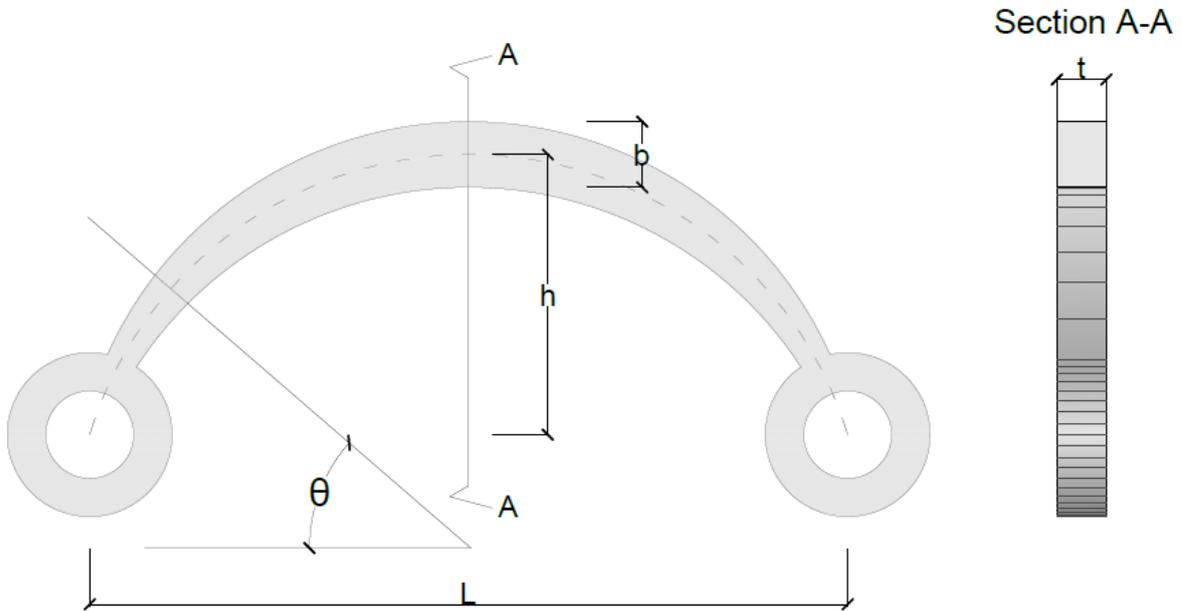


Figure. 12.6: Dimensions paramétriques d'un élément de MSSH

Paramètres t , b , h , L et les lignes courbes (contour) de l'élément d'hystérésis définissent la géométrie du prototype de référence. Les contours peuvent être paraboliques, elliptiques ou circulaire, cette dernière étant la plus simple et donc les plus couramment utilisés.

le facteur d'échelle de travail pour une section rectangulaire avec une hauteur b / t et le bras de levier h :

$$\varphi = \frac{tb^2}{6h} \quad \text{Eq. (12.7)}$$

facteur d'échelle de déplacement:

$$\delta(\theta) = 2 \cdot \frac{h^2}{b} \cdot 1,32 \cdot \sin(\theta) \quad \text{Eq. (12.8)}$$

Grande déviation facteur de correction:

Un autre facteur doit être pris en considération afin de tenir compte de la variation de la pente de la force - boucle déplacement pour les grands déplacements de performance. Cet élément a un comportement symétrique dans le domaine élastique, mais pas symétrique au-dessus de la limite élastique. Pour les grands déplacements de performance, les effets de second ordre ne peuvent pas être négligés, pour le dispositif de MSSH le changement du paramètre h au cours du cycle de charge est l'effet le plus important à considérer.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{+1}{|s|(2h-s)} & \text{Tension} \\ \frac{-1}{|s|(2h-s)} & \text{Compression} \end{cases} \quad \text{Eq. (12.9)}$$

Il convient de noter que voici quatre principales sources d'erreur dans les boucles d'amortissement et paramètres:

- Les différences entre les propriétés du matériau de la poutre d'hystérésis utilisée pour générer les boucles de contrainte-déformation et les propriétés du matériau de la poutre d'hystérésis dans le prototype.
- Fin des effets et des déformations non-poutres. Finaux effets réduisent généralement la rigidité initiale d'environ 50%.
- Modification des charges de boucle, pour un déplacement donné, par des modifications de la forme de l'amortisseur sous de grands débattements. changements de forme peuvent réduire ou augmenter la post-production ou de la rigidité en plastique.
- De petits changements dans les boucles d'amortissement causées par les forces secondaires.

Si les boucles d'amortissement sont dérivées de modèles de proportions similaires et exactement le même matériau (même lot), la méthode échelle modèle élimine partiellement les quatre sources d'erreur ci-dessus. Dans ce cas, la méthode du facteur d'échelle peut être beau pour réduire les tests. Néanmoins, avant de mettre en œuvre des dispositifs de MSSH dans une structure, la procédure d'essai selon la norme EN 15129 [1] Doivent être pris en considération.

12.3.2 système de modélisation des contreventements avec MSSH

Les parties dissipatifs du système sont les dispositifs de MSSH. Ils sont conçus pour se déformer et, par déformation, pour dissiper l'énergie. Les autres parties de la structure restent élastiques. Pour comprendre ce qui se passe dans l'état limite ultime du système une seule image est prise en compte et le comportement est étudié (voir Figure. 12.7).

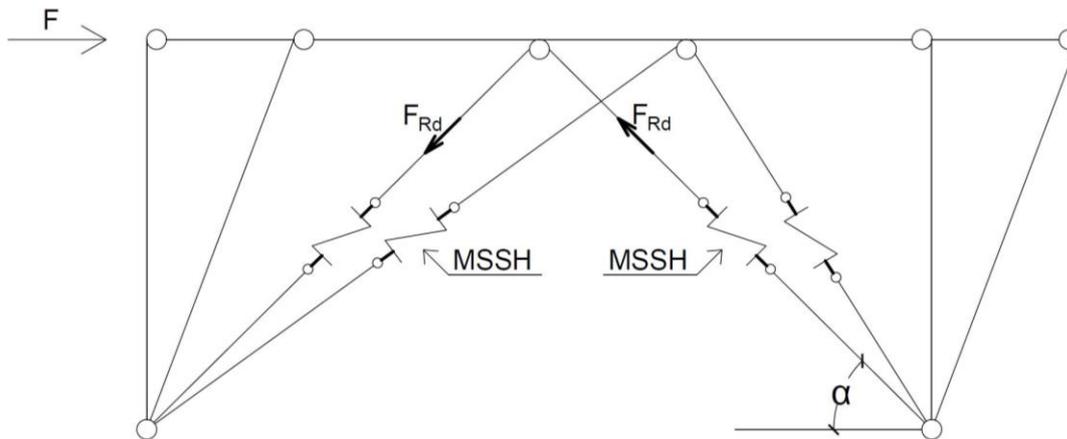


Figure. 12.7: Esquisse du comportement de la structure.

Les diagonales sont reliées directement aux dispositifs d'hystérésis, la force axiale, dans la limite de l'état final, est égale à la F_{Rd} du dispositif de MSSH.

$$N_{Ed,Brace} = N_{Rd,MSSH} \quad \text{Eq. (12.10)}$$

Les diagonales transmettent à la poutre une force verticale resp. cisaillement, qui peut être calculé en utilisant N_{PL} , R_d , $MSSH$ pour l'armature en traction et $0,3 \cdot N_{PL}$, R_d , $MSSH$ pour la diagonale en compression. Le facteur 0,3 est suggéré par EN1998-1-1 [2] Et utilisé pour l'estimation de la résistance après instabilité des diagonales comprimées.

$$V_{Ed,Beam} = \frac{0.7}{\sin(\alpha)} N_{Rd,MSSH} \quad \text{Eq. (12.10)}$$

Les contraintes dans les poteaux peuvent être calculées faire un équilibre global en utilisant la symétrie du système:

$$N_{Ed,Columns} = \frac{Fh}{L} - \frac{N_{Rd,MSSH}}{\sin(\alpha)} \quad \text{Eq. (12.11)}$$

Où:

- h est la hauteur entre les étages;
- L est la durée entre deux poteaux;
- F est la charge externe appliquée, comme dans Figure. 12.7
- α est l'inclinaison des diagonales.

12.4 INVESTIGATIONS EXPÉRIMENTALES SUR LES DISPOSITIFS MSSH

12.4.1 Général

L'acier MSSH élément hystérétique utilise les propriétés physiques suivantes à disparaître énergie:

- élasticité du matériau d'acier par suite de la déformation à la flexion élevée et
- de transformer l'énergie de mouvement à l'énergie thermique et de déformation.

Un type d'un MSSH est représenté dans Figure. 12.8 et Figure. 12.9, Qui est conçu comme une forme de lune, et il utilise une courbure pour obtenir le performance. Flexion est la manière la plus couramment utilisée pour souligner les éléments dissipateurs dans MSSH et des dispositifs d'amortissement qui reposent sur la déformation plastique des métaux se sont révélés être très économique et fiable.

12.4.2 Spécimen d'essai et protocole de chargement

Deux liens de test différentes (voir Figure. 12.8 et Figure. 12.9) Fabriqué à partir de deux plaques d'acier avec différentes nuances d'acier S355J2 N + ont été chargées de manière cyclique en traction et en compression. Le protocole de chargement est donnée dans Table 12.1.

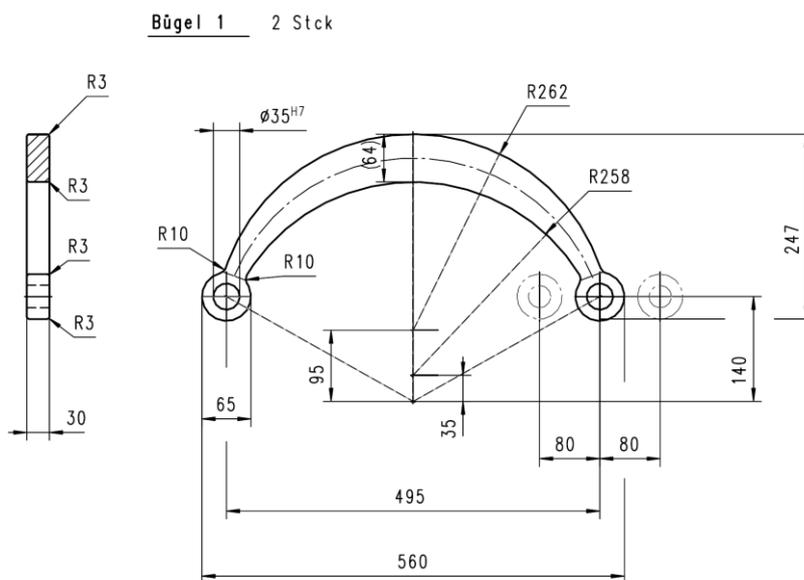


Figure. 12.8: La géométrie du dispositif de MSSH « Small » testé.

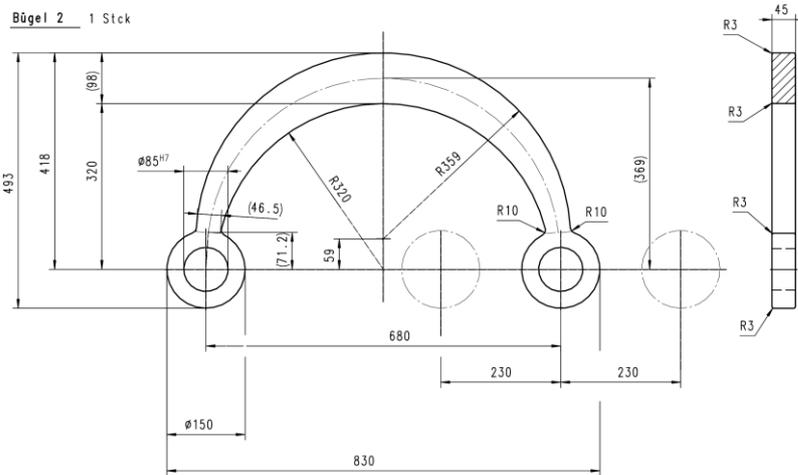


Figure. 12.9: La géométrie du dispositif de MSSH « Large » testé

Table 12.1: Protocole de chargement des tests MSSH

Nombre de cycles	Dispositif MSSH « petit »		Dispositif MSSH « grand »	
	Amplitude [Mm]	Rapidité [Mm / s]	Amplitude [Mm]	Rapidité [Mm / s]
3	± 3	4		dix
	± 5		± 15	
	± 20	dix	± 60	25
	± 40		± 115	
	± 60		± 175	
9	± 80		± 230	

Les tests ont été effectués avec une machine d'essai universelle servo-hydraulique Zwick à essai des matériaux Institut de génie civil à l'Université technique de Munich (voir Figure. 12.).



a) Spécimen « Large »

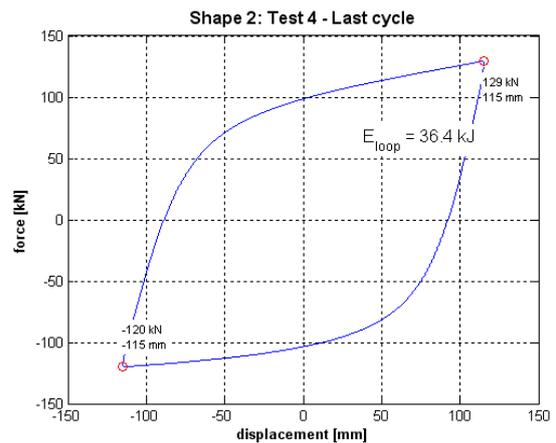
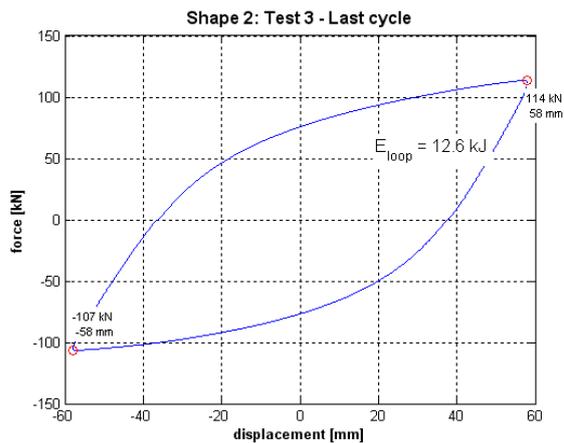


b) Des liens d'essai « Small » et « Large »

Figure. 12.10a) -b): dispositifs testés de MSSH

12.4.3 Résultats de test

Les tests montrent une rigidité post-élastique stable et très élevée (Figure. 12.10) Avec un plateau inélastique significatif, indique un bon comportement sismique.



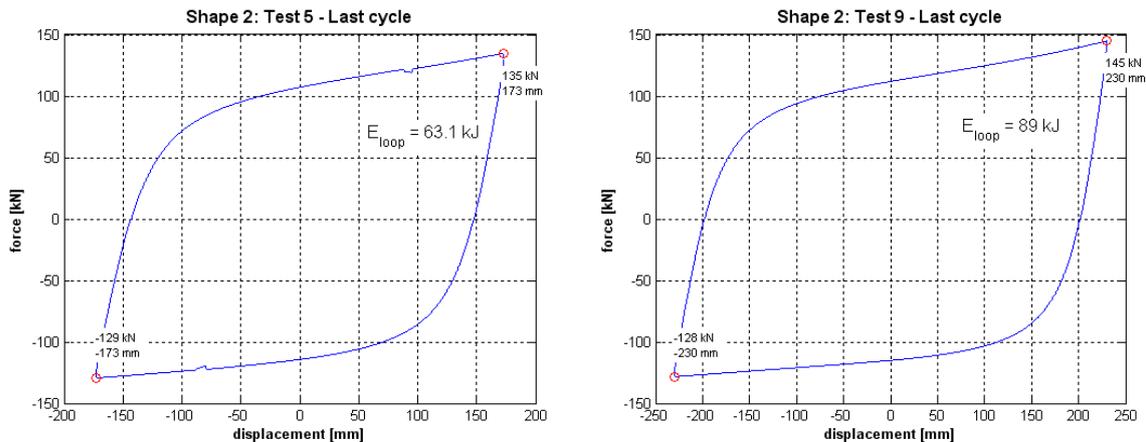


Figure. 12.10: Schémas force- déplacement d'un dispositif de MSSH « Large » (3ème Cycle)

La principale exigence de la fonctionnalité d'un amortisseur d'hystérésis en acier est une ductilité plastique satisfaisante pendant la phase violente d'un tremblement de terre. Pour cette raison, il est très important que l'alternance ne doit pas conduire plastifiante à la fatigue oligocyclique rupture fragile. Comme indiqué dans Figure. 12.11, L'acier doux est capable de résister à la dissipation d'énergie en plastique haute pendant une certaine période de temps. Le nombre de cycles acceptables dépend de la vitesse de déformation (Notez l'échelle logarithmique en abscisse). Il est donc essentiel de connaître la hauteur des amplitudes particulièrement à des endroits critiques du dispositif pour vérifier la fonctionnalité et la fiabilité. l'analyse de l'étage du temps avec plusieurs, accélérogrammes naturels ou artificiels sont nécessaires pour évaluer l'impact de la charge sur le MSSH.

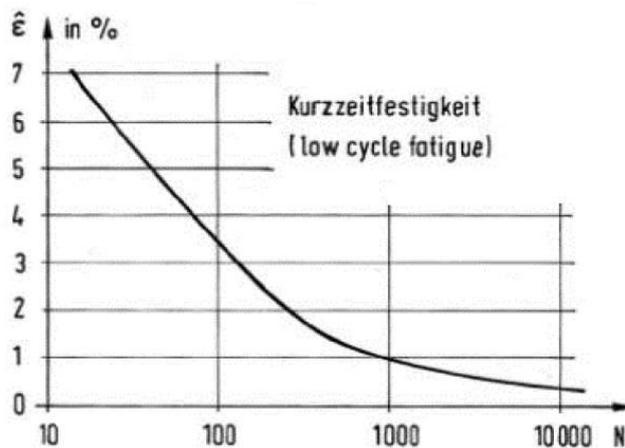
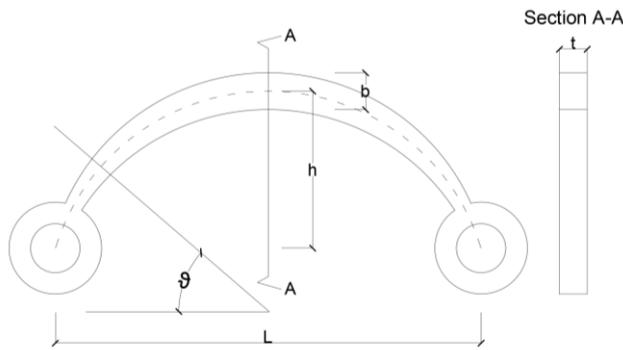


Figure. 12.11: courbe de fatigue caractéristique de l'acier doux (L'amplitude de déformation par rapport au nombre de cycles à la rupture)

12.4.4 modélisation à l'aide des facteurs d'échelle

Les boucles de force-déplacement expérimentaux du dispositif de MSSH « petit » et « grand » sont utilisées pour driftr les courbes mises à l'échelle de déformation sous contrainte (voir Figure. 12.12 et Figure. 12.13) En utilisant les facteurs d'échelle

α , δ et φ donnée dans l'article 12.3.1.2. Les résultats en termes de modules élastiques et plastiques, performance de contrainte et de déformation élastique pour les souches jusqu'à 9% sont donnés dans Table 12.2 et Table 12.3.



facteur de correction de grande déviation

- de tension

$$\alpha = \frac{+1}{|s|(2h - s)}$$

- pour la compression

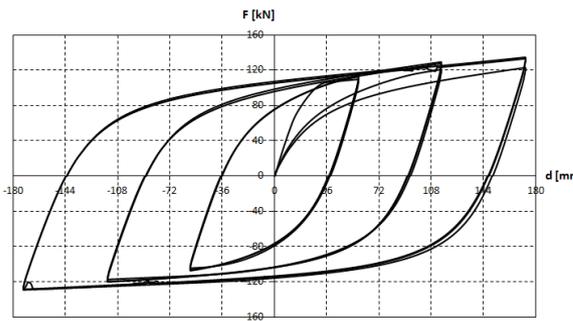
$$\alpha = \frac{-1}{|s|(2h - s)}$$

facteur force

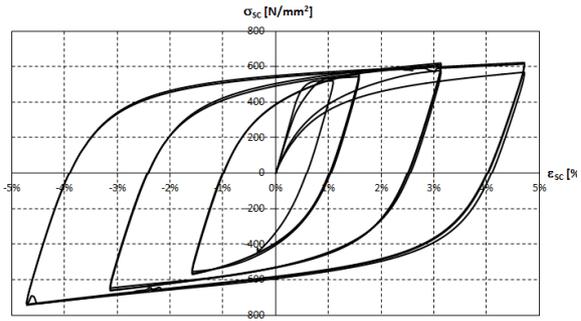
$$\varphi = \frac{t \cdot b^2}{6 \cdot h}$$

Facteur de déplacement

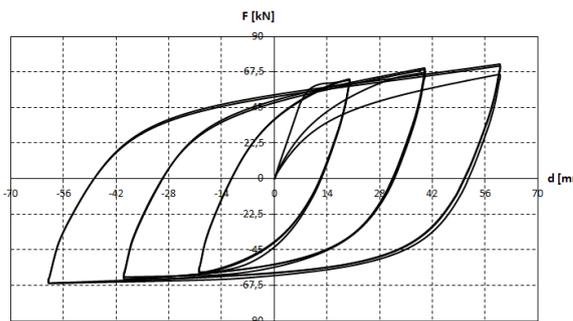
$$\delta(\theta) = 2,64 \frac{h^2}{b} \cdot \sin(\theta)$$



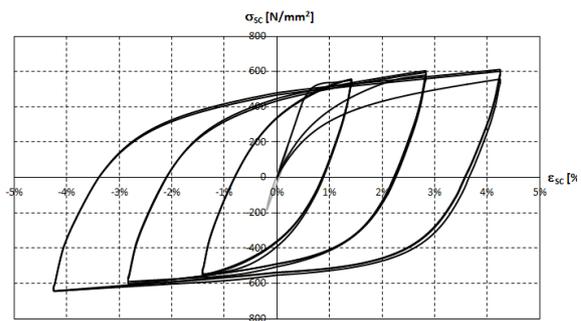
a) boucles force de déplacement pour MSSH « grand »



b) boucles de contrainte mises à l'échelle pour MSSH « grand »



c) Force de déplacement des boucles pour MSSH « petit »



d) boucles de contrainte mises à l'échelle pour MSSH « petit »

Figure. 12.12: Boucles de force - déplacement et contrainte-déformation mise à l'échelle pour les petits et les grands dispositifs de MSSH

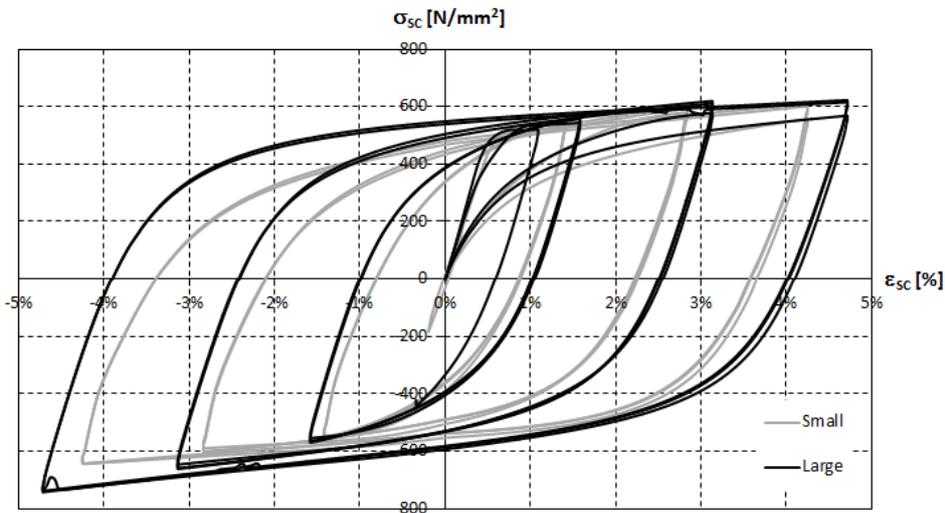


Figure. 12.13: boucle contrainte-déformation mise à l'échelle pour les petits et les grands dispositifs de MSSH

Table 12.2: Modules approchés, contrainte et déformation jusqu'à amplitude de déformation de 9% dans la section A.

Section A ($\theta = 90^\circ$; ϵ_{\min})					
ϵ_{SC} [%]	E1, SC [N / mm ²]	E2, Sc + [N / mm ²]	E2, SC- [N / mm ²]	σ_y , Caroline du Sud [N / mm ²]	ϵ_y , Caroline du Sud [%]
1	103667	25769	17201	394	0,38
2		8740	7039	436	0,42
3		4643	4174	477	0,46
4		2964	2881	519	0,50
5		2093	2161	560	0,54
6		1575	1708	602	0,58
7		1238	1400	643	0,62
8		1005	1179	685	0,66
9		837	1 013	727	0,70

Table 12.3: Modules approchés, contrainte et déformation jusqu'à amplitude de déformation de 9% dans la section B.

Section B ($\theta = 0^\circ$; ϵ_{\max})					
ϵ_{SC} [%]	E1, SC [N / mm ²]	E2, SC + [N / mm ²]	E2- [N / mm ²]	σ_y , Caroline du Sud [N / mm ²]	ϵ_y , Caroline du Sud [%]
1	44527	32738	18110	316	0,71
2		11095	7406	334	0,75

3	5892	4390	352	0,79
4	3760	3029	370	0,83
5	2654	2271	388	0,87
6	1997	1795	405	0,91
7	1570	1471	423	0,95
8	1274	1239	441	0,99
9	1060	1064	459	1,03

Lorsque ces équations sont utilisées pour générer des mises à l'échelle des boucles de contrainte-déformation à partir de boucles qu'ils éliminent le déplacement de force les grandes augmentations de déplacement contrainte nominale, comme il ressort de la comparaison des Figure. 12.12a) et b) resp. c) et d).

Les diagrammes F_s pour chaque cycle sont en spectacle Figure. 12.14 et Figure. 12.15. Dans chaque diagramme sont présentés les résultats des tests et les résultats obtenus avec la méthode du facteur d'échelle.

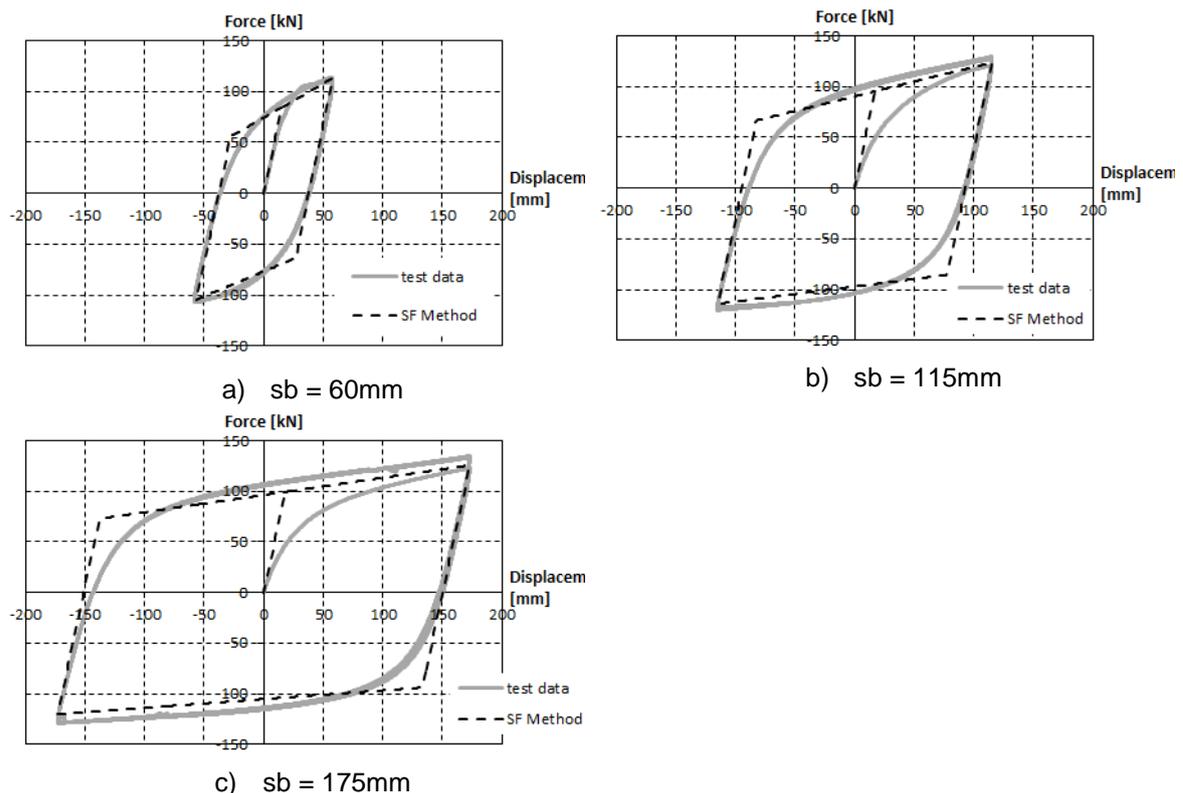


Figure. 12.14a) -c): diagrammes force-déplacement du dispositif de grande MSSH et comparaison avec Méthode SF

Il convient de noter que les valeurs dérivées données dans Table 12.2 et Table 12.3 peut être utilisé pour la pré-dimensionnement de dispositifs de MSSH avec les caractéristiques des matériaux similaires et des mêmes conditions de fixation. Une pré-dimensionnement des dispositifs de MSSH basés sur le comportement Méthode facteur d'échelle ne sont pas garanties suffisamment fiable du dispositif. Il est utile

que pour un pré-dimensionnement. tests de prototypes et des tests de contrôle de la production en usine selon. EN 15129 [1] Il est fortement recommandé, lors de la mise en œuvre des dispositifs de MSSH dans une structure.

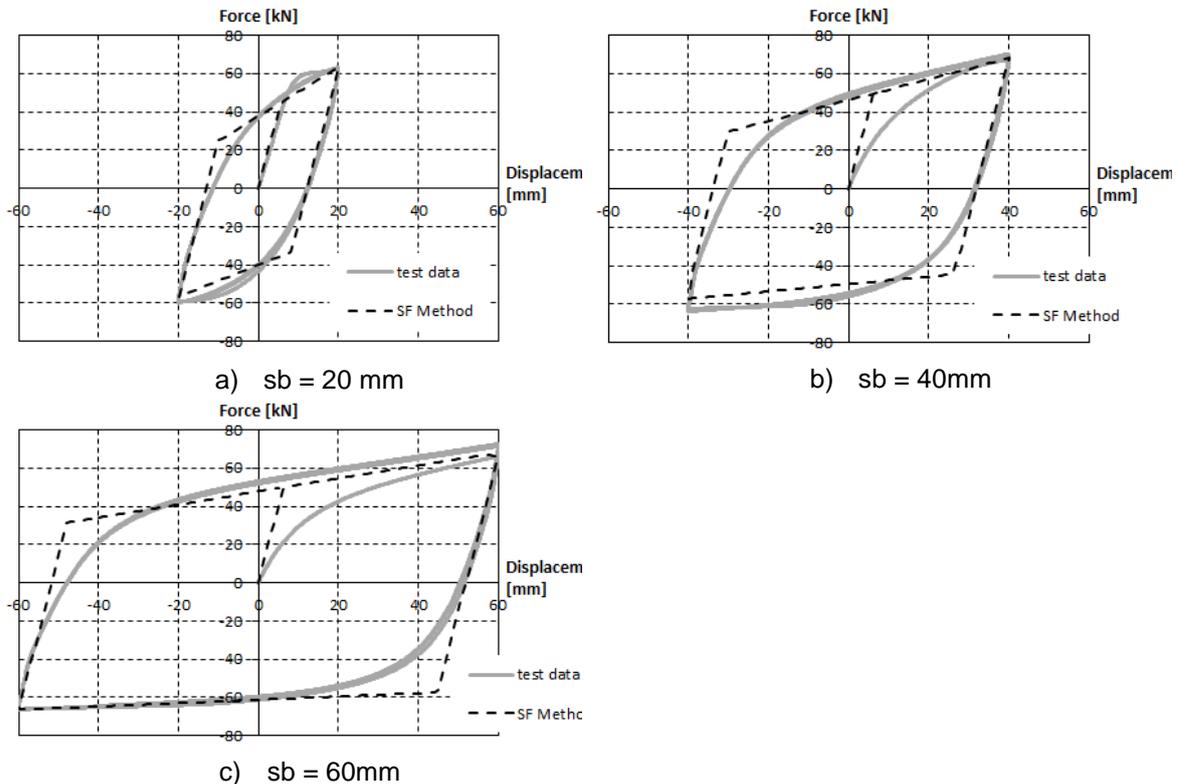


Figure. 12.15a) -c): diagrammes force-déplacement du petit élément et comparaison avec la méthode SF

12.5 RÈGLES DE CONCEPTION

12.5.1 Général

Lorsque les dispositifs de MSSH sont utilisés comme amortisseurs dans des structures isolées en base, ils ont besoin d'une faible résistance élastique pour augmenter la période naturelle de la structure isolée autant que possible. Les dispositifs de MSSH sont maintenant appliqués aux structures contreventées. Ils sont précisément mis en série avec les diagonales. Cet emplacement permet aux appareils de fonctionner correctement, lorsque les diagonales sont soumises à la force axiale. Par rapport aux dispositifs de MSSH pour l'isolement de base des dispositifs de MSSH pour diagonales structurelles ont pour dissiper l'énergie à des déplacements plutôt modérés afin de maintenir le seuil admissible du déplacement entre les étages resp. les contraintes dans les éléments adjacents au sein de la région élastique. Pour atteindre cet objectif, la géométrie de l'éprouvette représenté en coupe 12.4 ne convient pas. Ainsi, la géométrie est modifiée et plusieurs

dispositifs sont mis en parallèle afin d'augmenter la résistance et la rigidité des « joints ».

Ces modifications améliorent les caractéristiques mécaniques sans réduire la ductilité et la zone du cycle hystérèse. Ductilité et d'amortissement sont les propriétés cruciales pour l'isolation de base et sont encore nécessaires dans le nouveau système d'amortissement. La forme du cycle hystérèse est maintenant changé, en fait, les déplacements sont réduits, mais la résistance augmente, donc la dissipation d'énergie est toujours présente et assez copieux pour satisfaire aux exigences de la structure.

Conclusions des études analytiques et numériques sont résumés dans un guide de conception pour des applications pratiques. La méthodologie de conception est basée sur les dispositions de la norme EN 1993-1-1 [17], EN 01/01/1998 [2] Et EN15129 [1]. Certaines clauses de la norme EN 01/01/1998 sont réarrangés de manière appropriée pour couvrir l'utilisation des éléments de MSSH par les dispositions du Code normales.

12.5.2 Pré-dimensionnement des dispositifs de MSSH

Comme mentionné précédemment, le système MSSH fonctionne comme un système de renfort. Étant donné que les dispositifs de MSSH résister seule aux charges latérales de la structure, une estimation grossière du nombre requis de dispositif MSSH pour un bâtiment dans chaque direction et le type de leur section peut être faite à partir du modèle d'état limite théorique du système. Ce calcul est basé sur l'hypothèse que, à l'état limite ultime tous les dispositifs de MSSH atteindre, comme les éléments dissipatifs du système, leur capacité de force axiale.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_i \cdot \frac{\sin(\alpha)}{4} \quad \text{Eq. (12.12)}$$

Où:

- F_i est la force horizontale agissant sur i étages calculée selon EN1998-1-1, section 4.3.3.2.3 [2]
- La figure 4 est le nombre de groupes d'éléments de chaque étage MSSH
- α est l'inclinaison des diagonales (45 ° à l'étude de cas).

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i} \quad \text{Eq. (12.13)}$$

$\gamma_x = 1,2$ est le facteur de fiabilité et $\gamma_b = 1,1$ est le coefficient partiel pour le dispositif acc. EN 15129 [13].

12.5.3 Dimensionnement par analyse élastique linéaire

Les règles de conception visent à faire en sorte que cédant, aura lieu dans les dispositifs hystérèse avant tout cédant ou non ailleurs. Par conséquent, la

conception des bâtiments avec des dispositifs de MSSH est basé sur l'hypothèse que ces appareils sont capables de dissiper l'énergie par la formation de mécanismes de pliage en plastique. La méthodologie de conception suivante peut être appliquée:

1) Simulation

Dans l'état actuel de la technique, un bâtiment avec un dispositif de MSSH peut être simulée avec un modèle linéaire élastique par des éléments d' diagonale appropriés. Les éléments d' diagonale contenant et représentant les dispositifs de MSSH sont divisés en deux parties, avec les mêmes sections transversales, reliées au milieu d'une rotule appropriée qui représentent le dispositif de MSSH. Cette articulation ne permet pas aux rotations et la déformation de cisaillement, mais que les dispositifs réel MSSH a permis à la réaction de déformation axiale comme un ressort linéaire. Les éléments de contreventement, parce qu'ils doivent rester dans le domaine élastique sans être endommagé lors du séisme, doivent être projetés sur la force des dispositifs de MSSH.

2) Une analyse

analyse linéaire statique est réalisée sous des poids mort et vivantes et les éléments du portique principal sont dimensionnés selon les dispositions du 1993-1-1 [17] à ELU et ELS. Le procédé classique pour le calcul des forces internes sous charge sismique est l'analyse du spectre de réponse multi-modal, où le nombre de modes de vibration considérés dans chaque direction est telle que la somme de la masse effective est au moins égale à 85% du total masse et il n'y a pas de modes avec la participation de masse > 5%. Le spectre de conception doit être définie avec un facteur de comportement maximal égal à 3, qui a été confirmée par des analyses statiques non linéaires (Pushover).

3) Limitation du drift entre les étages

Limitation du drift entre les étages assure la protection des éléments non structuraux sous chargement sismique et se compose d'un critère de base pour la conception des dispositifs de MSSH. Il fournit une estimation des dommages pour les différents niveaux de performance et définit la répartition de la rigidité dans la structure et, éventuellement, la taille et le type des sections transversales appliquées au système.

Dans l'analyse linéaire, les déplacements induits par la conception action sismique ds sont calculées sur la base des déformations élastiques DE du système structurel par le biais de l'expression:

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Eq. (12.14)}$$

La drift entre les étages de conception d_r est définie comme la différence entre les déplacements latéraux moyenne en haut et en bas de l'étage à l'étude. Selon le type de la non - éléments de structure (matériaux fragiles, ductile ou non connectée) et la classe d'importance du bâtiment, la conception drift entre les étages d_r est comparé aux valeurs correspondantes de la FEMA. La conception optimale est obtenue lorsque les drifts entre les étages maximales de chaque étage est presque constante dans toute la structure. Étant donné que les déplacements horizontaux sont multipliés par le facteur de comportement de la limitation du drift ne dépend pas entre étages sur elle.

4) effets de second ordre

L'influence possible des effets de 2e ordre doit être contrôlé par la limitation du coefficient de sensibilité du drift en dessous des θ entre étages valeurs limites de la EN1998-1-1. Coefficient θ est calculé à partir de l'équation (12,16) pour chaque étage de directions x et y de l'immeuble.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \quad \text{Eq. (12.15)}$$

Où P_{tot} est la charge totale de la gravité et au-dessus de l'étage considérée dans la situation de la conception sismique et V_{tot} est le cisaillement de sismique étages. En variante, le coefficient de sensibilité du drift entre les étages θ peut être calculé de façon plus précise par une analyse de flambement linéaire par l'intermédiaire du facteur α_{cr} , le facteur par lequel le chargement de la conception devrait être augmentée pour provoquer une instabilité élastique dans un mode global. L'analyse est effectuée dans des conditions de charges de gravité constant de la combinaison sismique ($1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q$) et produit les modes de flambement. Les modes qui se déplacent le bâtiment à des directions x et y sont choisis et les valeurs de α_{cr} correspondant sont calculés comme suit:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad \text{Eq. (12.16)}$$

Où F_{cr} est la charge critique de flambement élastique pour le mode d'instabilité global basé sur la rigidité élastique initiale et est le chargement F_{Ed} de conception pour la combinaison sismique.

Pour prendre en compte les déplacements inélastiques du bâtiment, α_{cr} est divisé par le facteur q . Les valeurs de θ dans ce cas sont données par l'équation (12,18).

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \quad \text{Eq. (12.17)}$$

le correspondant EN1998-1-1 dispositions exigent des bâtiments que le coefficient de sensibilité de glissement entre les étages est limitée à $\theta \leq 0,1$, si les effets de second ordre sont ignorés. Si $0,1 < \theta < 0,2$, les effets du second ordre peuvent approximativement être pris en compte en multipliant les effets de l'action sismique pertinents par un facteur égal à $1 / (1 - \theta)$. Si $0,2 < \theta < 0,3$ seconde analyse d'ordre plus précis applique. Dans tous les cas, il est $\theta < 0,3$.

5) dispositifs dissipatifs et les vérifications diagonales

Les dispositifs de MSSH et les diagonales doivent être vérifiées pour résister aux forces internes de la combinaison sismique la plus défavorable et remplir les conditions suivantes:

f) Élançement

Dans les ossatures avec V contreventements, l'élançement non dimensionnel λ doit être inférieur ou égal à 2,0.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \text{Eq. (12.18)}$$

g) force axiale

Les éléments de contreventement non dissipatifs doivent avoir une capacité conçue pour les valeurs accrues des forces internes par rapport à celles dérivées des analyses avec la combinaison sismique la plus défavorable, pour faire en sorte que la rupture des éléments dissipatifs se produit d'abord. La résistance d'élasticité NPL, Rd de la section transversale des diagonales doit être telle que:

$$N_{pl,Rd,brace} \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \quad \text{Eq. (12.19)}$$

Où:

- γ_{ov} est le facteur de plus de force, $\gamma_{ov} = 1,25$ pour l'acier S355
- $N_{pl,Rd,MSSH}$ est la résistance ultime du dispositif de MSSH connecté.

h) constante de comportement dissipatif en hauteur

Pour obtenir un comportement dissipatif distribué dans la structure, il faut vérifier que les rapports maximaux Ω sur toute la structure ne diffère pas de la valeur minimale Ω de plus de 25%.

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (12.20)}$$

6) éléments non dissipatifs: poteaux.

Les éléments non-dissipatifs, les poteaux du système, les poutres et leurs connexions, doivent avoir une capacité conçue pour les valeurs accrues des forces internes par rapport à celles dérivées des analyses avec la combinaison sismique la plus défavorable, pour faire en sorte que la rupture des éléments dissipatifs se produit en premier.

- e) Les poteaux doivent être vérifiées pour résister aux effets de l'action de la conception en capacité comme suit:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (12.21)}$$

Où:

- NPL, Rd (FUM) est la résistance au flambement de la conception de la poutre ou la poteau conformément à la norme EN 1993, compte tenu de l'interaction de la résistance au flambement avec le moment de flexion M.Ed., définie comme sa valeur nominale dans la situation sismique de calcul;
- NEd, G est la force axiale dans le poutre ou dans la poteau en raison des actions non sismiques inclus dans la combinaison d'actions pour la situation de projet sismique;
- NEd, E est la force axiale dans le poutre ou dans la poteau en raison de l'action sismique de calcul;
- γ_{ov} est le facteur de plus de force, $\gamma_{ov} = 1,25$ pour l'acier S355y
- Ω est la valeur minimale de $\Omega_i = N_{Pl, Rd, i} / n_i$, i sur l'ensemble des dispositifs de MSSH du système de contreventement; où
 - NPL, Rd, i est la résistance à la conception du dispositif MSSH i ;
 - NEd, i est la valeur nominale de la force axiale dans le même dispositif de MSSH i dans la situation sismique de calcul.

7) Les éléments non dissipatif vérifications: poutres.

- Les poutres ont été considérées comme du béton de poutre composite - acier, en utilisant la collaboration de la dalle. Le mécanisme est résistant à celui représenté sur laFigure. 12.16.

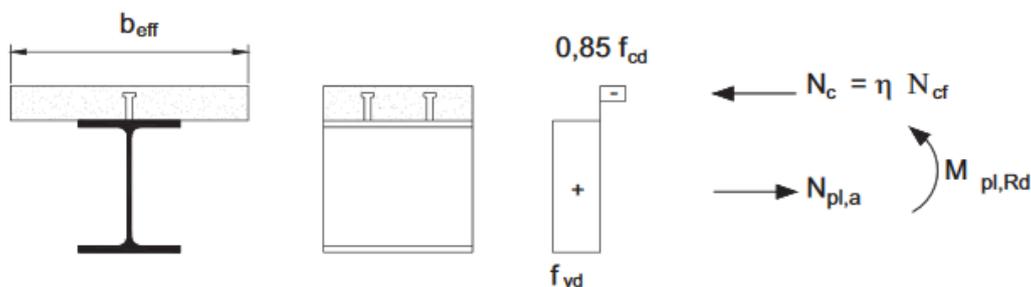


Figure. 12.16: Distribution de la déformation plastique à l'ELU afin de calculer la $M_{pl, Rd}$ positive.

L'effet de l'action sismique vertical asymétrique appliquée à la poutre par les diagonales après le instabilité de la compression diagonale. Cet effet de l'action est calculée en utilisant NPL, Rd, MSSH pour l'armature en traction et $\gamma_{pb} \cdot NPL, Rd, MSSH$ pour la diagonale en compression:

$$V_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \cdot \frac{1-\gamma_{pb}}{\sin(\alpha)} \quad \text{Eq. (12.22)}$$

12.5.4 Dimensionnement par analyse non linéaire (Pushover)

- 1) Le modèle structural utilisé pour l'analyse élastique doit être étendue pour inclure la réponse des éléments structuraux au-delà de l'état élastique et estimer les mécanismes plastiques attendu et la distribution des dommages.
- 2) Analyse Pushover a été réalisée avec RFEM v5.07.11 par Dlubal. La non-linéarité a été considéré que pour l'élément MSSH, les autres éléments ont été considérés comme parfaitement élastique. Le schéma de comportement du MSSH ne tient pas compte de l'hystérésis, car une analyse quasi-statique a été réalisée.

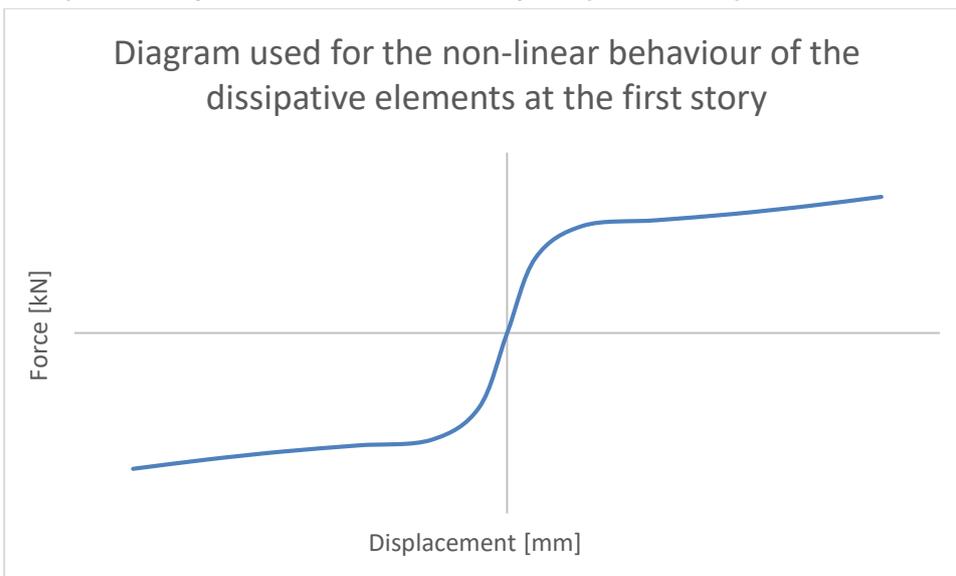


Figure. 12.17: Diagramme utilisé pour le comportement non-linéaire des éléments dissipatifs

Table 12.4: valeurs utilisées pour le comportement non-linéaire des éléments dissipatifs sur chaque étage.

Déplacement [mm]	Force de [kN]			
	premier étage	deuxième étage	troisième étage	quatrième étage
-0173	-1509	-1132	-755	-377
-0139	-1407	-1055	-704	-352
-0104	-1318	-989	-659	-330
-0069	-1250	-937	-625	-312
-0035	-1187	-890	-594	-297
-0013	-829	-622	-415	-207

0	0	0	0	0
0013	829	622	415	207
0035	1187	890	594	297
0069	1250	937	625	312
0104	1318	989	659	330
0139	1407	1055	704	352
0173	1509	1132	755	377

12.6 ANALYSES D'UN PORTIQUE 2D

Les équations, les propriétés des éléments, des recommandations de conception, des contrôles critiques et facteur de comportement proposé, inclus dans le Guide de conception, sont vérifiées par des analyses numériques sur des portiques réelle 2D avec des dispositifs MSSH avec l'utilisation du logiciel RFEM v.5.07.11 par Dlubal. Au départ, les portiques sont conçus par l'analyse élastique à l'ELU et ELS. analyses statiques suivies pour enquêter sur Non lineaire leur comportement au-delà de la plage élastique et confirmer le facteur de comportement $q = 3$.

12.6.1 Description des portiques examinés

12.6.1.1 Géométrie et hypothèses

L'étude de cas présentée ci-après est basée sur l'extraction d'un portique plan d'un immeuble de quatre étages, voir Figure. 12.18. Les poteaux ont des sections creuses rectangulaires (SHS 200x200x16 pour le premier et le deuxième étages et SHS 180x180x16 pour les troisième et quatrième étages) et les poutres de plancher sont constitués de poutres en acier avec une large bride profilés en I (IPE400) qui agissent de manière composite avec le béton dalles (C20 / 25, B450C). Les diagonales ont des doubles sections UPN300.

Les poteaux sont articulées à la base et les poutres sont articulées sur les poteaux. Les diagonales sont également articulés sur les portiques. La structure a acier S355 et les dispositifs de MSSH ont la même caractéristique des appareils testés dans la section 12.4. L'acier utilisé est S355J2 + N. Les tests assurent de connaître avec précision le comportement et les caractéristiques de l'acier utilisé pour les dispositifs appliqués.

Tableau 6.1 et

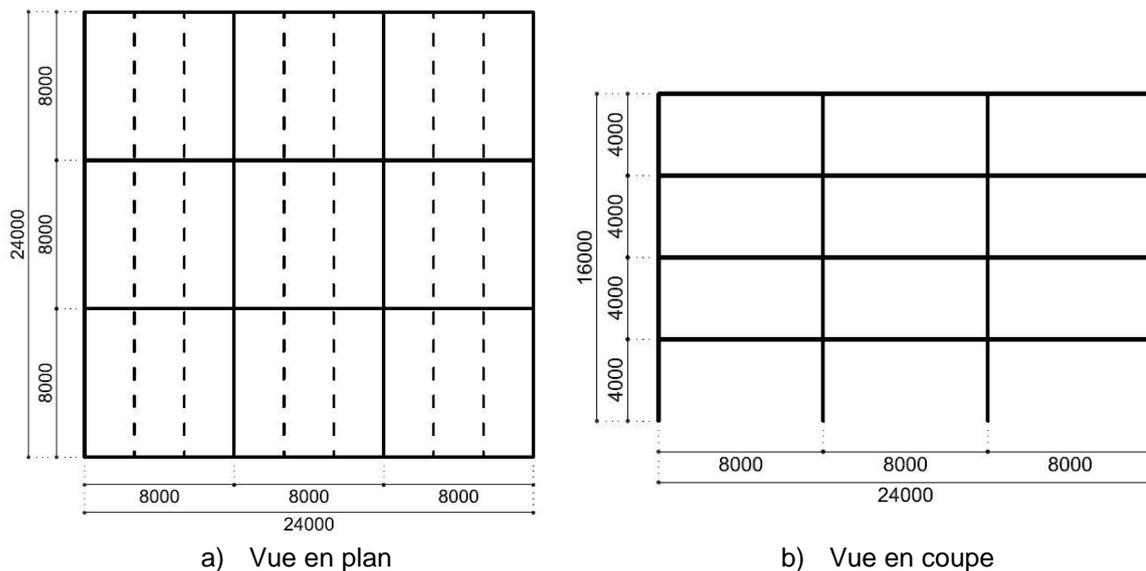
Table 12.6 résumer les caractéristiques géométriques du dispositif de MSSH.

Table 12.5: Géométrie des éléments MSSH utilisés

	b [mm]	h [mm]	t [mm]
MSSH	110	390	60

Table 12.6: Nombre de MSSH utilisé à chaque étage et rigidité résultante

Nombre de MSSH à chaque étage		Kel [kN / m]
4	2 MSSH	15138
3	4 MSSH	30276
2	6 MSSH	45414
1er	8 MSSH	60551



a) Vue en plan
Figure. 12.18: Vue en plan et ossature 2D

12.6.1.2 Charges

Poids mort (G):

auto-poids en acier: $78,5 \text{ kN} / \text{m}^3$

Dalle composite:

auto-poids en béton: $25,0 \text{ kN} / \text{m}^3$

tôle d'acier: hauteur 73 mm, épaisseur 1 mm

L'épaisseur totale de la dalle: 150 mm

épaisseur de la dalle uniforme équivalent: 110 mm

$g_{2,c} = 2.75 \text{ kN} / \text{m}^2$ (Y compris les tôles d'acier)

Services, plafonds, planchers surélevés:

$g_{2,fl} = 0.70 \text{ kN} / \text{m}^2$ pour les planchers intermédiaires

$g_{2,rf} = 1.00 \text{ kN} / \text{m}^2$ pour étage supérieur

parois périmétriques (G): $1.00 \text{ kN} / \text{m}^2$

$g_{2,per} = 4.00 \text{ kN} / \text{m}$

Surcharges (q) pour les bureaux (classe B):

$$q = 3,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Les cloisons amovibles (γ): $\leq 2.00 \text{ kN} / \text{m}^2$

$$q_{add} = 0.80 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Charge totale en direct:

$$q_{add} = 3.80 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Coefficient pour les combinaisons sismiques: $\psi_2 = 0,6$

Le toit est accessible

Charge de neige est ignorée.

Charge sismique (γ): E

facteur d'importance: $\gamma_I = 1.0$

accélération du sol de pointe: $a_{gR} = 0.36g$

Sol de type B - Type 1 spectre:

$$S = 1.2, S = 1,2,,, T_B = 0.15s, T_C = 0.50s, T_D = 2.00s$$

Accélération verticale du sol non prise en compte.

12.6.2 analyse spectrale

une analyse par spectre de réponse multimodale est effectuée et les résultats sont résumés dans le tableau 12.7. Les trois premiers modes, qui sont la traduction, activés plus de 95% de la masse, ce assure qu'il n'y a pas de mode Eigen avec la participation de masse > 5% qui ont été pas considérés.

Table 12.7: Pourcentage de masse participante et les périodes

Non Mode	Eigen Période [s]	Participant rapport de masse [%]	Total [%]
1	0,781	77,6	97,4
2	0,325	14,5	
3	0,200	5.3	

12.6.3 conception sismique

Il est à noter que pour la conception sismique conditions suivantes doivent être remplies conformément aux règles de conception décrites à la section 5.2 et les règles EN 01/01/1998 [13].

12.6.3.1 Limitation du drift entre les étages

Considérant que le bâtiment a des éléments non ductiles de structure de l'équation (12,24) suivant est vérifié.

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h = 30 \text{ [mm]} \quad \text{Eq. (12.23)}$$

Où $v = 0,5$ est un facteur de réduction des déplacements de conception en raison de la classe importance du bâtiment (bâtiments ordinaires) et h est la hauteur de

l'étage. Table 12.8 comprend les résultats de l'analyse; le chèque est vérifié pour tous les étages avec des valeurs beaucoup plus faibles que la 30mm de valeur limite. La sélection des poteaux et des poutres du réceptacle de sections est définie par cette vérification.

Table 12.8: Limitation du drift entre les étages.

Étage	1	2	3	4
de, supérieure [mm]	9,5	21	34,1	48,6
de [mm] fond	0,00	9,5	21	34,1
dr = (de, dessus - de, en bas) · q [mm]	28,5	34,5	39,3	43,5
dr · v [mm]	14,25	17,25	19,65	28,2

12.6.3.2 effets de second ordre

Une analyse linéaire instabilité pour la combinaison sismique est réalisée afin de contrôler les effets de 2e ordre. A partir de cette analyse, les modes critiques de flambement et les facteurs de flambement correspondants dérivés.

Les valeurs de θ ont été calculées à partir des facteurs critiques de flambement et il a été vérifié si les effets d'ordre 2 doivent être pris en compte (Table 12.9). Depuis $\theta < 0,1$, 2e effets d'ordre sont négligés.

Table 12.9: effet de 2e d'ordre: résultats.

Étage	P [kN]	dr [mm]	V [kN]	h [mm]	θ [adm]	α [adm]
1	3769	28,5	525	4000	0,05	1
2	2698	34,5	462	4000	0,05	1
3	1670	39,3	365	4000	0,04	1
4	734	43,5	226	4000	0,04	1

Dispositifs MSSH et diagonales

Les dispositifs de MSSH sont conçus pour résister aux forces de la combinaison la plus défavorable sismique $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi Q + Ex$. Table 12., Table 12.10 et Table 12.11 résumer les résultats des diagonales et les vérifications dispositifs de MSSH. Table 12.11 comprend également les valeurs MSSH sur la force Ω utilisée pour vérifier le comportement dissipatif global du système qui est assurée lorsque les valeurs Ohm de tous les MSSH dans toutes les étages diffèrent pas plus de 25% de sa valeur minimale.

Table 12.10: Contrôle de l'élanement des diagonales.

	UNE [Cm2]	fy [kN / cm2]	l'assurance -emploi [KNcm2]	lo [cm]	ncr [KN]	λ [Adm]
2UPN 300	117,6	30,87	567000000	565,7	1887	2

Table 12.10: Vérification de la force sur des diagonales par rapport aux dispositifs de MSSH.

	UNE [Cm ²]	f _y [kN / cm ²]	BDNI B [kN]	NRd, MSSH, max [kN]	NRd, MSSH, max / NRD, B [Adm]
2UPN 300	117,6	30,87	3630,3	1509	0,42

Table 12.11: Contrôle des forces axiales et facteur de sur-résistance du MSSH.

Étage	N _{Ed,C} = N _{Ed,T} \n[kN]	NRd, C = NRd, T [kN]	NEd / NRD [Adm]	Ω [Adm]
1	371	829	0,48	2.2
2	326	622	0,52	1.9
3	258	415	0,62	1.6
4	160	207	0,77	1.3

12.6.3.3 Élément non dissipatif: Poteaux

Les poteaux doivent être vérifiées pour résister aux effets de l'action de la conception en capacité comme suit:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (12.24)}$$

Dans le modèle, il existe deux types de section, les plus stressés ont été vérifiés:
1er et 2ème étage: SHS 200x200x16:

$$\begin{aligned} N_{Ed,G} &= 688 \text{ [kN]} \\ N_{Ed,E} &= 507 \text{ [kN]} \\ N_{Ed} &= 688 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,3 \cdot 507 = 1594 \text{ [kN]} \\ N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) &= 3550 \text{ [kN]} \\ \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} &= \frac{1594}{3550} = 0,45 \end{aligned}$$

3ème et 4ème étage: SHS 180x180x16:

$$\begin{aligned} N_{Ed,G} &= 307 \text{ [kN]} \\ N_{Ed,E} &= 113 \text{ [kN]} \\ N_{Ed} &= 307 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,3 \cdot 113 = 509 \text{ [kN]} \\ N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) &= 3149 \text{ [kN]} \\ \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} &= \frac{509}{3149} = 0,16 \end{aligned}$$

12.6.3.4 Élément non dissipatif: poutres charges verticales:

Les poutres ont été considérées comme du béton de poutre composite - acier, en utilisant la collaboration de la dalle, la résistance aux charges verticales ont été vérifiées pour le poutre le plus sollicité de la façon suivante:

poutre principal (IPE400):

$$b_{eff} = \min (L_e / 8, b_i) = \min (1000; 2000) = 1000 \text{ [mm]}$$

axe neutre (couper le profilé en acier) (y):

$$A_{concrete} \cdot f_{cd} + t_{wIPE400} \cdot f_{yd} = (400-y) \cdot t_{wIPE400} \cdot f_{yd}$$

$$y = 0 \text{ [mm]}$$

$$M_{pl, Rd} = N_{pl} \cdot b = N_{pl}, \text{ un} \cdot b = 949,2 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Ed, max} = 621 \text{ [kNm]}$$

$$\frac{M_{Ed, max}}{M_{pl, Rd}} = 0,65$$

Charge sismique:

L'effet de l'action sismique vertical asymétrique appliquée à la poutre par les diagonales après le instabilité de la compression diagonale. Cet effet de l'action est calculée en utilisant NPL, Rd, MSSH pour l'armature en traction et $\gamma_{pb} \cdot N_{pl}, R_{d}$, MSSH pour la diagonale en compression.

Le facteur γ_{pb} est utilisé pour l'estimation de la résistance après instabilité des diagonales comprimées. La valeur recommandée est de 0,3.

Table 12.12: Contrôle du cisaillement maximum dans les poutres.

nombre MSSH	NPL, Rd [KN]	$V_{Ed} = N_{pl}, R_{d}$ [kN] · $\frac{0,7}{\sin(\alpha)}$	La Coupe transversale	V_{Rd} [kN]	$V_{Ed} /$ V_{Rd}
4	1509	746	IPE400	761	0,98

12.6.4 analyses statiques non linéaires (Pushover)

12.6.4.1 Évaluation du comportement non linéaire des portiques

analyse pushover statique (SPO) est effectuée sur la structure à l'aide de deux motifs de plus en plus monolithique de charge latérale. Les charges latérales sont appliquées de façon monolithique dans une étape par étape d'analyse statique non linéaire.

En ce qui concerne les distributions de charge latéraux sont concernés, EN1998-1-1 suggère de prendre en compte à la fois uniforme et répartition modale, comme le montre Figure. 12.19. De toute évidence, étant donné que la résultante de la charge est différente, les courbes montrent des formes différentes; les deux peuvent représenter la réponse réelle structurelle.

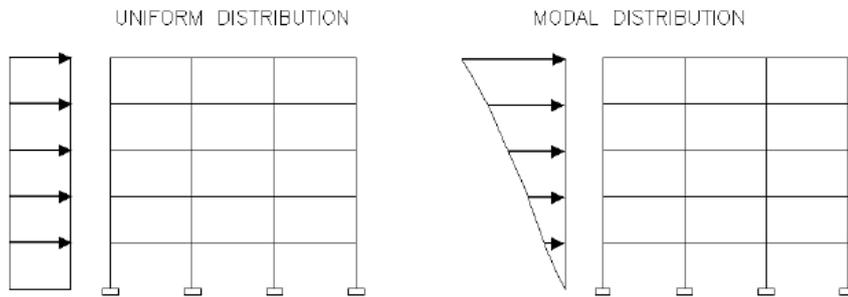


Figure. 12.19: distribution des charges latérales uniformes et modales.



Figure. 12.20: résultats d'analyse pushover.

La limite de l'état final a été choisi en fonction de la FEMA, que pour des structures avec contreventement recommander un glissement entre les étages maximum de 2% de la hauteur entre les étages, dans ce cas $d_{max} = 0,02 \cdot 4000 = 80$ [mm]. Afin d'évaluer cette limite, la courbe de la capacité de chaque étage pour les deux, ont été tracées uniforme et modal, de distribution et sont en spectacle Figure. 12.21 et Figure. 12.22

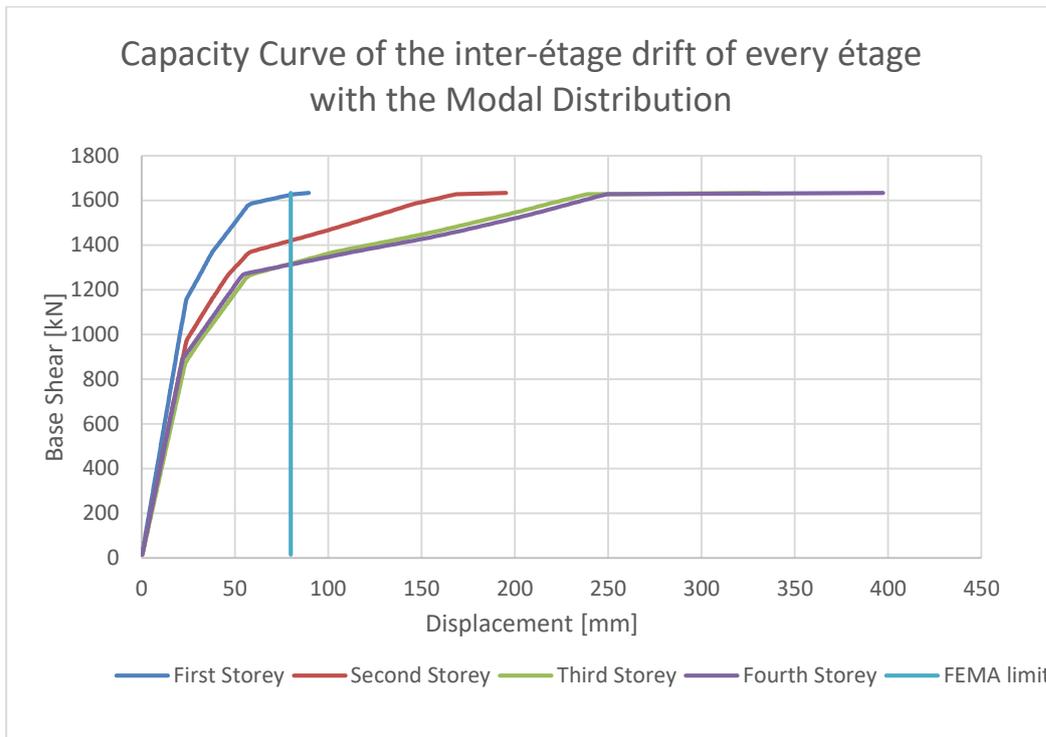


Figure. 12.21: Courbe de la capacité du drift entre les étages de chaque étage avec la distribution Modal.

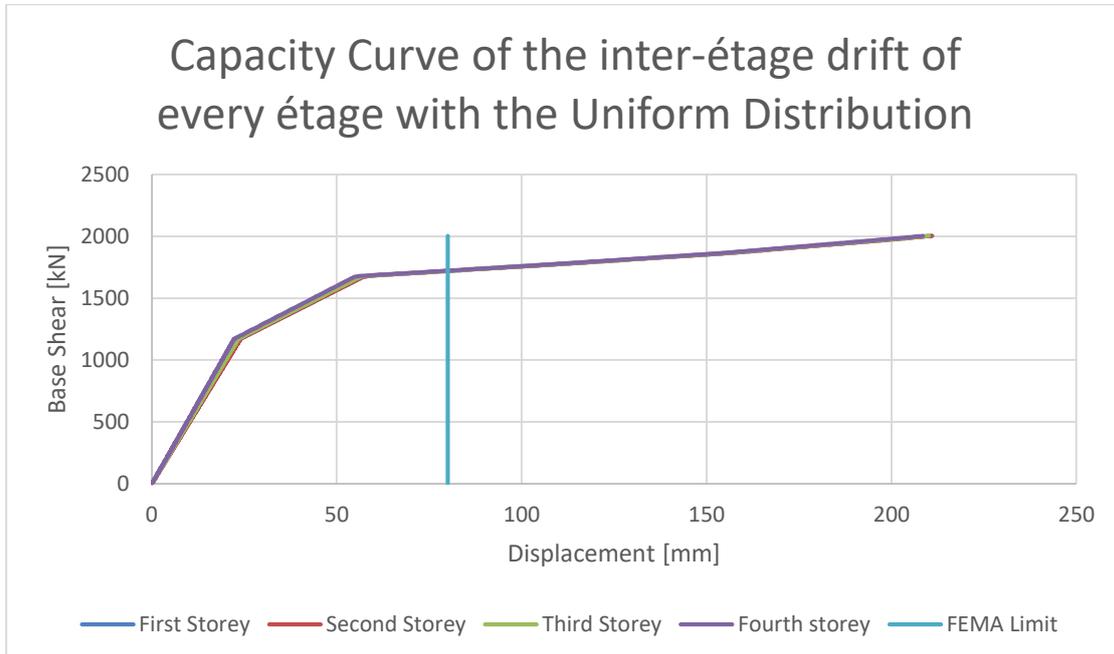


Figure. 12.22: Courbe de la capacité du drift entre les étages de chaque étage avec la distribution uniforme.

Le cisaillement de base correspondant au déplacement maximal a été tracée sur la courbe Rabattez Schéma afin de trouver la limite de l'état ultime, voir Figure. 12.23.

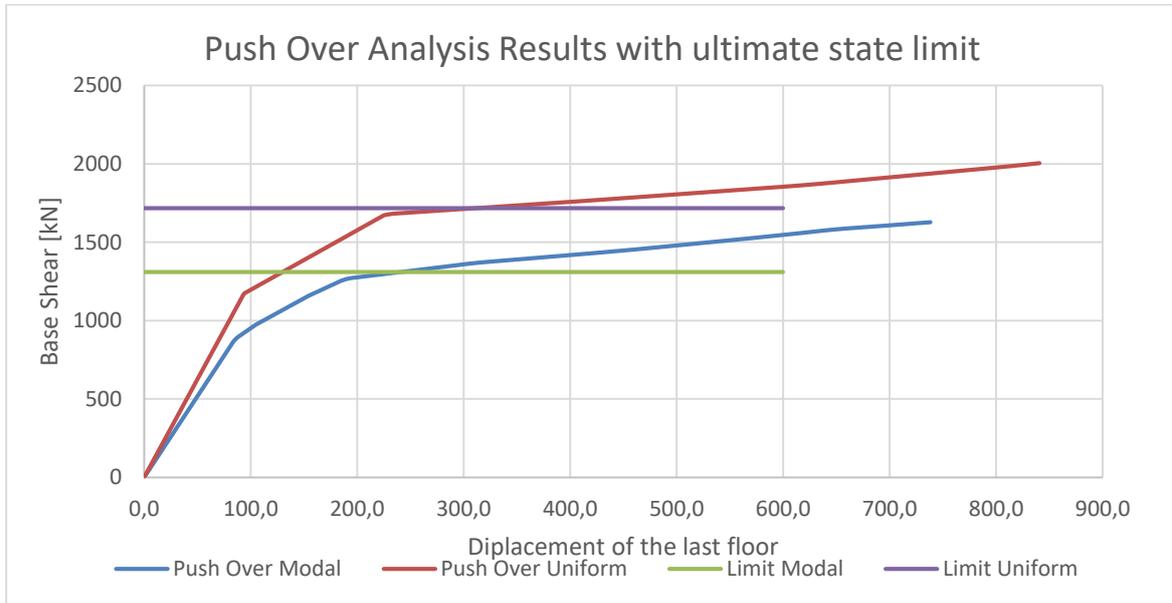
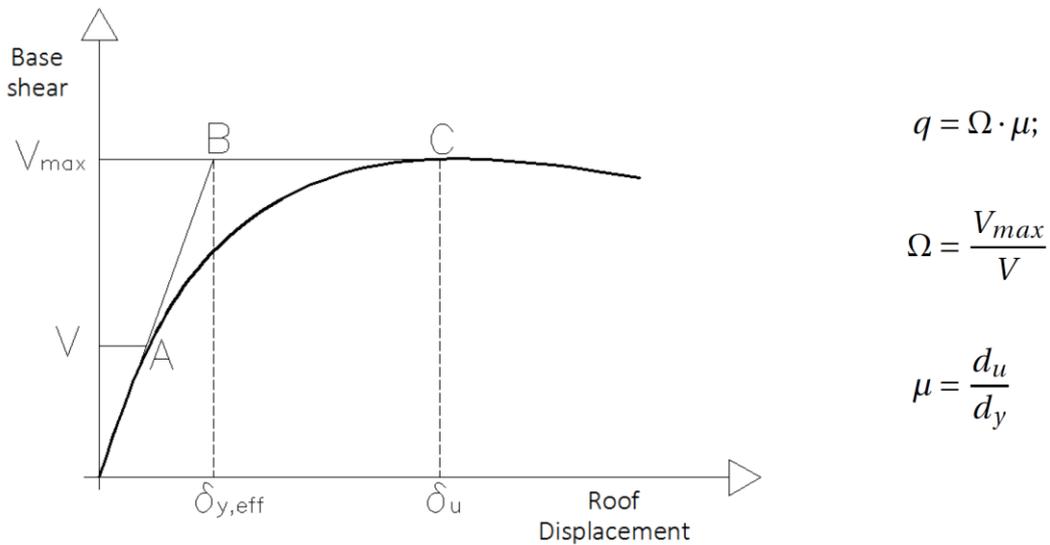


Figure. 12.23: Résultats de l'analyse avec état limite ultime.

12.6.4.2 L'évaluation du facteur de comportement q

Afin d'évaluer la ductilité structurelle, le facteur de comportement q est calculé, comme le suggère la FEMA 695, [23]. Selon FEMA 695, le facteur over-résistance est défini comme le rapport de la résistance maximale au cisaillement de base V_{max} , au cisaillement à la base du performance, V . La ductilité à base de période est définie comme étant le rapport de déplacement du drift de toit, d_u , au



déplacement drift de toit performance effectif $d_{y, eff}$, Figure. 12.24.

Figure. 12.24: Méthode pour calculer le coefficient de comportement q suggéré par la FEMA 695

Le facteur q a été calculé avec le modal et la distribution uniforme. Les résultats sont présentés dans

Table 12.13.

Table 12.13: coefficient de comportement q calculé.

Distribution	$q\mu$	Ω	Q
Modal	1,51	1,88	2,83
Uniforme	1,47	2,29	3.37

Dans la plupart des cas, le facteur q recommandé est inférieur, dans ce cas $q = 2,8$, mais, même si l'analyse dynamique non linéaire n'a pas été effectuée, le comportement attendu, compte tenu de l'effet d'hystérésis, est plus proche du comportement avec la distribution uniforme. L'effet de dissipation devrait augmenter à la fois la poussée sur les courbes, donc peut être considéré comme la valeur choisie $q = 3$ confirmé et du bon côté.

12.7 CONCLUSIONS

L'étude ci-dessus présente les dispositifs de MSSH comme éléments de diagonale dissipatifs. Les observations suivantes méritent d'être soulignées:

- Le système présente un très bon comportement sous charge sismique: forte, rigide, grande capacité d'absorption d'énergie. La résistance sismique d'un bâtiment peut être obtenue par une disposition appropriée d'un certain nombre de systèmes dans les directions concernées.
- Il peut être conçu comme fonction plus souple / rigide sur les types de section et leur répartition entre les niveaux de plancher.
- déformations inélastiques sont strictement limitées aux dispositifs dissipatifs empêchant la propagation des dégâts dans le reste des éléments de structure. Les dispositifs de MSSH sont facilement fabriqués, installés et remplacés, si elles sont endommagées après un fort événement sismique.
- Code des règles de conception pertinentes pour la conception parasismique des ossatures contreventées avec des dispositifs de MSSH, y compris des recommandations pratiques sur la sélection des fusibles et des vérifications appropriées éléments, ont été formulées dans un Guide de conception.
- Les appareils offrent une solution rentable, même pour le niveau sismique des structures.

12.8 DOMAINE D'APPLICATION

Les dispositifs de MSSH peuvent facilement être appliqués à des bâtiments en acier à plusieurs étages et remplacer les systèmes classiques utilisés dans le monde entier (tels que des portiques contreventés concentriques et excentriques, ossatures en portique, etc.) en combinant la résistance élastique des charges de vent et distincte dissipation d'énergie en matière plastique pour des charges sismiques. Les appareils sont faciles à remplacer et la fabrication, offrant une solution rentable.

12.9 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. EN15129: Anti-seismic Devices. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2003.
2. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2003.
3. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
4. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
5. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2003.
6. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
7. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
8. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
9. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
10. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
11. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
12. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.

